**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL,
HIDRÁULICA, ENERGÍA Y MEDIO
AMBIENTE**

E.TS.I. CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS
DE CRECIDA MEDIANTE
SIMULACIÓN ESTOCÁSTICA
MULTIVARIADA DE LLUVIA Y
MODELACIÓN HIDROLÓGICA
DISTRIBUIDA. APLICACIÓN A
SEGURIDAD DE PRESAS.**

ISABEL FLORES MONTOYA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos del Estado

Directores:

Luis Garrote de Marcos

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Álvaro Sordo Ward

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2018

Tribunal nombrado por el Mgfco. Y Excmo. Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día de de 2018.

Presidente D.

Vocal D.

Vocal D.

Vocal D.

Secretario D.

Realizando el acto de defensa y lectura de la Tesis el díade
de 2018, en

Calificación:

"La humanidad necesita hombres prácticos, que saquen el máximo provecho de su trabajo, y, sin olvidar el bien general, cuiden sus propios intereses. Pero la humanidad también necesita soñadores, para quienes el desarrollo desinteresado de una pasión sea tan cautivante que les resulte imposible dedicar su atención a su propio beneficio material. Sin duda, estos soñadores no merecen la riqueza, porque no lo desean. Aun así, una sociedad bien organizada debe garantizar a tales trabajadores los medios para llevar a cabo su labor con eficacia, en una vida libre de cuidados materiales y libremente consagrada a la investigación."

Marie Salomea Curie

Agradecimientos

A Luis Garrote, por sus sabios consejos, por su dedicación y su capacidad para motivar a las personas a sacar lo mejor de sí mismas y por su apoyo total y sus insistencias en que termine este trabajo.

A Álvaro Sordo, por su ayuda, por su dedicación, por su apoyo en todo momento y su constante espíritu motivador, sin las cuales no habría sido capaz de terminar este trabajo.

A Paola Bianucci por ayudarme a dar los primeros pasos en la investigación, por estar siempre dispuesta a echarme una mano y por su paciencia.

A Luis Mediero y Ana Requena por servirme de guía y por su colaboración.

Este trabajo de investigación ha sido posible gracias a mi contratación como investigadora dentro del proyecto *Modelación físicamente basada para la caracterización extremal de la respuesta hidrológica de una cuenca bajo enfoque probabilístico. Aplicación a la seguridad de presas*, MODEX (CGL2011-22868) financiado por el Ministerio de Economía, Industria y Competitividad. Igualmente, agradezco a la Acción FloodFreq COST (ES0901) la oportunidad de participar en un proyecto europeo y de realizar una estancia en la empresa Electricité de France (EDF) donde he tenido la oportunidad de trabajar con un eminente hidrólogo como Emmanuel Paquet y todo su equipo.

A mis padres y hermanos, porque gracias a ellos, a su apoyo incondicional, a su comprensión y paciencia hasta en los peores momentos y sus enseñanzas, me he convertido en lo que soy y he llegado siempre donde me he propuesto si perder la sonrisa y el buen humor.

A Carlos, por ser el mejor compañero de vida, por cuidarme, apoyarme, hacerme reír a carcajadas hasta en los momentos de agobio y sacar siempre la mejor versión de mí, haciendo que todo parezca fácil.

A mis amigos, los que están cerca y los que están lejos, por estar siempre ahí cuando de verdad los necesito.

Resumen

La presente tesis realiza una propuesta metodológica para la evaluación de la seguridad hidrológica de las presas con un enfoque probabilístico. Para ello se construye un entorno de simulación de Monte Carlo integrando diferentes modelos que simulan todos los procesos que intervienen en la generación y gestión de avenidas. Además, se han desarrollado una serie de procedimientos intermedios que permiten enlazar estos modelos creando una cadena de simulación completa. Por último, se han desarrollado diversos procedimientos de análisis de los resultados y la incertidumbre asociados a ellos.

En la generación de las avenidas intervienen principalmente dos procesos, la generación de eventos de tormenta y su transformación en esorrentía. Para simular estos procesos se han combinado un modelo estocástico de lluvia (RainSim V3) y un modelo lluvia-esorrentía distribuido, físicamente basado, de evento (RIBS).

El modelo RainSim V3 permite la simulación espacio-temporal de series continuas de lluvia arbitrariamente largas con un paso de tiempo arbitrario que reproducen el comportamiento meteorológico extremal de la cuenca. Por su parte, la aplicación del modelo RIBS, permite obtener la respuesta hidrológica de la cuenca a eventos de tormenta considerando, mediante la aplicación de un proceso de calibración probabilística, la variabilidad de los procesos que intervienen en la generación y flujo de la esorrentía en la cuenca. Ambos modelos se enlazan a través de un procedimiento de identificación de eventos de lluvia en las series de lluvia continuas y de selección de las peores tormentas para la seguridad hidrológica. El resultado de aplicar ambos modelos es la obtención de series arbitrariamente largas de hidrogramas de entrada al embalse.

La gestión de avenidas tiene como objetivo mantener el nivel del embalse (y los caudales pico de salida) dentro de un rango seguro. Los hidrogramas de salida se han simulado aplicando el método Puls modificado (también conocido como Storage Indication Method, Chow, V.T. et al., 1988) y las normas de operación derivadas de aplicar el método de Girón (Método de Evaluación Volumétrica, Girón, F. 1988). Este método define el grado de apertura de las compuertas con el objetivo de salvaguardar la integridad física de la presa. La aplicación del modelo de gestión de avenidas a las series sintéticas de hidrogramas de entrada al embalse da como resultado la evolución del volumen y el nivel alcanzado por la lámina de agua en el embalse y los hidrogramas de salida del embalse.

Esta metodología se ha aplicado a la cuenca del Manzanares, situada en el centro de la península ibérica, y a dos subcuencas del río Gardons, Corbès y Générargues, situadas en el sureste de Francia. En la cuenca del Manzanares se han generado 8000 años de lluvia continua con un paso de tiempo horario, de los que se han extraído 40000 eventos de tormenta para su transformación en avenidas y su laminación. Se han obtenido las leyes de frecuencia de los caudales pico de entrada, los caudales pico de

salida y los máximos niveles alcanzados en el embalse y se ha caracterizado el comportamiento extremal del sistema cuenca-presa hasta periodos de retorno de prácticamente 15000 años. Por su parte, para las cuencas de Corbès y Générargues se han simulado 6000 años de lluvia continua con un paso de tiempo horario, de los que se han extraído 35000 eventos de tormenta posteriormente transformados en avenidas, permitiendo caracterizar el comportamiento extremal de las cuencas hasta periodos de retorno entorno a los 10000 años.

Los resultados obtenidos en ambos casos ponen de manifiesto que la metodología propuesta constituye una herramienta útil para la caracterización del comportamiento extremal de las cuencas. Así mismo, la metodología propuesta es adecuada para analizar riesgo hidrológico de las presas a partir de la distribución de frecuencia de los máximos niveles de agua en el embalse y los máximos caudales de salida y su relación con las características de los hidrogramas mediante un análisis multivariado.

Abstract

This thesis develops a methodology for the analysis of hydrological dam safety under a probabilistic approach. For this aim, a Monte Carlo environment was built by integrating different models which simulate all the processes involved from rainfall generation to dam operation. Moreover, some intermediate procedures were developed to engage the models and to create a unique simulation network. Finally, uncertainty analyses were implemented and results were analyzed.

Two processes are involved in the flood generation, the rainfall events generation and the rainfall-runoff transformation. To simulate the flood generation a spatial-temporal synthetic rainfall generator (RainSimV3) was coupled with a distributed physically-based rainfall-runoff event-based model (RIBS).

The RainSimV3 model allowed the spatial-temporal simulation of continuous and arbitrarily long series of rainfall for a set of rain gauges with an arbitrary time step. Then, the extremal rainfall behavior of the basin was estimated. By applying the RIBS model the response of the basin to the most significant events was calculated. Model uncertainties were accounted by developing a probabilistic calibration procedure. By applying a rainfall events identification process the biggest annual storms were selected. The results from applying both models was a set of reservoir inflow hydrographs.

The flood management aims to maintain the reservoir level (and peak outflow) within a safe range. The outflow hydrographs were simulated applying the Storage Indication Method. The dam operation rules were defined by applying the Volumetric Evaluation Method. This method defines the degree of opening of the gates to ensure the structural safety of the dam. By applying the proposed flood management procedure, the reservoir water level evolution and the reservoir outflow hydrographs were determined.

The proposed methodology has been applied to the Manzanares basin, located in the centre region of the Iberian Peninsula and two sub-basins belonging to the Gardons River (Corbès and Générargues) located in the south-east of France. In the Manzanares basin, a 8000-year rainfall series was generated and 40000 storm events were selected and the corresponding inflow and outflow hydrographs were calculated. The inflow, outflow and maximum reservoir level frequency distributions were obtained and the extremal hydrological behavior of the basin-dam system (up to 15000 return years) was characterized. In Corbès and Générargues basins, a 6000 years rainfall series was generated and 35000 storm events were selected. Following the same procedure as in Manzanares, the extremal hydrological behavior of the basin-dam system for return periods up to 10000 years was characterized.

The results obtained for both cases showed that the proposed methodology is an useful tool to characterize the extremal hydrological behavior of the basin. Moreover, the proposed methodology is appropriate to analyze the hydrological safety of dams by

means of the frequency distribution of the maximum reservoir water level and the maximum spillway discharge, and by relating them with the hydrograph characteristics through a multivariate analysis.

Índice

Capítulo 1. Introducción	5
1.1. Motivación	5
1.2. Objetivos	10
1.3. Organización del documento.....	11
Capítulo 2. Estado del arte.....	13
2.1. Análisis de frecuencia	14
2.1.1. Modelos estadísticos	14
2.1.2. Modelos de distribución derivada de frecuencia de avenidas.....	15
2.2. Metodología aplicada en España para el diseño de la avenida de proyecto.....	15
2.3. Modelos de lluvia.....	18
2.3.1. Modelos determinísticos	19
2.3.2. Modelos Estocásticos.....	19
2.3.3. Modelos Basados en Pulsos Rectangulares	20
2.4. Modelos Hidrológicos	21
2.4.1. Clasificación en función de la representación espacial	21
2.4.2. Clasificación en función de la representación de los procesos hidrológicos ...	23
2.4.3. Clasificación en función de la extensión temporal	26
2.5. Modelos de Gestión de embalses	27
2.5.1. Modelos de simulación de las reglas de operación.....	27
2.5.2. Modelos de optimización.....	28
2.5.3. Metodologías de evaluación y comparación de estrategias de gestión.....	29
2.6. Métodos de distribución derivada de frecuencia de avenidas	30
Capítulo 3. Metodología.....	33
3.1. Entorno de Simulación Probabilística	34
3.2. Modelo estocástico de lluvia: RainSim V3	37

3.2.1. Simulación de la lluvia	37
3.2.2. Ajuste del modelo	39
3.2.3. Análisis de las series temporales	39
3.3. Identificación y selección de eventos	39
3.4. Modelo Lluvia-Escorrentía: RIBS	42
3.4.1. Descripción del modelo	42
3.4.2. Calibración del modelo	45
3.4.3. Estado inicial de la cuenca	46
3.4.4. Simulación de los eventos sintéticos.	48
3.5. Laminación.....	49
3.5.1. Efecto laminador del Embalse	49
3.5.2. Operación de los órganos de desagüe	50
3.5.3. Análisis probabilístico de fallo hidrológico	53
3.6. Análisis de la incertidumbre.....	54
Capítulo 4. Resultados.....	57
4.1. Manzanares: Enfoque Determinístico	58
4.1.1. Generación estocástica de lluvia	59
4.1.2. Selección de Eventos	60
4.1.3. Modelo Lluvia-Escorrentía	62
4.1.4. Validación de la metodología para el caso de estudio del Manzanares	63
4.1.5. Laminación	63
4.1.6. Hidrogramas de diseño	64
4.1.7. Análisis de la incertidumbre	67
4.1.8. Resumen de los resultados del caso de estudio del río Manzanares	69
4.2. Gardons: Comparación de enfoques determinístico, semi-probabilístico y probabilístico.	70
4.2.1. Generación estocástica de lluvia.....	72
4.2.2. Selección de Eventos	72
4.2.3. Modelo Lluvia-Escorrentía	73

4.2.4. Estudio de sensibilidad de la probabilidad de fallo hidrológico	78
4.2.5. Resumen de los resultados del caso de estudio del río Gardons.....	80
4.3. Validación de la metodología de caracterización del comportamiento extremal de la cuenca.	81
4.3.1. El método SCHADEX	82
4.3.2. Caso de estudio: Río Gardons.....	94
4.3.3. Comparación de ambos métodos.	99
4.3.4. Comparación de resultados para el caso de estudio del río Gardons.....	101
4.4. Conclusiones parciales	102
Capítulo 5. Conclusiones.....	105
5.1. Trabajos realizados.....	105
5.2. Conclusiones	107
5.3. Aportaciones originales.....	110
5.4. Futuras líneas de investigación.	111
Referencias	113
Listado de Figuras	129
Listado de Tablas.....	133
ANEJO 1. DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN DEL MODELO RAINSIM V3	
ANEJO 2. DIFUSIÓN CIENTÍFICA DE LA TESIS	

Capítulo 1. Introducción

1.1. Motivación

Las presas en España tienen un papel relevante debido a las características geográficas, climáticas y socioeconómicas de su territorio. España es un país mediterráneo que a pesar de presentar unos recursos medios anuales de 112 km³, estos presentan una gran irregularidad tanto espacial, las precipitaciones medias disminuyen de Norte a Sur y de Oeste a Este siendo el extremo sudoriental el que presenta menores precipitaciones (del orden de 250 mm anuales) como temporal, tanto a escala anual (grandes estiajes en verano y periodos lluviosos en primavera y otoño) como interanual, alternándose periodos de sequía de uno o varios años con otros en los que las avenidas son muy frecuentes. Otro factor fundamental que influye en la disponibilidad de agua es las grandes pendientes del territorio y de su red fluvial que hacen que el drenaje superficial de las cuencas se produzca en muy poco tiempo.

Ambos factores, irregularidad y pendientes, hacen que la proporción de agua que se podría emplear de forma natural no llegue al 10%. La disponibilidad de agua es necesaria para el desarrollo económico de cualquier país. Para aumentar la cantidad de agua disponible ha sido necesario retener el agua en el territorio mediante la construcción de infraestructuras hidráulicas como presas y azudes. Aunque las primeras presas en la península Ibérica datan de la época de los romanos, su mayor desarrollo tuvo lugar durante el siglo XX debido a la necesidad de satisfacer las demandas crecientes de agua ocasionadas por el crecimiento demográfico, el impulso de la agricultura y el desarrollo de la energía hidroeléctrica (Hernández, 2007) lo que ha llevado a que el número de presas en España durante el siglo XX haya pasado de 55 antes de 1900 a 1225 en el año 2000 alcanzándose porcentajes de regulación cercanos al 57% (SPANCOLD, 2000).

Las presas han sido un factor clave en el desarrollo económico de España en las últimas décadas. El agua almacenada en los embalses ha permitido el abastecimiento de gran parte de la población concentrada en las grandes ciudades donde los caudales proporcionados por otras fuentes dejaron de ser suficientes. También ha impulsado el incremento de la superficie regable desde las 450000 hectáreas en el año 1940 a 1.7 millones de hectáreas en 1970 y 2.7 millones de hectáreas en la actualidad (Yagüe y de Cea, 2008). Además, las presas generan saltos de agua artificiales que se pueden aprovechar para la generación de energía hidroeléctrica. Actualmente el 20% de los embalses españoles se utilizan para la producción energética con una potencia instalada de 18250 MW que representa aproximadamente un 14% respecto al resto de centrales y el 60% de las renovables (Yagüe y de Cea, 2008).

Las presas y sus embalses tienen también una función de protección de personas y bienes frente a las avenidas, mediante la laminación de las mismas, aunque no suele ser

su función principal. Pero al mismo tiempo que presentan esta función de protección, llevan asociado un riesgo sobre un gran número de personas y bienes ya que su fallo puede ocasionar víctimas y daños materiales y medioambientales aguas abajo de la presa de mayor magnitud que si no existiese presa alguna. Por ello la seguridad de las presas tiene una gran importancia.

El riesgo es la combinación de tres factores: qué puede pasar, cómo de probable es que pase y cuáles son sus consecuencias (Kaplan, 1997). En el caso de la seguridad de presas, el qué puede pasar se refiere al modo de fallo de la presa. El cómo de probable es que pase es la combinación de la probabilidad de que se produzcan ciertas solicitaciones y la probabilidad de que bajo dichas solicitaciones se produzca el fallo de la presa. Las consecuencias son los daños causados por dicho fallo, incluyendo consecuencias económicas y pérdida de vidas humanas.

La seguridad hidrológica de las presas está relacionada con las avenidas a las que va a estar sometida, solicitaciones hidrológicas, ya que éstas condicionan su dimensionamiento y el diseño de los órganos de desagüe, y con su explotación. Para caracterizar las avenidas es necesario llevar a cabo estudios hidrológicos. En los últimos años se ha producido un gran avance en este campo motivado por el alto porcentaje, entre el 25% y el 33%, de roturas de presas que se han producido por sobrevertido (mayor en el caso de las presas de materiales sueltos) (Esteban y Granados, 2012). Por lo tanto, la seguridad hidrológica de las presas está directamente relacionada con el riesgo de sobrevertido.

El sobrevertido se produce cuando el nivel de agua del embalse se eleva por encima del nivel de coronación y da lugar al vertido de caudales por encima de la misma. Esta sobreelevación de la lámina de agua se produce como consecuencia de que los caudales vertidos por los órganos de desagüe son menores a los caudales de entrada al embalse y la diferencia se almacena en el embalse, que aumenta su nivel.

Por otro lado, los caudales vertidos también pueden entrañar cierto riesgo aguas abajo de la presa si supera la capacidad del cauce. Por ello la normativa vigente actualmente en España limita el valor de los caudales vertidos. Así el artículo 18.2.a) de la Orden de 31 de marzo de 1967 por la que se aprueba la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas establece que “La suma de los caudales que puedan ser evacuados por todos los dispositivos sujetos a control, con el embalse a su máximo nivel normal, no será nunca superior al caudal de la avenida normal”. Por su parte el artículo 15.1 de la Orden de 12 de marzo de 1996 por la que se aprueba el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses establece que “La maniobra de los órganos de desagüe no deberá dar lugar a caudales desaguados que originen daños aguas abajo superiores a los que podrían producir naturalmente sin la existencia del embalse”. Estas limitaciones se introducen porque el vertido de caudales excesivos podría provocar pérdidas de vidas humanas y económicas aguas abajo de la presa superiores a los que se producirían si no hubiera presa y entonces el embalse no estaría

cumpliendo adecuadamente su función de laminación. Por lo tanto, la seguridad hidrológica de la presa también está relacionada con el riesgo de daños aguas abajo de la misma producidos por los caudales vertidos.

En consecuencia, se pueden considerar dos modos de fallo hidrológico del sistema embalse-presa: el sobrevertido y el vertido de caudales excesivos. La probabilidad de que se produzca el sobrevertido es la probabilidad de que el nivel de agua en el embalse supere el nivel de coronación, mientras que la probabilidad de vertidos excesivos es la probabilidad de que los caudales de descarga sean superiores a la capacidad del cauce aguas abajo. Los daños dependerán de la superficie afectada por ambos fenómenos, la magnitud de la afección (espesor de la lámina de agua, velocidades, etc.), los usos del suelo a los que se dedica dicha superficie y la población o bienes materiales que haya en ella. La valoración del daño es compleja, depende de cada caso concreto y de los criterios utilizados, que no son objeto de esta tesis. El presente trabajo se centrará en el estudio de la probabilidad de fallo.

Para determinar la probabilidad de fallo de un sistema embalse-presa es necesario conocer la ley de frecuencia de las variables causantes del fallo. En el caso del fallo hidrológico estas variables son el nivel de agua en el embalse y/o el caudal vertido. La obtención de estas distribuciones de frecuencia no resulta sencilla ya que ambas variables dependen de la avenida que llega al sistema embalse-presa y de cómo se lamina a través del mismo.

Debido a la falta de datos y a la necesidad de caracterizar las avenidas para, en base a dicha caracterización, diseñar los órganos de desagüe de las presas, tradicionalmente se ha recurrido al análisis estadístico de los caudales máximos. Los métodos más sencillos para ello son los modelos estadísticos que consisten en la extrapolación de las series temporales de datos. Para ello, las series se ajustan a una distribución extremal y se obtienen los valores de los caudales máximos asociados a altos periodos de retorno. Uno de los principales inconvenientes de esta metodología es que no proporciona información sobre el volumen total de la avenida, información muy importante en relación con la laminación (Guía Técnica de Seguridad de Presas nº4: Avenida de Proyecto).

La dificultad para obtener series de datos de caudales de calidad y suficientemente largas para que las extrapolaciones sean fiables y el desarrollo de los modelos hidrometeorológicos ha dado lugar al desarrollo de procedimientos de cálculo consistentes en obtener valores de lluvia asociados a altos periodos de retorno y su transformación en caudal mediante modelos lluvia-escorrentía sencillos (Guía Técnica de Seguridad de Presas nº4: Avenida de Proyecto. SPANCOLD 1997).

Durante los últimos años se ha producido un gran desarrollo en ambas técnicas. En el caso de los modelos estadísticos se ha pasado de la aplicación de funciones de una sola variable a funciones multivariadas (por ejemplo, caudal-volumen) y modelos de cópulas que no sólo representan la dependencia entre las variables, sino que además

permiten que cada variable venga caracterizada por una función marginal diferente (De Michele et al., 2005; Klein et al., 2010; Requena et al., 2013). En el caso de los modelos hidrometeorológicos se ha producido un desarrollo importante tanto de los modelos de lluvia como de los modelos lluvia-escorrentía. Los modelos de lluvia han evolucionado desde las cadenas de Markov a los generadores de lluvia estocásticos. En cuanto a los modelos lluvia-escorrentía se han desarrollado modelos que representan mejor los fenómenos y tiene mayor resolución espacial y temporal. Cabe destacar como uno de los principales avances en este tipo de modelos el desarrollo de modelos probabilísticos frente a modelos determinísticos. Los modelos determinísticos no consideran la incertidumbre debida a los datos de entrada como consecuencia de errores e imprecisiones en la medición y/o estimación de los mismos, la incertidumbre debida al desconocimiento de las condiciones iniciales o la debida al propio modelo tanto por la simulación de los procesos como en la determinación de los parámetros de calibración (Brath et al., 2002). En cambio, los modelos probabilísticos permiten tener en cuenta todas estas incertidumbres e incorporarlas en el proceso de simulación, lo que supone un avance significativo respecto a los modelos determinísticos (Krzysztofowicz, 2001).

También se han producido importantes avances en la capacidad de cálculo computacional. El incremento de la capacidad de cálculo en varios órdenes de magnitud permite que los tiempos de ejecución de modelos numéricos complejos sean asumibles. Esto tiene una aplicación directa en la ejecución de modelos hidrológicos distribuidos que requieren resolver ecuaciones diferenciales en todos los elementos en que se discretiza la cuenca al reducirse el coste computacional de manera que puedan realizarse un elevado número de simulaciones en cortos periodos de tiempo. Lo mismo ocurre con la realización de simulaciones con elevada resolución temporal, los avances computacionales han permitido reducir los pasos de tiempo hasta intervalos de minutos en modelos de lluvia e hidrológicos.

Los desarrollos tecnológicos han mejorado los sistemas de medida, incrementando la resolución espacial y temporal de las bases de datos hidrometeorológicas. En España, en concreto, destaca el desarrollo e implementación de los Sistemas Automáticos de Información Hidrológica (SAIH) en todas las cuencas españolas. Estos sistemas consisten en un conjunto de sensores distribuidos en toda la cuenca y localizados en puntos de interés hidrológico que proporcionan datos cinco-minutales en tiempo real de precipitación, nieve acumulada, nivel y caudal en ríos y canales, volumen almacenado y caudal vertido en embalses, etc. (Gabaldó et al., 2004) dando lugar a series de datos hidrometeorológicos con elevada precisión temporal y espacial que permiten caracterizar mejor estos fenómenos.

A pesar de todos estos avances, en la aplicación práctica se siguen utilizando modelos determinísticos simplificados y de fácil aplicación para el dimensionamiento de los embalses y los órganos de desagüe de las presas. En concreto, en España se sigue aplicando una metodología basada en la caracterización de una “tormenta de proyecto” que mediante modelos lluvia-escorrentía se convierte en la “avenida de proyecto”, con

la que se diseñan o se comprueban los órganos de desagüe. Esta metodología solo aborda la precipitación diaria desde un punto de vista probabilístico, mientras que el resto de variables que intervienen en el modelo se determinan de manera determinista en base a determinados criterios o a la experiencia del proyectista. Esto imposibilita que se conozca realmente el riesgo hidrológico de la presa ya que no se conoce la probabilidad asociada a los valores determinados para dichas variables.

Además de caracterizar las avenidas a las que va a estar sometido el conjunto embalse-presa, es muy importante su operación y gestión (Wurbs, 2005; ICOLD, 2006). Las principales dificultades que se presentan a la hora de establecer una buena estrategia de gestión son:

- Los diferentes usos del agua que suelen darse en los embalses.
- La naturaleza estocástica de las variables involucradas.

Según el Registro Mundial de Presas (ICOLD, 1998), los propósitos más habituales de las presas son el abastecimiento de agua para riego (43.5%), la generación hidroeléctrica (17.5%) y el suministro de agua urbano (13.3%). Por su implicación en el desarrollo socio-económico, estos usos resultan estratégicos. El control de avenidas, por su parte, representa el propósito principal del 12.5% de las presas a nivel mundial.

Los diferentes objetivos suelen ocasionar conflictos en la operación de los embalses (Oliveira y Loucks, 1997; Labadie, 2004). De hecho, el control de avenidas tiene, en sí mismo, un carácter multiobjetivo ya que mantener un nivel de seguridad podría implicar el vertido de caudales que provoquen daños aguas abajo, y si se restringe el caudal a descargar, la seguridad de la presa podría verse amenazada (Wurbs, 2005). Por otro lado, la naturaleza estocástica de las variables involucradas hace que sea aconsejable abordar el problema desde un enfoque probabilístico, tanto implícita como explícitamente (Labadie, 2004; Sordo-Ward et al, 2012, 2013).

En España, la legislación (Instrucción Española para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas, 1967; Delgado et al, 2004), establece que las grandes presas deben definir en su documentación técnica los protocolos a seguir para operarlas tanto en situaciones normales como en caso de eventos extremos. En la práctica profesional, estas estrategias de gestión se suelen definir en función de un número reducido de eventos asociados a unos determinados períodos de retorno que se trasladan, a su vez, a los respectivos caudales punta vertidos y niveles máximos alcanzados obteniéndose así las leyes de frecuencia para un rango de períodos de retorno determinado (Sordo-Ward, 2010). En general, un protocolo se considera válido si no se producen sobrevertidos para un conjunto restringido de solicitudes hidrológicas.

Por otro lado, los avances computacionales e hidrológicos que se han producido durante los últimos años también han permitido desarrollar modelos de simulación y optimización que permiten emular la operación del embalse frente a diversos escenarios,

determinar la respuesta más adecuada ante cada uno de ellos y analizarla (Yeh, 1985; Wurbs, 1993; Labadie, 2004).

Por ello, se propone dar un salto cualitativo en la caracterización del comportamiento extremal de una cuenca y en el análisis de la seguridad hidrológica de las presas mediante el desarrollo de una metodología que, con una gran resolución espacial y temporal, permita tener en cuenta la incertidumbre asociada tanto a los datos como a todos los procesos que intervienen en la generación de avenidas (precipitación, transformación lluvia-escorrentía, flujo por la cuenca y el cauce, etc.) y la laminación de las mismas. En la presente tesis se ha desarrollado una metodología basada en la construcción de un entorno de simulación de Monte-Carlo en el que se combinan modelos estocásticos multivariados de generación de lluvia en conexión con modelos hidrológicos distribuidos físicamente basados y modelos de laminación y gestión de embalses que permite obtener series arbitrariamente largas de hidrogramas con paso de tiempo horario de respuesta de la cuenca a eventos de tormenta. Estos hidrogramas permitirán caracterizar el comportamiento extremal de la cuenca con una mejor precisión espacial y temporal y el comportamiento de los sistemas embalse-presa ante dichas solicitaciones, de manera que se pueda evaluar el riesgo hidrológico de los dichos sistemas. En esta tesis, la metodología propuesta se ha aplicado a las cuencas del río Manzanares (España) y del río Gardons (Francia), se han evaluado los resultados obtenidos, se ha analizado el riesgo hidrológico desde un punto de vista univariado y multivariado y la incertidumbre asociada a los resultados.

1.2. Objetivos

El objetivo principal de esta tesis consiste en realizar una propuesta metodológica para estimar, con alta resolución espacial y temporal y bajo un enfoque probabilístico, tanto la solicitud hidrológica extremal a la que está sometida el sistema embalse-presa, como la operación del mismo. Considerando la variabilidad de los procesos involucrados en la generación de avenidas de manera que se obtenga como resultado el conjunto de hidrogramas que representan el comportamiento extremal de la cuenca para su aplicación, como solicitud probabilística, al análisis del riesgo hidrológico de las presas.

Para ello se propone construir un entorno de simulación de Monte Carlo en el que se integren un modelo de generación de lluvia, un modelo lluvia-escorrentía y un modelo de laminación y gestión de avenidas en el sistema embalse-presa.

De este objetivo principal se derivan los siguientes objetivos específicos:

a) Construcción de un entorno de Monte Carlo para la simulación con alta resolución temporal y espacial del comportamiento hidrológico del sistema cuenca-presa. Para ello se creará una cadena de simulación que integre un generador de lluvia continuo y multivariado, un modelo lluvia-escorrentía distribuido y de evento y un modelo de laminación y gestión de embalses de manera que se tenga en cuenta la

variabilidad de dichos procesos mediante procedimientos de calibración y simulación estocásticos.

b) Formulación de una propuesta para realizar el análisis del comportamiento hidrológico del sistema cuenca-presa basado en episodios. Para lograr un análisis con una elevada resolución espacial y temporal sin que aumente excesivamente el coste computacional y la complejidad de calibración del modelo se ha utilizado un modelo lluvia-escorrentía de evento. Asimismo, esta tesis tiene por objetivo dar respuesta a dos problemas específicos derivados del uso de un modelo lluvia-escorrentía de evento: a) identificación de tormentas independientes en las series continuas de lluvia y selección de aquellas tormentas que representen un mayor riesgo hidrológico y b) caracterización del estado inicial de la cuenca considerando su variabilidad y probabilidad de ocurrencia.

c) Desarrollar procedimientos de validación de la metodología. La validación de una metodología probabilística se basa en comparar distribuciones de frecuencia simuladas y observadas con el inconveniente de la escasa longitud que suelen tener las series de datos observados y la incertidumbre asociada a su extrapolación para periodos de retorno elevados.

d) Analizar la incertidumbre de los factores que pueden condicionar el proceso. Tanto los procesos que intervienen en la generación y laminación de avenidas, como los datos de partida y los modelos utilizados para simular dichos procesos presenta cierta incertidumbre que es necesario analizar y cuantificar para conocer su influencia en el resultado final y determinar el error asociado a dichas estimaciones.

e) Aplicar los resultados al análisis del riesgo hidrológico de las presas. Para ello habrá que aplicar modelos de laminación y gestión de embalses y analizar el comportamiento extremal de la respuesta del conjunto embalse-presa así como la influencia que tienen las características de la presa en dicha respuesta mediante análisis de sensibilidad multivariados.

1.3. Organización del documento

La presente tesis se ha estructurado en seis capítulos, siendo el capítulo 1 la introducción, el capítulo 2 analiza el estado del arte, en el capítulo 3 se presenta la metodología propuesta en la tesis, en el capítulo 4 se presentan los casos de estudio en los que se ha aplicado la metodología y se presentan y discuten los resultados obtenidos, en el capítulo 5 se valida la metodología mediante su comparación con otra metodología ampliamente contrastada y aplicada en el análisis de la seguridad hidrológica de presas en Francia desde 2006. Por último, en el capítulo 7 se presentan las conclusiones.

En el apartado 1.1 se exponen los motivos que han llevado al desarrollo de este estudio y en el apartado 1.2 se exponen los objetivos generales y específicos de esta tesis.

En el capítulo 2 se presenta el estudio del estado del arte. Se analiza la evolución en el análisis de la seguridad hidrológica de presas y la metodología utilizada en España, los métodos de análisis de frecuencia, el desarrollo de los modelos de lluvia, de lluvia-escorrentía, de gestión de embalses y los métodos de distribución derivada de frecuencia de avenidas.

En el capítulo 3 se presenta la metodología propuesta en la tesis, denominada método MODEX. Se describen los modelos utilizados en la misma y los procedimientos aplicados para conectar dichos modelos y llevar a cabo una simulación probabilística de la respuesta hidrológica de una cuenca. Se han planteado tres procedimientos de calibración-simulación, Determinístico, Semi-probabilístico y Probabilístico que difieren en el enfoque de caracterización y selección del estado inicial y por lo tanto, suponen tres alternativas para resolver esta cuestión.

En el capítulo 4 se presentan los dos casos de estudio a los que se ha aplicado la metodología: El caso de estudio correspondiente a la presa de Santillana situada en la cuenca del río Manzanares en el que se ha aplicado únicamente el procedimiento denominado *Determinístico* y el caso de estudio correspondiente a las subcuencas del río Gardosn, en el que se han aplicado y comparado los tres procedimientos presentados con el objetivo de verificar las mejoras introducidas por el procedimiento *Probabilístico*. En ambos casos se ha validado la metodología y se han presentado y discutido los resultados obtenidos.

En el capítulo 5 se lleva a cabo una validación del MODEX mediante la realización de un análisis comparado con el método SCHADEX (Paquet et al., 2006), que es un método probabilístico de estimación de la distribución de frecuencia de avenidas extremas desarrollado por Électricité de France y aplicado desde 2006 en el diseño de aliviaderos con muy buenos resultados.

Por último, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones fundamentales de la tesis, se destacan las aportaciones originales realizadas y se indican posibles líneas futuras de investigación.

Finalmente se presentan las referencias bibliográficas citadas a lo largo del documento y los anexos.

Capítulo 2. Estado del arte

En este capítulo se realiza una revisión del estado del arte de los temas relacionados con el análisis de la seguridad hidrológica de las presas. El análisis de la seguridad hidrológica de las presas se basa en determinar la probabilidad de que se produzca el fallo hidrológico de la presa, bien por sobrevertido, bien por vertido de caudales excesivos. Para poder determinar la probabilidad de fallo hidrológico de la presa es necesario caracterizar en primer lugar el comportamiento extremal de las solicitaciones a las que se va a ver sometida, por ello comenzaremos con una revisión de los métodos de análisis de frecuencia.

A continuación, se hace un análisis de la metodología aplicada en España para el diseño de la avenida de proyecto que sigue siendo la utilizada en la mayoría de los proyectos, no solo de presas sino también de otro tipo de infraestructuras hidráulicas como obras de drenaje de carreteras.

En los siguientes apartados se lleva a cabo una revisión de los tres tipos de modelos que se combinan en la metodología. En primer lugar se analizan los modelos de lluvia, tanto los modelos determinísticos cuyo objetivo es caracterizar una tormenta de diseño como los modelos estocásticos de generación de lluvias entre los que se hace especial hincapié en los modelos de pulsos rectangulares.

En segundo lugar se revisan los modelos hidrológicos en base a tres clasificaciones: la representación espacial de la cuenca, distinguiendo entre modelos agregados, distribuidos y semi-distribuidos; la representación de los procesos hidrológicos que permite clasificar los modelos en empíricos, conceptuales y físicamente basados; y la extensión espacial de la simulación, diferenciando entre modelos de simulación continua que simulan tanto los periodos de lluvias como los periodos secos y los modelos de eventos que únicamente simulan los fenómenos de avenidas.

En tercer lugar, se revisan los modelos de gestión de embalses, distinguiendo los modelos de simulación de reglas de operación que básicamente proporcionan la respuesta del conjunto embalse-presa operado siguiendo un conjunto de normas establecido y los modelos de optimización que tratan de conseguir la mejor gestión de una avenida según un determinado criterio. Además, se comentan las diferentes herramientas desarrolladas para evaluar y comparar estrategias de gestión.

Por último, se analizan los métodos de distribución derivada de frecuencia de avenidas que combinan modelos de lluvia y modelos hidrológicos siendo el antecedente más directo de la metodología propuesta en esta tesis.

2.1. Análisis de frecuencia

Para determinar la probabilidad de fallo de una presa es necesario conocer en primer lugar la ley de frecuencia de las solicitaciones a las que va a estar sometida, que, desde el punto de vista hidrológico, son las variables que caracterizan a los hidrogramas de entrada al embalse (caudal punta, volumen, etc.). Hay diferentes métodos para su determinación.

- Métodos empíricos: Fórmulas desarrolladas empíricamente que permiten estimar el caudal máximo en función de las características geomorfológicas de la cuenca. Actualmente tienen un valor puramente histórico y sólo se usan para obtener una primera aproximación.
- Métodos estadísticos: Basados en el tratamiento estadístico de los datos existentes.
- Métodos de distribución derivada de frecuencia de avenidas: Combinan un modelo de precipitaciones en la cuenca con un modelo lluvia-escorrentía para obtener la distribución de frecuencia de los caudales.

2.1.1. Modelos estadísticos

Los métodos estadísticos parten de la hipótesis de que el caudal es una variable aleatoria y, por lo tanto, tienen una distribución de probabilidad asociada. Estos métodos consisten, por lo tanto, en el ajuste de las series de datos a distribuciones estadísticas de extremos (Gumbel, SQRT, GEV, LP3, TCEV, etc) y el cálculo del caudal pico asociado a un determinado período de retorno en base a esa distribución de frecuencia. Para la estimación de los parámetros de dichas distribuciones existen varios métodos, como el método de los momentos o el de la máxima verosimilitud, adaptándose mejor uno u otro en función del modelo estadístico (Rao et al., 2000)

Los datos de partida son los datos de caudales existentes, tanto locales como regionales. Las series de datos disponibles suelen ser cortas en comparación con los elevados periodos de retorno que deben utilizarse en el diseño de las presas (desde 500 a 10.000 años), lo que conlleva una importante extrapolación. Para aumentar la fiabilidad de la extrapolación es recomendable hacer estudios históricos de avenidas e incorporar los resultados al análisis de frecuencia de manera adecuada. A pesar de ello, la incertidumbre y el error asociados a esta extrapolación seguirán siendo altos. Por ello, es recomendable estimar estos errores y analizar los intervalos de confianza.

Los modelos estadísticos están compuestos por las funciones de distribución extremas (por ejemplo Gumbel, SQRT, GEV, LP3 o TCEV), los procedimientos de ajuste de parámetros a partir de datos locales y/o regionales e históricos y los procedimientos de estimación de cuantiles. Se plantean diversos modelos y se comparan los resultados mediante un análisis de la bondad del ajuste (test chi-cuadrado,

Kolmogorov-Smirnov, etc). Finalmente se decide cual es la estimación de caudales más adecuada y se obtienen sus intervalos de confianza.

Estos métodos permiten elegir la avenida de diseño como aquella cuyo caudal punta está asociado a un determinado período de retorno, simplificando la elección y cuantificando el riesgo asumible.

Sin embargo, estos métodos sólo dan información directa de los caudales pico, lo que no es suficiente para el diseño de determinadas infraestructuras como las presas donde, además es necesario considerar los volúmenes y la distribución temporal de los caudales para evaluar la laminación de la avenida producida por el conjunto embalse-presa. Ignorar este efecto puede conducir a un sobredimensionamiento de los órganos de desagüe con el consiguiente aumento del coste de la obra.

Este inconveniente se puede solventar en parte haciendo un estudio estadístico de los volúmenes asociados a dichas avenidas, por ejemplo, asociando a cada caudal punta un hidrograma histórico que se ajusta al caudal y al volumen, calculados estadísticamente. Este tipo de estudios no siempre se pueden llevar a cabo por falta de datos.

2.1.2. Modelos de distribución derivada de frecuencia de avenidas

Estos métodos se han desarrollado para tratar de superar las limitaciones de los métodos estadísticos. Combinan un modelo de precipitaciones con un modelo lluvia-escorrentía para obtener la distribución de frecuencia de caudales.

Este método fue propuesto inicialmente por Eagleson en 1972. Eagleson combinó un modelo de lluvia que le permitía obtener la función de densidad de probabilidad de la precipitación a partir de datos de precipitación puntual y una serie de características climáticas y geomorfológicas de la cuenca con el modelo cinemático de escorrentía aplicado a una cuenca tipo formada por dos planos inclinados cuya intersección representa el cauce, para obtener la distribución de frecuencia de los caudales. Este método requiere de una serie de hipótesis y simplificaciones para poder obtener una solución analítica.

No obstante, tanto el desarrollo de la hidrología como de la capacidad computacional han permitido un importante avance del método propuesto por Eagleson. Actualmente estos modelos combinan modelos de lluvia con modelos lluvia-escorrentía. Estos modelos se analizarán con más detalle en los apartados 2.3 y 2.4 respectivamente

2.2. Metodología aplicada en España para el diseño de la avenida de proyecto

Como se ha comentado anteriormente, la metodología aplicada en España consiste en la determinación de la tormenta de proyecto y su transformación en la avenida de

proyecto mediante un método lluvia-esorrentía, asumiendo que la avenida considerada estará asociada al mismo período de retorno que la tormenta.

La tormenta de diseño se obtiene a partir de la precipitación diaria (P_d) asociada a un determinado período de retorno (T_r). Esta precipitación diaria se puede obtener a partir del ajuste estadístico de las series temporales de lluvia registradas en los pluviómetros de la cuenca a una distribución de probabilidad, siendo las distribuciones más adecuadas la SQRT y la TCEV. También se puede recurrir a la publicación “Máximas lluvias en la España peninsular” (Ministerio de Fomento, 1999) que nos proporcionan la precipitación acumulada asociada a un determinado T_r y mediante un coeficiente de variación se puede transformar en lluvia diaria en la zona de interés.

A partir de la P_d se obtiene la intensidad (I_t) asociada a la duración de la tormenta de diseño (Generalmente se considera que la duración de la tormenta de diseño es igual al tiempo de concentración de la cuenca) a partir de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) que se suelen calcular en base a datos representativos observados en las mismas. También se puede recurrir a las curvas IDF ya calculadas por diversas instituciones o, a falta de información, a la formulación planteada en la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial de Carreteras recientemente actualizada (Ministerio de Fomento, 2016)

$$I_t = I_d \cdot F_{int}$$

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

Donde:

I_t (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente a un periodo de retorno T_r y a la duración del aguacero t .

I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno considerad.

F_{int} (adimensional): Factor de intensidad

P_d (mm): Precipitación total diaria correspondiente al período de retorno considerado.

K_A (adimensional): Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

La distribución temporal de la lluvia se puede hacer de dos maneras diferentes: mediante el análisis estadístico de varios hietogramas expresados de manera adimensional o, en caso de que no se tengan datos suficientes para ello, en base a las curvas IDF completadas con una función de distribución temporal de la curva IDF considerada. Uno de los métodos más usados es el de bloques alternos que consiste en disponer en el centro de la tormenta la precipitación acumulada durante el intervalo de

mayor intensidad. A su derecha se dispondrá el segundo intervalo más lluvioso y a su izquierda el tercero, el cuarto a la derecha y así sucesivamente. Esto proporciona un hietograma puntual.

En cuencas pequeñas puede considerarse una distribución espacial uniforme de la lluvia, pero conforme el tamaño de la cuenca aumenta, esta simplificación se aleja considerablemente de la realidad por lo que habrá que estudiar la distribución espacial de las mismas. En función del tamaño de la cuenca y de los datos disponibles se puede recurrir a la aplicación de coeficientes de reducción que considere el menor valor de la lluvia areal con respecto al valor puntual calculado ($K_A = 1 - \log(A/15)$ donde A es el área en km^2 de la cuenca). Otra posibilidad es dividir la cuenca en sub-cuencas de menor tamaño donde sea aplicable la hipótesis de homogeneidad espacial.

Una vez conocido el hietograma habrá que determinar la lluvia neta para lo que se usa generalmente el método del Soil Conservation Service (S.C.S) en el que la lluvia neta P_e depende de la lluvia acumulada P y de la máxima retención potencial S .

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

Donde la capacidad potencial de retención S se determina en función de las características del terreno, mediante la aplicación de unas tablas que proporcionan el Número de Curva (CN , $CN=0$ totalmente permeable y $CN=100$ totalmente impermeable) y utilizando la siguiente expresión:

$$S = 25.4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Una vez conocido el hietograma neto, debe transformarse en hidrograma, para lo que se usa generalmente el método del hidrograma unitario. En caso de disponer de suficientes datos de avenidas se podrá obtener el hidrograma unitario específico de la cuenca. En caso contrario se deberá recurrir a hidrogramas sintéticos.

El hidrograma unitario es la respuesta de la cuenca en caudales frente a un impulso unitario de escorrentía directa. Este método está basado en los principios de linealidad y superposición, de tal manera que para cada intervalo de tiempo se obtendrá un hidrograma proporcional al unitario y el hidrograma resultante de una tormenta será la suma de los hidrogramas asociados a los intervalos de tiempo en los que se ha dividido la misma.

En las cuencas en las que haya sido necesario la división en subcuencas al no ser suficientemente pequeñas como para considerar una distribución uniforme de la lluvia, los hidrogramas generados en cada una de ellas deberán propagar hasta el punto de interés, para lo que se suele usar el método de Muskingum (McCarthy 1938) o Muskingum-Cunge (Cunge 1969).

Como resultado de esta metodología se obtiene una avenida de proyecto, caracterizada por su caudal punta, que se utiliza para el diseño de los órganos de

desagüe de la presa sin considerar ningún coeficiente de seguridad como es habitual en otros tipos de estructuras. El principal inconveniente de esta metodología es que no se conoce la probabilidad de ocurrencia de la avenida de proyecto, por lo que se le asigna la misma probabilidad de ocurrencia que a la precipitación acumulada en 24 h empleada en los cálculos, lo que no es del todo correcto, ya que la probabilidad del hidrograma no depende únicamente de la precipitación, sino también de las características de la cuenca (Adams and Howard, 1986; Alfieri et al., 2008; Viglione and Blöschl, 2009).

Además, esta metodología es principalmente determinística, introduciendo una única componente probabilística en la determinación de la precipitación acumulada en 24 h asociada a un determinado período de retorno que varía entre 100 y 10.000 años. El resto de las variables (la duración de la tormenta, la simultaneidad en las precipitaciones de los distintos pluviómetros, el reparto temporal de la precipitación, el estado inicial de la cuenca al comienzo de la tormenta, los parámetros que caracterizan la generación de escorrentía en la cuenca y su transporte, el nivel inicial de agua en el embalse, la estrategia de maniobra de los órganos de desagüe, etc.) son definidos según el criterio del proyectista e intervienen en el cálculo de manera determinista, a pesar de que existe un alto grado de incertidumbre sobre ellos.

A pesar de estos inconvenientes, esta metodología se sigue aplicando en la práctica de manera generalizada debido su sencillez y a los pocos requerimientos computacionales y de datos.

2.3. Modelos de lluvia

La finalidad de los modelos de lluvias, en la caracterización extremal del comportamiento de una cuenca y su aplicación al estudio de la seguridad hidrológica de presas y la evaluación del riesgo de la misma es la de caracterizar la distribución espacio/temporal del campo de precipitaciones desde un punto de vista probabilístico.

Una buena caracterización del régimen pluviométrico es el primer paso para una buena caracterización del régimen hidrológico de la cuenca.

La respuesta hidrológica de una cuenca, es decir, forma, duración y caudal máximo del hidrograma, está condicionada por la distribución temporal y espacial de la lluvia en la misma. Esta variabilidad espacial y temporal responde a procesos muy complejos con un alto grado de aleatoriedad, por lo que su representación matemática supone una importante simplificación de la realidad que, gracias a los avances en la modelización espacial y en la capacidad de computación, cada vez se acercan más a la realidad.

La caracterización del régimen pluviométrico de una cuenca se puede abordar de diferentes maneras: mediante modelos agregados o distribuidos; mediante modelos continuos o de eventos; y mediante modelos determinísticos o probabilísticos.

2.3.1. Modelos determinísticos

Los métodos determinísticos consisten en la caracterización de una tormenta de diseño entendida como “el patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico” (Chow, V.T. et al., 1988).

La tormenta de diseño puede establecerse basándose en una tormenta histórica registrada en el punto de interés, maximizada o no, en una tormenta asociada a una probabilidad o una tormenta pésima. Esta tormenta de diseño puede caracterizarse por su hietograma o por alguna variable característica como puede ser la intensidad máxima, la precipitación acumulada o la duración. La necesidad de caracterizar o no el hietograma, dependerá de las especificaciones del proyecto y de la metodología usada para la determinación de la avenida de proyecto asociada.

La determinación de un hietograma de diseño se puede llevar a cabo a partir de patrones de precipitación, es decir, de distribuciones temporales de la lluvia, que se logran mediante el análisis de tormentas observadas, lo que requiere la existencia de registros detallados de lluvia (datos horarios, n-minutales, etc.) o de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) que permiten estimar la intensidad máxima de tormentas de diseño para diferentes duraciones y períodos de retorno (T_r) de las mismas.

Además, existen numerosos métodos desarrollados, la mayoría con base empírica, que proponen patrones temporales de los hietogramas, siendo uno de los más difundidos el del bloque alterno (Chow, V. et al., 1988).

2.3.2. Modelos Estocásticos

Los modelos estocásticos son aquellos en los que las distintas variables que caracterizan la lluvia vienen determinadas a partir de variables aleatorias que se comportan según una determinada distribución probabilística. El objetivo de estos métodos es reducir la descripción del proceso de lluvia a un número limitado de parámetros a partir de los cuales se puedan deducir las propiedades del proceso natural. En función de las diferentes variables consideradas y su caracterización a través de distribuciones de probabilidad se definen diferentes modelos estocásticos.

Una de las principales ventajas de estos modelos en su aplicación a la modelación hidrológica es que permiten extrapolar series de datos observados de corta longitud para generar series continuas de lluvias de cientos o miles de años de duración. También permiten la desagregación (downscaling) de datos observados, pasando de series de paso diario a paso horario y la generación de series sintéticas de lluvia en puntos de interés donde no había datos.

Por ello, estos modelos y su aplicación a la caracterización del comportamiento hidrológico de las cuencas han tenido un gran desarrollo en los últimos años. Stern y Coe (1984) presentaban un modelo de lluvia diaria en el que los días secos y húmedos ocurrían según cadenas de Markov y donde las cantidades de lluvia por día húmedo

seguían una distribución gamma cuyos parámetros presentaban dependencia estacional. También Gabriel y Neuman (1962) se basaron en las cadenas de Markov para representar la ocurrencia de períodos secos y húmedos. Aunque estos modelos representan bien la naturaleza de los procesos de lluvia, no son adecuados para simular los comportamientos extremos ni la persistencia de los mismos. Otros modelos alternativos se han desarrollado desde entonces, entre ellos los modelos basados en procesos estocásticos puntuales (Rodríguez-Iturbe, 1988).

Dentro de estos modelos puntuales encontramos los modelos de pulsos rectangulares de Poisson en los que un pulso rectangular de duración e intensidad aleatorios está asociado a un proceso de Poisson de parámetro λ . La intensidad total en un instante t viene dado por la suma de todas las contribuciones “activas” en ese instante.

Este modelo proporciona una flexibilidad considerable en un determinado nivel de agregación, pero es muy limitado cuando se consideran diferentes escalas de tiempo ya que es incapaz de representar largos períodos de lluvia intercalados con cortos períodos secos. Para aumentar la flexibilidad en la representación de diversas escalas de tiempo y tener un mayor realismo físico se recurrió a los modelos de puntos agrupados, en los que cada uno de los puntos de estas agrupaciones tiene asociado un pulso rectangular. Dentro de estos modelos destacan los de Neyman-Scott y Bartlett -Lewis en los que nos vamos a centrar ya que su aplicación en la simulación continua espacio-temporal de lluvias ha dado buenos resultados.

2.3.3. Modelos Basados en Pulsos Rectangulares

Como ya se ha comentado, dentro de los modelos de pulsos rectangulares, encontramos dos tipos principalmente, los modelos basados en procesos puntuales de Poisson y los basados en procesos de puntos agrupados. Los primeros presentan limitaciones a la hora de representar procesos de diferentes escalas temporales, por lo que nos vamos a centrar en los segundos.

Los principales modelos de puntos agrupados son el modelo de Neyman-Scott de pulsos rectangulares (NSRP) y el de Bartlett -Lewis de pulsos rectangulares (BLRP). Ambos fueron desarrollados por primera vez por Rodríguez-Iturbe y otros. (Rodríguez-Iturbe et al. 1988). La diferencia entre los dos radica en la manera en que las celdas se distribuyen en el tiempo. Ambos modelos se basan inicialmente en un proceso de Poisson que determina el origen de las tormentas. Cada origen lleva asociado un número aleatorio de celdas que responderá a una distribución de Poisson o geométrica. En el modelo NSRP las posiciones de las celdas vienen determinadas por un conjunto de variables independientes e idénticamente distribuidas y la localización de esta distribución depende del origen de la tormenta. En el modelo BLRP, sin embargo, los intervalos entre celdas sucesivas son independientes y están idénticamente distribuidos.

El modelo NSRP se basa en que el origen de las tormentas sigue un proceso de Poisson de parámetro λ y que un número C aleatorio de celdas está asociado a cada tormenta. La separación entre el origen de la tormenta y cada celda es independiente y sigue una distribución exponencial de parámetro β , no coincidiendo ningún origen de celda con el origen de la tormenta. Un pulso rectangular está asociado independientemente a cada origen de celda, siendo su duración e intensidad variables aleatorias y siguiendo su duración una distribución exponencial de parámetro η . Los grupos de celdas asociados a diferentes tormentas son independientes.

Actualmente el modelo Generalizado de Pulsos Rectangulares de Neyman-Scott (GNSRP) (Cowpertwait, 1994; 1995) es uno de los enfoques más avanzados en la generación estocástica de lluvias. Este modelo ha sido implementado en la Universidad de Newcastle (UNEW) creando el modelo RaimSim V3 (Burton et al., 2008, 2010).

Por otro lado, el modelo BLRP supone que los orígenes de las tormentas siguen un proceso de Poisson de parámetro λ y los orígenes de las celdas siguen otro proceso de Poisson de parámetro β que termina transcurrido un tiempo que sigue una distribución exponencial de parámetro γ estando el número de celdas C por tormenta regido por una distribución geométrica. Cada celda lleva asociado un pulso rectangular cuya duración viene definida por una distribución exponencial.

Existen diversos trabajos que comparan los modelos NSRP y BLRP de cuyo análisis se concluye que las diferencias entre ambos son muy reducidas (Wheater et al., 2005; Velghe, T. et al., 1994; Cowpertwait, P., 1998).

2.4. Modelos Hidrológicos

Los modelos lluvia-escorrentía o modelos hidrológicos se definen como un conjunto de abstracciones matemáticas que describen las fases relevantes del ciclo hidrológico con el objetivo principal de simular la transformación lluvia – escorrentía (Ponce, V., 1989).

Los modelos lluvia-escorrentía se pueden clasificar, principalmente, en función de tres criterios: (a) La representación espacial de las variables y de la cuenca; (b) La representación de los procesos hidrológicos en la cuenca y (c) La extensión temporal a la que se aplica el modelo (Ponce, 1989; Beck, 1991; Sempere, 1996; Francés, 1996; Wheeler et al., 1993; Kokkonen y Jakeman, 2001).

2.4.1. Clasificación en función de la representación espacial

En función de la representación espacial se distinguen tres tipos de modelos

Modelos agregados

Los modelos agregados consideran el área de estudio de forma conjunta y están estructurados de forma que variables y parámetros representan valores medios de las características de la cuenca que afectan al proceso modelado.

Modelos distribuidos

Los modelos distribuidos consideran la variabilidad espacial de la cuenca por lo que ésta se divide en pequeñas unidades regulares asignando a cada una de ellas sus propias características. Los diferentes procesos hidrológicos se simulan en cada una de estas unidades.

Modelos semi-distribuidos

Una situación intermedia a las dos anteriores son los modelos semi-distribuidos que consideran cierta variabilidad espacial mediante la división de la cuenca en multitud de pequeñas subcuencas, de manera que, a cada una de ellas se les aplica un modelo agregado con lluvia y parámetros constantes en cada una y se yuxtaponen los resultados obtenidos para cada subcuenca. En estos modelos las diferentes subcuencas generan sus propias salidas de forma agregada pero aparecen entradas y salidas de unas a otras.

Por lo tanto, mientras que los modelos agregados sólo pueden evaluar la respuesta de la cuenca en el punto de salida de la misma, sin tener en cuenta la respuesta de las subcuencas de forma individual, los modelos distribuidos permiten la evaluación de la repuesta tanto de la cuenca en conjunto como de las subcuencas de manera individual, pudiendo así mismo obtener la respuesta en cualquier punto de la cuenca (Ponce, 1989, p. 393).

Los modelos distribuidos tienen como principal ventaja que permiten representar, por un lado, la variabilidad espacial de los parámetros que influyen en la generación de escorrentía y por tanto obtener mayor precisión en la determinación de la misma y, por otro, la variabilidad espacial de la lluvia que tiene una gran influencia en la respuesta de la cuenca, especialmente en el caudal punta y en la duración del hidrograma (Bell y Moore, 2000; Beven y Hornberger, 1982; Winchell et al., 1998). Hay que tener en cuenta que en algunos casos los modelos distribuidos no proporcionan una mejora significativa en los resultados con respecto a los modelos agregados, por ejemplo en el caso de una lluvia uniforme (Smith et al., 2004) e incluso, en ocasiones, pueden empeorar los resultados obtenidos por un modelo agregado. Esto último puede ocurrir como consecuencia de errores en los datos, en la estructura del modelo o en los parámetros del modelo ya que las características no lineales de los modelos distribuidos pueden magnificar estos errores. Por ello es importante determinar si la variabilidad de la lluvia y los parámetros de la cuenca tienen una gran influencia en la respuesta de la misma (Arnaud et al., 2002). De acuerdo con lo anterior, será adecuado utilizar modelos

agregados en aquellas cuencas donde la variabilidad espacial de los parámetros sea pequeña

La utilización de los modelos distribuidos tiene una mayor complejidad, tanto de construcción y de calibración como de ejecución, requiere mayor capacidad computacional, mayores tiempos de cálculo y mayor cantidad de datos para caracterizar la cuenca y calibrar el modelo. Por ello, aunque estos inconvenientes son cada vez menos relevantes debido a los avances tecnológicos y a la utilización de los Sistemas de Información Geográfica (SIG) que permiten una descripción detallada de la topografía, de los tipos y usos del suelo, de la lluvia y de la cuenca, en ocasiones se siguen prefiriendo los modelos agregados.

Como ya se ha comentado, una solución intermedia es la elaboración de un modelo semi-distribuido. Al considerar cierta variabilidad espacial, estos modelos pueden mejorar la precisión con la que se determina la escorrentía frente a los modelos agregados. Sin embargo, estos modelos también presentan una serie de inconvenientes (Vieux, 2004). Por un lado, la obtención de los parámetros de cada subcuenca resulta complicada al no disponerse de datos de caudal en la salida de cada una de ellas y por tanto no se puede llevar a cabo una calibración propiamente dicha de estos parámetros. Por otro lado, la agregación a nivel de subcuenca no permite representar por completo la variabilidad de la lluvia ni de los parámetros del modelo. Además el número de subcuencas consideradas afectará a los resultados (Sordo-Ward et al., 2014) y el modelo no tendrá una base física.

Por lo tanto, cuando se disponga de suficientes datos e información hidrológica de calidad, los modelos distribuidos proporcionarán mejores resultados en la simulación de hidrogramas de caudal aunque con un mayor coste computacional y una mayor complejidad de calibración. En caso contrario, los modelos distribuidos no tienen por qué suponer una mejora de los resultados y puede ser conveniente usar modelos semi-distribuidos o agregados debido a su mayor simplicidad.

2.4.2. Clasificación en función de la representación de los procesos hidrológicos

En función del tipo de representación de los procesos hidrológicos que ocurren en la cuenca se pueden distinguir cuatro tipos de modelos:

Modelos empíricos

Son modelos que no responden a funciones de transferencia basadas en teorías físicas que relacionen las entradas y las salidas, si no que las funciones de transferencia que los definen se basan en una correspondencia entre las entradas y las salidas de datos registrados, definidas habitualmente mediante el ajuste de ecuaciones tras un análisis de regresión y por lo tanto presentan una gran dependencia de los datos observados.

Estos modelos establecen una relación entre la lluvia y el caudal respuesta a través de una variable de pérdida volumétrica que engloba las diferentes pérdidas por evapotranspiración, infiltración y percolación y de una función de distribución temporal. La variable de pérdida y la función de distribución temporal se definen para una cuenca determinada, en la que pueden proporcionar buenos resultados, disminuyendo la precisión de los mismos cuando se aplican a otras cuencas. Por ello Singh (1988) considera que este tipo de modelos no aportan ninguna ayuda al conocimiento del sistema hidrológico puesto que carecen de parámetros con significado físico.

Un ejemplo de este tipo de modelos son los basados en el Hidrograma Unitario (Sherman, 1932). Estos métodos consisten en generar un hidrograma para una cantidad fija de lluvia efectiva uniformemente distribuida sobre la cuenca en un período de tiempo determinado para, posteriormente, aplicando el principio de superposición, obtener la respuesta a un determinado evento o tormenta. Cuando se dispone de datos foronómicos se deduce el hidrograma unitario a partir de los mismos, en caso contrario, hay que recurrir a otras técnicas para generar Hidrogramas Unitarios (HU) sintéticos basadas en las características de la cuenca y de su red de drenaje. Existen multitud de métodos para definir HU sintéticos, como son el HU triangular recomendado por el U.S Bureau of Reclamation (1960), el HU adimensional desarrollado por Mockus para el USDA SCS (1985), el HU instantáneo geomorfológico de Rodríguez-Iturbe (1979), el HU triangular de Témez (1987), etc., cada uno de ellos con sus ventajas e inconvenientes.

Estos modelos tienen como principal ventaja los escasos datos necesarios para su implementación aunque, como ya se ha comentado, ésta sólo es adecuada en la cuenca en la que se ha definido el modelo y a nivel de estudios previos de proyecto, no pudiendo tener en cuenta los cambios que se producen en la misma.

Modelos conceptuales

Estos modelos representan cada uno de los procesos hidrológicos del sistema modelado de manera conceptual y simplificada mediante relaciones sencillas con un número relativamente bajo de variables y parámetros considerando las leyes físicas pero de forma simplificada.

Los parámetros de estos modelos no tienen significado físico y por tanto no se pueden medir, sino que deberán ser calibrados en cada caso a partir de las observaciones. Por lo tanto, la aplicación de estos modelos depende de la disponibilidad de registros de series hidrológicas suficientemente largas para calibrar los parámetros del modelo. Además, puede ocurrir que diferentes valores de los parámetros proporcionen ajustes similares (Equifinality, Beven, 1993). Estos requerimientos imposibilitan la aplicación de estos modelos a cuencas no aforadas e incluso a una misma cuenca que haya sufrido cambios significativos si no se hace una nueva calibración del modelo con los datos registrados posteriormente a que los cambios se hayan producido.

Ejemplos de estos modelos son: DBSIM (Garrote y Bras, 1995a), IHACRES (Evans y Jakeman, 1998), FEST (Rulli and Rosso, 2002), TETIS (Francés et al., 2011), MORDOR (Garçon, 1996), etc.

Modelos físicamente basados

Estos modelos basan su funcionamiento en la resolución de las ecuaciones diferenciales de flujo y conservación de la masa de los procesos hidrológicos de forma numérica mediante diferencias finitas o elementos finitos. Por lo tanto estos modelos son de tipo distribuido, ya que requieren que la cuenca de estudio se encuentre discretizada, necesitan un gran número de datos y requieren herramientas informáticas de gran potencia.

Tienen su origen en el modelo desarrollado por Freeze en 1972 que obtiene el flujo no saturado mediante la resolución numérica de la ecuación de Richards en dos dimensiones. Actualmente uno de los más utilizados es el Sistema Hidrológico Europeo (SHE) (Abbot et al., 1986a y b) desarrollado por el Instituto de Hidrología Británico, el Instituto de Hidrología de Dinamarca y el SOGREAH. Este modelo considera la interceptación, la evapotranspiración, el flujo en canal y sobre el terreno, el flujo no saturado, el flujo saturado y la fusión de la nieve.

Al simular fenómenos hidrológicos, los parámetros que utilizan estos modelos tienen sentido físico y por tanto se pueden medir directamente en el campo, lo que permite la aplicación de estos modelos sin necesidad de llevar a cabo una calibración de los parámetros, a cuencas no aforadas mediante los valores de los parámetros en cuencas aforadas o cuando se hayan producido cambios significativos en la misma.

Estos modelos requieren la evaluación de un elevado número de parámetros que caracterizan la cuenca. Aunque estos parámetros pueden ser medidos directamente, el coste de dichas medidas sería, en general, inabordable. Por este motivo se recurre a la realización de medidas directas únicamente en los sitios más representativos de la cuenca y esta información se completa mediante medidas indirectas. Por otro lado, hay que tener en cuenta que las medidas de los parámetros son de carácter puntual, y su valor se generaliza a celdas de centenares de metros, pudiendo, en ocasiones, no ser representativo del valor medio en la celda. Por último, se asume que las ecuaciones físicas a pequeña escala se pueden aplicar a la escala de las celdas con los mismos valores de los parámetros. Todo lo anterior hace que, en la práctica, sí sea necesaria cierta calibración de los parámetros del modelo.

Por lo tanto, a pesar de la aparente superioridad de los modelos físicamente basados, la realidad es que los modelos conceptuales y los modelos físicamente basados son parecidos salvo por los mayores requerimientos de información, tiempo de calibración y computación de los modelos físicamente basados (Grayson et al., 1992).

2.4.3. Clasificación en función de la extensión temporal

En función de la extensión temporal en la que se puede aplicar el modelo, se distinguen dos tipos de modelos:

Modelos Basados en Eventos (BE).

Estos modelos están diseñados para simular episodios de lluvia con el objetivo de evaluar la escorrentía directa que se produce como consecuencia de una tormenta y por tanto sólo simulan los procesos de infiltración y escorrentía superficial, no teniendo en cuenta los procesos hidrológicos que tienen lugar entre episodios de lluvia, como la variación de la humedad como consecuencia de la evapotranspiración.

Estos modelos suelen utilizar intervalos de cálculo horario e incluso de varios minutos por lo que son adecuados para los estudios de avenidas, ya que permiten obtener los hidrogramas de la avenida con suficiente precisión temporal. Sin embargo tienen el inconveniente de que necesitan determinar el estado inicial de humedad de la cuenca que tiene una gran influencia en el hidrograma resultante (Cosby et al., 1984; Refsgaard et al., 1999; Castillo et al., 2003; Zehe et al., 2005; Noto et al., 2008; Moore et al., 2006; Vivoni et al., 2007; Berthet et al., 2009). Este inconveniente se puede resolver mediante la aplicación de modelos de simulación continua, de los que se hablará a continuación y que, a su vez, presentan otra problemática. Por ello, en esta tesis se plantea una solución alternativa a este problema que consiste en obtener la distribución de probabilidad del estado inicial de humedad de la cuenca y dar valores aleatorios al mismo en cada simulación en base a dicha distribución de probabilidad.

Ejemplos de estos modelos son: KINEROS (Woolhiser et al., 1990), Sacramento Soil Moisture Accounting (SAC-SMA) (Burnash, 1995; Ajami et al., 2004), Distributed Basin Simulator (DBSIM) (Garrote y Bras, 1995a), RIBS (Garrote y Brass 1995a, 1995b) etc.

Modelos de Simulación Continua (SC)

Estos modelos están diseñados para simular los caudales que circulan por un cauce durante periodos de tiempo mayores a un episodio de lluvia, por lo que simulan no solo la generación de escorrentía directa, sino también la escorrentía indirecta que se produce como consecuencia del flujo sub-superficial y subterráneo y se centran en los procesos que influyen en la recuperación de la humedad durante los periodos entre eventos de lluvia como la evapotranspiración.

Por lo tanto, estos modelos se encargan de simular el balance de humedad total en la cuenca durante largos periodos de tiempo y, en consecuencia, uno de sus principales campos de aplicación es el pronóstico de volúmenes de escorrentía a largo plazo y la estimación de recursos hídricos, aunque también se han aplicado a la determinación de distribuciones de frecuencia de avenidas.

Ejemplos de estos modelos son: ARNO (Todini, 1996; Hashemi, 2000), FEST (Rulli and Rosso, 2002), TOPMODEL (Cameron et al., 1999, 2000a, 2001b; Blazkova and Beven, 2002, 2003), TRIBS, (Ivanov et al., 2004a, 2004b), MIKE-SHE (Refsgaard and Storm, 1995; Sahoo et al. 2006), HEC-HMS (USACE; Haberlandt et al., 2008), TETIS (Vélez et al., 2007; Francés et al., 2011), etc.

En general, los modelos SC simulan de manera continua un mayor número de procesos que los modelos BE por lo que, generalmente, requieren mayor cantidad de información y presentan un mayor número de parámetros, lo que hace que su calibración sea más compleja. Además, también suelen requerir una mayor capacidad y tiempo de computación frente a un modelo BE de similares características (Precisión temporal y espacial).

Por otro lado, la simulación continua permite la obtención de leyes de frecuencia de las variables asociadas al flujo (caudales, volúmenes, etc.) de manera directa a través de un análisis estadístico de los resultados. En el caso de los modelos BE, se puede conocer la probabilidad asociada a la tormenta, pero no se puede considerar que sea la misma que la de la avenida (Adams and Howard, 1986; Alfieri et al., 2008; Viglione and Blöschl, 2009) y por tanto, para obtener leyes de frecuencia, será necesario recurrir a acoplar el modelo a procesos de Monte Carlo que generen, de manera aleatoria y en base a distribuciones de frecuencia, los valores de las demás variables que intervienen en el proceso, y así obtener resultados probabilísticos.

Otro de los principales inconvenientes de los modelos BE frente a los modelos SC es la necesidad de caracterizar un estado inicial de humedad en la cuenca que en los modelos SC viene dado por el propio proceso de simulación. En la literatura se encuentran diferentes aproximaciones a este problema, por ejemplo, Sordo-Ward et al. (2012, 2013) optaron por elegir un único estado inicial de humedad en la cuenca para todas las simulaciones en base a determinado criterio y Brocca et al. (2011) acoplaron al modelo MISO un modelo de balance de agua en el suelo que permite obtener el grado de saturación del suelo a partir del cual se determina la condición inicial del modelo MISO.

2.5. Modelos de Gestión de embalses

Los modelos de gestión de embalses se pueden agrupar en modelos de simulación que utilizan reglas de operación predefinidas (Girón et al, 2000; Mediero et al, 2007), modelos de optimización (Needham et al, 2000; Shim et al, 2002; Wasimi and Kitanidis, 1983, Kumar et al, 2010; Jain et al, 1992; entre otros) y enfoques que combinan los dos anteriores (Sechi and Sulis, 2009; Koutsoyiannis et al, 2002; y otros).

2.5.1. Modelos de simulación de las reglas de operación

Las reglas de operación son un conjunto de sentencias lógicas predefinidas y jerarquizadas que indican el caudal a verter en función de un conjunto reducido de

variables, por ejemplo, el estado actual del sistema y el caudal que está entrando en el intervalo en que se toma la decisión (Oliveira and Loucks, 1997; Wurbs, 2005). Estas reglas responden a los objetivos de la gestión (mantener un nivel o servir una demanda) y su comportamiento se representa mediante modelos de simulación, lo que permite evaluar la respuesta frente a un conjunto de escenarios (Yeh, 1985).

Los modelos de simulación de reglas de operación son sencillos de aplicar a diferentes casos de estudio y sus resultados son fáciles de interpretar. Es necesario definir previamente las reglas de operación, que pueden no resultar las más adecuadas en determinadas circunstancias.

Uno de los entornos de simulación más difundidos y documentados es la aplicación HEC-RES-SIM (y su antecesor HEC-5) desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de Estados Unidos (USACE). Ha sido aplicado en numerosas presas gestionadas por el USACE y es de libre difusión (www.hec.usace.army.mil/).

Otro entorno de simulación de libre difusión, más reciente, es la aplicación BlueM desarrollada por la Universidad de Darmstadt (Alemania) en el marco de un proyecto de investigación. Posee diferentes módulos que permiten abordar la simulación, análisis y optimización para facilitar la gestión integral de cuencas hidrográficas (www.ihwb.tu-darmstadt.de/research/current_research/). Este modelo fue utilizado por Dittmann et al (2009).

2.5.2. Modelos de optimización

Los modelos de optimización se basan en la formulación de una función objetivo que se desea minimizar o maximizar. Se pueden distinguir diferentes tipos de problemas en función del número de variables, univariados y multivariados. Así como en función de que presenten o no restricciones, restringidos y no restringidos.

Las restricciones pueden ser “duras” o “blandas”. Las primeras responden a límites que se deben cumplir, por ejemplo, el volumen máximo que se puede almacenar no puede ser mayor que la capacidad del embalse. Las restricciones blandas, representadas por las funciones de penalización, imponen límites que pueden ser excedidos pero implicando a cambio un coste o penalización. Este tipo de formulación facilita la incorporación de órdenes difíciles de expresar en términos exclusivamente matemáticos, reduciendo la brecha entre el desarrollo teórico de estos modelos y su aplicación práctica (Chang, 2008).

Los problemas univariados y multivariados no restringidos pueden resolverse mediante cálculo diferencial (Rao, 1984). Para los problemas multivariados restringidos hay que recurrir a diferentes técnicas que pueden clasificarse según dos criterios: la forma en que consideran la naturaleza estocástica de las variables y la forma en que consideran las relaciones entre las variables de la función objetivo y de las restricciones (Rani & Moreira, 2010).

Según la naturaleza estocástica de las variables se distinguen las técnicas deterministas, que son aquellas que no incorporan la aleatoriedad de las variables, y las técnicas estocásticas que incorporan la aleatoriedad de las variables de forma explícita (técnicas Explicit Stochastic Optimization ESO) o implícita mediante la combinación de modelos deterministas con conjuntos de entrada generados estocásticamente (técnicas Implicit Stochastic Optimization , ISO) (Rani y Moreira, 2010; Bianucci et al., 2013).

Según la relación entre las variables se distingue entre programación lineal (simple, entera y entera mixta), no lineal y programación dinámica.

Sólo se puede aplicar programación lineal si todas las relaciones que intervienen en el problema pueden formularse mediante funciones lineales. Las dos técnicas de programación lineal son el método simplex (G.B. Dantzig, 1947) y el método del punto interior (Karmarkar, 1984).

La programación no lineal debe aplicarse cuando alguna de las restricciones o la función objetivo es no lineal. En este caso la obtención del mínimo de la función de costes (problema de minimización) se complica, pudiendo obtenerse situaciones de mínimo local. Entre las técnicas de programación no lineal con restricciones cabe destacar la programación lineal secuencial, la programación dinámica secuencial, el gradiente reducido generalizado y los multiplicadores o lagrangiano aumentado.

Por último, los métodos de programación dinámica (PD) se basan en descomponer la función objetivo en funciones objetivo individuales, evaluándose en cada etapa diferentes opciones y eligiendo aquella que proporciona un mejor valor de la función objetivo acumulativa. El principal inconveniente es la dimensionalidad, es decir, el número de estados posibles aumenta exponencialmente con el número de variables y por tanto el coste computacional también. Para resolver este problema, se han desarrollado diversas variantes como la PD incremental, la PD discreta diferencial, y la PD con aproximaciones sucesivas.

Las técnicas de programación lineal, debido a su relativa sencillez y eficiencia, y las técnicas de programación dinámica, por su adecuada adaptación a la no linealidad de las relaciones involucradas y a la dimensión temporal que permiten abordar, facilitando el análisis en tiempo real, son los modelos más difundidos para la optimización de embalses (Yeh, 1985; Wurbs, 1993; Labadie, 2004).

2.5.3. Metodologías de evaluación y comparación de estrategias de gestión

Como ya se ha comentado anteriormente la gestión de embalses en avenidas es un problema multiobjetivo y además existen una gran variedad de modelos y estrategias para operar un embalse. Por ello también se han desarrollado metodologías y herramientas que permitan una evaluación sistemática de las diferentes estrategias, a fin de poder compararlas y seleccionar la gestión más adecuada. Las técnicas de búsqueda de soluciones óptimas se pueden dividir en dos grupos.

Métodos por agregación

Los métodos por agregación consisten en transformar varias funciones objetivo en un único índice mediante la aplicación de pesos (suma ponderada), coeficientes (función distancia) y/o funciones (función utilidad), de modo que resulte un problema de objetivo único (Khu y Madsen, 2005). Este tipo de técnicas pueden aplicarse cuando las diferentes funciones objetivo son comparables y conmensurables. La maximización (o minimización) de este índice da lugar a una única solución óptima.

Métodos por criterio de dominancia

En este caso se aplica el criterio de dominancia de Pareto que permite analizar un problema multiobjetivo sin perder éste carácter, proporcionando conjunto de soluciones de compromiso entre los diferentes objetivos. Las soluciones que forman el frente de Pareto (Figura 2.1) son las soluciones no dominadas. Una solución x_1 se dice que domina a otra solución x_2 , expresado $x_1 \succcurlyeq x_2$, si se cumplen las dos condiciones siguientes:

- La solución x_1 no es peor que x_2 en todos los objetivos

$$x_1 \succcurlyeq x_2 \text{ if } f_i(x_1) \leq f_i(x_2) \forall i \in 1, \dots, M$$
- La solución x_1 es estrictamente mejor que x_2 en al menos un objetivo

$$x_1 \succcurlyeq x_2 \text{ if } \exists j \in 1, \dots, M; f_j(x_1) < f_j(x_2)$$

Figura 2.1: Esquema de representación de las soluciones dominadas, no dominadas y el frente de Pareto.

Una vez determinado el conjunto de soluciones óptimas, habrá que seleccionar una de ellas en base, por ejemplo, a una priorización de objetivos.

2.6. Métodos de distribución derivada de frecuencia de avenidas

Como ya se ha comentado previamente, estos métodos combinan un modelo de lluvia con un modelo lluvia-escorrentía para obtener las distribuciones de frecuencia de las variables que caracterizan a las avenidas. El primer método de distribución derivada de frecuencia fue propuesto por Eagleson en 1972 y combinaba un modelo de lluvia sencillo con el modelo Cinemático de lluvia-escorrentía.

Posteriormente, el desarrollo de la hidrología y el aumento de la capacidad computacional han permitido un importante avance de estos métodos. Algunos autores han aplicado modelos lluvia-escorrentía de evento combinándolos con generadores estocásticos de lluvia (Sordo-Ward et al., 2012; 2013) o con modelos de lluvia más complejos como es el Stochastic Storm Transportation (SST) (Foufoula-Georgiou, 1989; Wilson and Foufoula-Georgiou, 1990). En algunos casos se han aplicado modelos de lluvia-escorrentía de evento más complejos, por ejemplo, modelos semi-distribuidos como es el caso del modelo ARNO (Franchini et al., 1996) o modelos distribuidos como es el caso del modelo TREX (England, 2006) lográndose en ambos casos simular largas series de años (10000 años). En todos estos casos subyace el problema de caracterizar el estado inicial.

Para resolver este problema, algunos autores han optado por simulaciones continuas que combinan un modelo estocástico de lluvia, como el modelo Generalizado de Neyman-Scott de Pulsos Rectangulares (Rodríguez-Iturbe et al. 1987a, b; Cowpertwait, 1994, 1995, 1996, 2002, 2010; Kilsby et al. 2007; Leonard et al., 2008; Burton et al. 2008, 2010), con modelos lluvia-escorrentía continuos. Para lograr simular largas series de caudales sin incrementar excesivamente la complejidad de la calibración ni el tiempo de ejecución, la mayoría de los autores han optado por modelos lluvia-escorrentía semi-distribuidos como es el caso del modelo ARNO (Hashemi et al., 2000), el modelo TOPMODEL (Cameron et al., 1999, 2000a, 2001b; Blazkove and Beven, 1995, 2002, 2004) el modelo HEC-HMS (Haberlandt et al., 2008) o el modelo MISDc (Brocca et al., 2011, 2013; Camici et al., 2011; Ciabatta et al., 2015; Loizu et al., 2015). En otros casos, los autores han optado directamente por modelos conceptuales mucho más simples como es el caso del modelo FEST (Rulli and Rosso, 2002) y el modelo TETIS (Francés et al., 2011; Ocio et al., 2015).

Por último, para tratar de resolver el problema del estado inicial derivado de los modelos de evento sin aumentar significativamente el coste computacional, se han desarrollado también modelos mixtos. Un ejemplo es el modelo SCHADEX (Paquet et al., 2012, 2013; Brigode et al., 2014; Lawrence et al., 2014) que es un modelo semi-continuo en el que en una serie observada y continua de lluvia se remplazan los eventos observados de tormentas por eventos simulados y aplicando un modelo lluvia-escorrentía conceptual se obtienen las distribuciones de frecuencia de los volúmenes y caudales pico. Otro ejemplo es el Modelo simplificado Continuo de Lluvia-Escorrentia (Simplified Continuous Rainfall-Runoff Model, SCRRM) que utiliza los datos de humedad del suelo proporcionados por información procedente de satélites y de reanálisis (Massari et al., 2014) y el modelo híbrido, Hybrid-CE, que combina como datos de entrada a un modelo lluvia-escorrentía de evento, largas simulaciones de lluvia continua con simulaciones cortas de escorrentía (Li et al., 2014, 2016).

Aunque algunos de estos modelos se aplican a la seguridad de presas, como es el caso del modelo SCHADEX, ninguno de ellos integra la laminación en el proceso de simulación, por lo que para analizar el riesgo solo tienen en cuenta el caudal pico del

hidrograma de entrada, siendo éste el dato utilizado para diseñar los órganos de desagüe de la presa. Sin embargo, el volumen del hidrograma es también un factor importante en la seguridad hidrológica de las presas y en la laminación de las avenidas, especialmente en embalses con poca capacidad del almacenamiento de agua, ya que condiciona los resguardos mínimos necesarios en los embalses (Mediero et al., 2010).

Por otro lado, aunque la mayoría de las metodologías presentadas utilizan modelos estocásticos de lluvia, el modelo lluvia-escorrentía empleado se calibra y ejecuta de manera determinista obteniendo valores únicos de los parámetros del modelo con los que se ejecutan todas las simulaciones, esto es, no presentan un enfoque probabilístico, y por tanto no tiene en cuenta las variaciones que se pueden producir en la cuenca entre eventos. Este no es el caso de la metodología propuesta por Cameron et al., 1999, 2000 a y b, ni Blazkova et al., 2002 y 2003 que han utilizado la metodología GLUE (Beven y Binley, 1992).

Capítulo 3. Metodología

A partir del análisis del estado del arte se pone de manifiesto que a pesar de los avances que se han producido en los últimos años, tanto en los modelos de lluvia, en los modelos lluvia escorrentía y en los modelos de gestión de embalses, a día de hoy en la práctica, se siguen utilizando las metodologías tradicionales para el análisis del riesgo hidrológico de las presas.

En concreto, la metodología tradicional aplicada en España descrita en el estado del arte tiene una serie de limitaciones entre las que cabe destacar:

- Se asume que el periodo de retorno asociado a la avenida de diseño obtenida aplicando esta metodología es el mismo que el de la tormenta de diseño que la genera, lo que no es necesariamente cierto, ya que la probabilidad de que se produzca dicha avenida no depende únicamente de la precipitación, sino también de las características de la cuenca.
- La metodología es esencialmente determinista. Sólo se considera desde un punto de vista probabilístico la precipitación diaria, mientras que la determinación de las demás variables (la duración de la tormenta, la simultaneidad en las precipitaciones de los distintos pluviómetros, el reparto temporal de la precipitación, el estado inicial de la cuenca al comienzo de la tormenta, los parámetros que caracterizan la generación de escorrentía en la cuenca y su transporte, el nivel inicial de agua en el embalse, la estrategia de maniobra de los órganos de desagüe, etc.) se hace de forma determinista, generalmente en base al criterio del proyectista.
- Al aplicar el método del hidrograma unitario, en el análisis del riesgo hidrológico de la presa, solo se consideran hidrogramas con un solo pico o unimodales. Sin embargo, en ocasiones puede entrañar un mayor riesgo aquellos fenómenos en los que tras un pico de caudal que aumenta el volumen de agua almacenado en el embalse, se produce un segundo pico con mayor riesgo de producir mayor escorrentía y el vertido por coronación de la presa al encontrarse el embalse casi lleno.

Como se mencionó, el objetivo de esta tesis es proponer una metodología, a la que se va a llamar MODEX, para caracterizar el comportamiento extremal de las cuencas desde el punto de vista hidrológico y realizar un análisis del riesgo hidrológico de las presas superando los inconvenientes mencionados mediante la aplicación de los avances que se han producido en los últimos años en los campos de la hidrología, el software y hardware. Para ello se ha creado un entorno de Monte Carlo que integra una cadena de modelación hidrometeorológica.

3.1. Entorno de Simulación Probabilística

La cadena de modelación hidrometeorológica que se ha aplicado en este trabajo debe modelizar los diferentes procesos que tienen lugar en la cuenca, es decir, en primer lugar la lluvia que cae sobre el terreno, a continuación los procesos de infiltración y generación de escorrentía, el movimiento de la escorrentía sobre el terreno hasta llegar a la red de cauces y a continuación el movimiento del agua a través de dichos cauces hasta llegar al punto de interés, en nuestro caso, el embalse, y una vez allí modelizar la laminación que se produce en el mismo.

Para ello ha combinado un modelo de lluvia con un modelo lluvia-escorrentía y un modelo de gestión de embalses. A la hora de elegir los modelos que se van a utilizar en cada caso se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- Puesto que el objetivo es crear un entorno de simulación probabilística, el modelo de lluvia escogido debe ser un modelo estocástico en el que las variables que definen la lluvia sean aleatorias y respondan a una determinada distribución probabilística obtenida a partir de las observaciones. En este trabajo se ha optado por utilizar el modelo, RainSim V3 (Burton et al., 2008, 2010).
- Para caracterizar el comportamiento extremal de la cuenca y llevar a cabo un análisis del riesgo hidrológico de la presa es necesario obtener las variables correspondientes asociadas a periodos de retorno entre los 100 y los 10000 años, por lo que son necesarias simulaciones de un elevado número de años. Para poder llevar a cabo estas simulaciones se puede optar por utilizar modelos de simulación continua simplificados, por ejemplo agregados y/o conceptuales o con paso de cálculo diario o mensual, de manera que el tiempo de computación no sea excesivo. Otra opción es optar por modelos más complejos, distribuidos y/o físicamente basados o con paso de cálculo horario o quinceminutal, en cuyo caso, para que el tiempo de computación no sea excesivo hay que acudir a modelos basados en eventos. Como las cuencas en España se caracterizan por sus rápidas respuestas, las avenidas tienen lugar en cortos periodos de tiempo, días e incluso, horas. Por ello es aconsejable que la resolución temporal del modelo elegido sea elevada. Como, además los modelos basados en eventos permiten caracterizar con mayor precisión los caudales pico, en este trabajo se ha optado por utilizar un modelo basado en eventos, físicamente basado y distribuido. Entre los modelos que cumplen con estas características se ha utilizado el modelo RIBS (Garrote y Bras, 1995a y b), ya que es un modelo del que se tiene un gran conocimiento dentro del Departamento de Ingeniería Civil: Hidráulica y Energética, dando resultados satisfactorios en las diversas ocasiones en las que se ha utilizado.
- El modelo RainSim V3 genera series continuas de lluvia horaria. La elección de un modelo lluvia-escorrentía basado en eventos hace necesario identificar

en las series continuas de precipitación los eventos de lluvia. Un evento de lluvia se caracteriza por estar precedido y seguido por un periodo sin lluvia, por lo que para identificar los eventos de lluvia, será necesario determinar un periodo mínimo sin lluvia que permita considerar dos eventos como independientes. Para optimizar la simulación, en vez de simular todos los eventos, se seleccionarán para cada año aquellos que vayan a dar lugar a eventos de avenidas con mayor riesgo para la presa.

- En cuanto a la laminación, hay que tener en cuenta que se produce como consecuencia del almacenamiento de agua que tiene lugar en el embalse y, en caso de que la presa esté regulada por compuertas, la que se produzca como consecuencia de la operación de las mismas. La laminación producida por el propio embalse se ha simulado mediante el método Puls modificado (Storage Indication Method, Chow, V.T. et al., 1988). En cuanto a la operación de las compuertas, lo ideal sería aplicar el modelo de optimización más adecuado en cada caso. Esto escapa del ámbito de estudio de esta tesis, por lo que en caso de que la presa esté regulada por compuertas, se ha optado por aplicar una de las metodologías más usadas en España, el Método de Girón o Método de Evaluación Volumétrica (Girón, F. 1988; Sordo-Ward et al., 2013, 2017) que permite tomar decisiones acerca del momento en que se deben operar las compuertas y el grado de apertura de las mismas con el objetivo principal de salvaguardar la integridad física de la presa.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, se ha diseñado un entorno de simulación probabilística con una estructura integrada de cálculo para la modelación hidrometeorológica y la operación en el sistema embalse-presa (Figura 3.1).

Entorno de Simulación Probabilística

Figura 3.1: Marco conceptual del entorno de simulación probabilística utilizado en la Tesis doctoral

1. Generación estocástica de lluvia mediante el modelo RainSim V3 (Burton et al. 2008, 2010).

2. Identificación y selección de eventos. La identificación de eventos de tormenta independientes se ha realizado aplicando el periodo mínimo entre tormentas obtenido mediante el método exponencial (Restrepo-Posada y Eagleson, 1982). Una vez identificados los eventos de tormenta se han seleccionado los peores en base a determinado criterio.

3. Transformación lluvia-escorrentía mediante el modelo RIBS (Garrote and Bras 1995a, 1995b).

4. Laminación de los hidrogramas debida al propio embalse mediante el método Puls modificado y por el manejo de las compuertas mediante el método de Girón (Método de Evaluación Volumétrica, Girón, F. 1988)

5. Análisis de resultados. Una vez validada la metodología mediante comparación de los resultados con las observaciones, se podrán utilizar las series de hidrogramas de entrada para caracterizar extremadamente las solicitaciones a las que se verá sometido el embalse y analizar el riesgo hidrológico de la presa mediante la obtención de las distribuciones de frecuencia de las variables que caracterizan a los hidrogramas de entrada y el riesgo hidrológico.

A continuación, se describen los modelos utilizados, la modelación hidrometeorológica propuesta y cada uno de los pasos descritos en la figura 3.1.

3.2. Modelo estocástico de lluvia: RainSim V3

El modelo Generalizado de Pulsos Rectangulares de Neyman-Scott (GNSRP) (Cowpertwait, 1994; 1995) es uno de los enfoques más avanzados actualmente en la generación estocástica de lluvias. El modelo fue implementado en la Universidad de Newcastle (UNEW) creando el modelo RainSim.

La primera versión de este modelo era capaz de simular series temporales de lluvia en localizaciones singulares o distribuidas en regiones de hasta 200 km de diámetro usando el modelo espacio-temporal GNSRP. Los parámetros del modelo se ajustan mediante un conjunto de estadísticos determinados a partir de las series temporales de lluvia observadas. Posteriormente se desarrolló la segunda versión que introducía como parámetro de ajuste el momento de tercer orden, importante para la modelización de eventos extremos. El momento de tercer orden representa la unilateralidad de una distribución y consecuentemente en una distribución estrictamente positiva como es la lluvia proporciona una medida de la intensidad y la probabilidad de eventos extremos. Posteriores desarrollos se han consolidado en una nueva versión del software, RainSim V3, que introduce mejoras en la calibración y la modelación espacio-temporal.

El modelo RainSim V3 está dividido en tres módulos: El módulo de simulación, de ajuste y de análisis. El módulo de simulación genera series temporales de lluvia sintética en base a un conjunto de parámetros. El módulo de ajuste utiliza una optimización numérica para identificar qué valores de los parámetros hacen que las series simuladas se ajusten mejor a un conjunto de estadísticos de las lluvias. Y el módulo de análisis obtiene los estadísticos correspondientes a varias agregaciones temporales de las series observadas en los pluviómetros considerados (por ejemplo: lluvia media diaria o la varianza horaria).

La aplicación del modelo consiste en cuatro pasos. En primer lugar, se lleva a cabo un análisis para caracterizar las series temporales de lluvia observadas. Después se realiza un ajuste para calibrar el modelo y se simulan las series temporales de lluvias sintéticas. Estas series simuladas son sometidas al proceso de análisis para comprobar si son consistentes con las series observadas.

3.2.1. Simulación de la lluvia

El modelo RainSim es la implementación del modelo estocástico de lluvia GNSRP (Cowpertwait, 1994; 1995). Los aspectos generales y espacio-temporales de este modelo son una extensión del modelo NSRP que puede generar series temporales de lluvia en un pluviómetro. La idea principal de este modelo es que las tormentas dan

lugar a conjuntos de celdas de lluvias cuya contribución agregada da lugar a las series temporales.

La estructura del modelo es la siguiente:

(a) Los orígenes de las tormentas vienen dados por un proceso de Poisson uniforme con una tasa de ocurrencia representada por el parámetro λ .

(b) Cada origen de tormenta genera un número aleatorio de Poisson, C , con un parámetro ν , de celdas de lluvia que siguen al origen de la tormenta tras un intervalo de tiempo que esta independientemente y exponencialmente distribuido con un parámetro β

(c) Cada celda da lugar a una lluvia uniforme cuya duración e intensidad son independientes y siguen una distribución exponencial de parámetros η y ξ respectivamente.

(d) La intensidad de lluvia en cada instante es igual a la suma de las intensidades de todas las celdas activas en ese momento.

Figura 3.2: Representación esquemática del modelo NSRP. Extraído de (Burton, A. et al., 2008)

Este proceso es continuo en el tiempo, obteniéndose las series generadas mediante discretización del proceso en pasos de tiempo horario o diario. La diferente parametrización de los diferentes meses del año permite obtener un ciclo anual en las características de la lluvia.

En la versión espacial del modelo, el proceso de generación de celdas de lluvia en un pluviómetro es remplazado por un proceso de Poisson espacial con una densidad ρ y que da lugar a la generación de los centros de celdas circulares. El radio de estas celdas responde a una distribución exponencial de parámetro γ . Al igual que en el caso puntual, las celdas de lluvia presentan una intensidad uniforme a lo largo de toda su extensión y duración. Puesto que este proceso es estacionario, hay que realizar un último paso para introducir el efecto de la orografía en las series de lluvia generadas que consiste en escalar las series generadas en cada pluviómetro por un factor Φ_m de proporcionalidad. Los parámetros de los modelos NSRP y STNSRP se resumen en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Parámetros de los modelos NSRP/STNSRP

Parámetros	Descripción	Unidades
λ^{-1}	Tiempo medio entre tormentas adyacentes	(h)
β^{-1}	Tiempo medio entre el origen de las celdas de lluvia y el de una tormenta	(h)
η^{-1}	Duración media de una celda de lluvia	(h)
ν	Número medio de celdas de lluvia por tormenta	(-)
ξ^{-1}	Intensidad media de una celda de lluvia	(mm/h)
γ^{-1}	Radio medio de las celdas de lluvia	(km)
ρ	Densidad espacial de los centros de las celdas de lluvia	(km ⁻²)
Φ	Vector de los factores de escala Φ_m para cada pluviómetro m	(-)

3.2.2. Ajuste del modelo

El modelo se calibra de forma independiente para cada mes del calendario aplicando una optimización numérica y se obtienen los parámetros que permiten minimizar una función objetivo que describe el grado con el que se espera que los estadísticos de la lluvia simulada se correspondan con los estadísticos de la lluvia observada para diferentes agregaciones de tiempo.

3.2.3. Análisis de las series temporales

El módulo de análisis permite determinar los estadísticos de un conjunto de series temporales de lluvia, caracterizando las series observadas y analizando las series sintéticas, de tal manera que la comparación de ambos resultados permite determinar si las series simuladas son realmente una buena representación de las series observadas.

En el Anejo 1 se realiza una descripción detallada de la aplicación del modelo y se incorpora un ejemplo de aplicación.

3.3. Identificación y selección de eventos

Como ya se ha comentado, los modelos de simulación continua presentan un alto grado de complejidad de calibración, especialmente cuando el objetivo de análisis son los eventos extremos. Por ello, en esta tesis, con el objetivo de simplificar la calibración

y de obtener series de hidrogramas sintéticos suficientemente largas para caracterizar periodos de retorno altos como los requeridos para la evaluación de la seguridad de presas o el diseño de sus órganos de desagüe, se ha optado por aplicar un modelo hidrometeorológico distribuido, físicamente basado y de evento.

Puesto que el modelo RainSim V3 genera series sintéticas de lluvia arbitrariamente largas distribuidas en la cuenca, hay que extraer de dichas series los hietogramas de las mayores tormentas de cada año para que sean usadas como inputs en el modelo lluvia-escurrentía.

Para identificar los eventos de tormenta se establece un periodo mínimo entre tormentas (MPET) que asegure la independencia entre las mismas. En la literatura se han utilizado diferentes métodos para identificar eventos de tormenta (como por ejemplo la separación arbitraria, la autocorrelación, el método exponencial y el rango de correlación) (Sifalda, 1963; Yen and Chow, 1980; Wenzel and Voorhees, 1981; Grace and Eagleson 1966).

En esta tesis, se ha optado por aplicar el método exponencial (Figura 3.3) porque es el que mejor asegura la independencia entre los eventos (Bonta and Rao, 1988). Este método considera que los orígenes de las tormentas vienen dados por un proceso de Poisson y por tanto, la duración de los periodos secos se puede aproximar mediante una distribución exponencial. Esto implica que la media es igual a la desviación típica $\mu = \sigma$ y por tanto el coeficiente de variación (CV), definido como el cociente entre la desviación típica y la media $CV = \sigma/\mu$ será igual a la unidad.

Para aplicar el método exponencial se ha definido el ancho de los intervalos de clase y se ha obtenido el histograma de las duraciones de los periodos secos. Para cada intervalo de clase se ha obtenido el CV asociado mediante la siguiente ecuación:

$$CV_k = \frac{s_k}{\bar{t}_k},$$

Donde k es el número del intervalo de clase en el histograma, s_k es la desviación típica de las duraciones de los periodos secos de mayor duración que la del intervalo de clase k y $\bar{t}_k$ es su media. El MPET se define como la duración del intervalo de clase con un coeficiente de variación igual a la unidad $CV = 1$ (Figura 3.3). Una descripción más detallada del método se puede encontrar en el artículo de Restrepo-Posada y Eagleson (1982).

Figura 3.3: (a) Identificación de los periodos secos en las series de intensidad de lluvia; (b) Histograma de las duraciones de los periodos secos; (c) Intersección de la curva de coeficientes de variación con la línea $CV = 1$ que indica el MPET que asegura la independencia entre los eventos.

El método exponencial se ha aplicado a la serie de lluvia areal calculada mediante los polígonos de Thiessen considerando un umbral mínimo de precipitación de 0.5 mm/h. Los eventos de tormenta separados por periodos secos iguales o mayores al MPET calculado se identifican como eventos independientes.

Entre las tormentas identificadas que se producen en un año, hay que seleccionar las peores, es decir, aquellas que den lugar a los peores hidrogramas desde el punto de vista de la seguridad de la presa. Puesto que previamente no es posible conocer qué criterio de selección de tormentas permitirá obtener la mejor correlación entre las características de la tormenta y el riesgo de la presa, se han aplicado, comparado y evaluado tres indicadores de caracterización de las tormentas: la máxima precipitación acumulada, la máxima intensidad media y la máxima duración.

La evaluación consiste en clasificar las tormentas según los tres indicadores de caracterización de las tormentas mencionados arriba y según un indicador del riesgo hidrológico (máximo caudal punta, máximo volumen o máximo nivel de agua alcanzado en la presa durante la laminación) y comparar ambas clasificaciones. El indicador de caracterización de tormentas que debe utilizarse como criterio de selección de tormentas será aquel que dé lugar a una mayor coincidencia entre ambas clasificaciones.

Los hidrogramas se clasifican, a su vez, según tres indicadores del riesgo hidrológico, el máximo caudal pico, el máximo volumen y el máximo nivel de agua alcanzado en el embalse. Tanto el caudal pico como el volumen son características del hidrograma de entrada y dependen de la tormenta y de las características de la cuenca, mientras que el máximo nivel de agua alcanzado en el embalse depende también de las características de éste y de los órganos de desagüe de la presa y está directamente relacionado con el riesgo de la misma. En el caso de que el objetivo de la aplicación de la presente metodología no sea el análisis del riesgo hidrológico de un embalse, solo se consideran los dos primeros que son los que están asociados al hidrograma de entrada.

Una vez elegido el criterio de selección de tormentas, se aplica a la serie temporal de lluvia completa (N años), obteniéndose una serie de n tormentas anuales para el conjunto de pluviómetros de la cuenca que constituyen el input al modelo lluvia-escorrentía.

3.4. Modelo Lluvia-Escorrentía: RIBS

3.4.1. Descripción del modelo

El modelo RIBS es un modelo distribuido basado en eventos que permite obtener la respuesta de una cuenca a un evento de lluvia distribuido espacialmente. El modelo actúa sobre un modelo digital del terreno, sigue su estructura de cuadrícula en forma matricial y la información se proporciona a través de capas ráster que se combinan para obtener los parámetros del modelo (Garrote and Bras 1995a, 1995b).

El modelo consta de dos módulos, un primer módulo de generación de escorrentía y un segundo módulo de propagación de escorrentía.

El módulo de generación de escorrentía determina la escorrentía generada en cada celda y está basado en el modelo cinemático desarrollado por Cabral et al. (1990, 1992). Éste considera que el suelo es anisótropo con un coeficiente de anisotropía a y sus propiedades se representan mediante la parametrización de Brooks-Corey donde la conductividad hidráulica saturada (K_s) disminuye con la profundidad (y) siguiendo una distribución exponencial tanto en la dirección normal (n) como en la dirección paralela (p) a la superficie del suelo.

$$K_{S_n}(y) = K_{0_n} e^{-fy} (\theta - \theta_r / \theta_s - \theta_r)^\varepsilon$$

$$K_{S_p}(y) = K_{0_p} e^{-fy} (\theta - \theta_r / \theta_s - \theta_r)^\varepsilon$$

$$a = K_{0_p} / K_{0_n}$$

Donde K_{0_n} y K_{0_p} (mm h^{-1}) son las conductividades hidráulicas saturadas en la superficie en las direcciones normal y paralela a la superficie del suelo respectivamente y se definen para cada tipo de suelo considerado en la Cuenca; f (mm^{-1}) es el parámetro que controla la reducción de la conductividad hidráulica con la profundidad; θ es el contenido de humedad del suelo; θ_r es el contenido de humedad residual, es decir, el

valor mínimo que puede alcanzar la humedad por debajo del cual, la humedad no se puede extraer mediante fuerzas capilares; θ_s es la humedad de saturación; y ε es el índice de porosidad en el suelo (Cabral et al. 1992).

Se consideran dos mecanismos de generación de escorrentía, la escorrentía por exceso de infiltración y la escorrentía por flujo de retorno.

- La escorrentía por exceso de infiltración que se produce cuando la intensidad de lluvia supera a la capacidad de infiltración del suelo. La capacidad de infiltración del suelo depende del estado de humedad del mismo que viene definido, a su vez, por la distribución vertical de humedad. En el perfil vertical se definen dos frentes:
 - El frente húmedo (N_f) que representa la penetración de la onda de humedad en el suelo.
 - El frente superior (N_t) que representa el ascenso de la zona saturada colgada cuando el flujo en la zona no saturada es mayor a la conductividad hidráulica del frente húmedo.
- La escorrentía por flujo de retorno se produce cuando hay convergencia de flujos sub-superficiales en un área saturada y se obtiene como resultado del balance de humedad en cada celda.

En función de la situación de ambos frentes se pueden distinguir cuatro situaciones:

- No saturada: El frente húmedo no ha alcanzado la saturación y todavía no se ha formado una zona saturada colgada. En este caso la generación de escorrentía dependerá exclusivamente de la conductividad superficial.
- Saturación colgada: El frente húmedo ha alcanzado la saturación, se ha formado una zona saturada colgada y el frente superior está por debajo de la superficie. En este caso se genera escorrentía por exceso de infiltración.
- Saturación superficial: El frente superior alcanza la superficie generándose escorrentía por exceso de saturación. Dependiendo de la capacidad de infiltración tanto del tipo de suelo como del estado de humedad, puede generarse también escorrentía por flujo de retorno.
- Saturación completa: El frente húmedo alcanza el nivel freático, no se puede producir infiltración y la escorrentía generada por exceso de infiltración y flujo de retorno es máxima.

Figura 3.4: Perfil de humedad en la columna de suelo para diferentes posiciones del frente húmedo (N_f) y el frente superior (N_t): (a) No saturado; (b) Saturación colgada; (c) Saturación superficial; (d) Saturación completa.

La escorrentía por exceso de infiltración es consecuencia directa de la capacidad de infiltración del suelo (I_{max}) y se obtiene comparando dicha capacidad con la intensidad de lluvia. Se distinguen tres situaciones en función del estado del perfil vertical:

- En las situaciones no saturada y saturada colgada la capacidad de infiltración depende únicamente de la conductividad hidráulica superficial saturada y la inclinación del suelo (α)

$$I_{max} = K_{0n} \cos \alpha$$

- En la situación de saturación superficial, la capacidad de infiltración disminuye rápidamente según la expresión,

$$I_{max} = K_{0n} \frac{f \cdot N_f}{e^{f \cdot N_f} - 1} \cos \alpha$$

- En la situación de saturación completa la capacidad de infiltración es nula

$$I_{max} = 0$$

El módulo de propagación transporta la escorrentía desde la celda donde se genera, hasta la salida de la cuenca a través del terreno con una velocidad de ladera (v_h), y a través del cauce, después, con una velocidad de cauce (v_s). Ambas velocidades son uniformes en toda la cuenca para cada instante de tiempo t y están relacionadas por el parámetro, K_v .

$$K_v = v_s(t)/v_h(t)$$

La velocidad del cauce viene dada por la siguiente expresión:

$$V_s(t) = C_v[Q(t)/Q_{ref}]^r$$

Donde $Q(t)$ es el caudal en la salida de la cuenca en el instante t , Q_{ref} es un caudal de referencia, r es un parámetro que controla el grado de no-linealidad en la cuenca y C_v es un coeficiente a calibrar.

3.4.2. Calibración del modelo

Los parámetros que deben definirse en el modelo son:

- Estado de humedad inicial.
- Parámetro f , que representa el coeficiente de variación de la conductividad hidráulica con respecto a la profundidad.
- Parámetro a , que representa la relación de anisotropía.
- Parámetro K_v , que representa la relación entre la velocidad del flujo en el cauce y la velocidad en ladera.
- Parámetro C_v , que representa el coeficiente de la ley que simula la relación entre la velocidad en ladera y el caudal en el punto de salida de la cuenca.
- Parámetro K_{0n} , que representa la conductividad hidráulica normal en superficie para los diferentes tipos de suelo.

Los estudios realizados por Mediero (2007; 2011) pusieron de manifiesto que el parámetro a no tiene influencia en los resultados y que el parámetro K_{0n} depende del tipo de suelo y la vegetación por lo que debe determinarse en función de las características del suelo. Por otro lado, como ya se ha comentado, el estado inicial de humedad tiene una gran relevancia en los resultados y por tanto también su caracterización, por este motivo se ha tratado de forma diferente a los demás parámetros de calibración (f , K_v y C_v).

Por calibración se entiende el proceso de estimación de los valores de los parámetros que permiten al modelo ajustarse lo máximo posible al comportamiento del sistema real que se quiere modelar (Gupta et al., 1998). El conjunto de parámetros que produce el mejor ajuste se obtiene mediante la minimización de los errores cometidos

en la estimación de una de las variables resultado del modelo (normalmente el caudal en un punto determinado) que ha sido medida en la realidad. Por tanto, la calibración consiste en comparar las series temporales de caudales estimados por el modelo con diferentes combinaciones de valores de los parámetros, con la serie temporal de caudales medidos en un punto determinado de la cuenca para determinar la combinación de valores de los parámetros que da lugar a una menor diferencia entre ambas.

Sin embargo, los modelos hidrológicos se caracterizan por no presentar una única combinación de parámetros que permita simular correctamente todas las situaciones que se pueden dar en la cuenca (Wagner et al., 2004). Es decir, el conjunto de valores óptimo para un determinado episodio, puede no dar tan buenos resultados con otro episodio. Puesto que nuestro objetivo es simular series de episodios, es necesario obtener el conjunto de valores de los parámetros que den lugar a los mejores resultados para un conjunto de episodios.

Por tanto, resulta necesario calibrar el modelo para un conjunto amplio de episodios de avenida y obtener diferentes combinaciones de parámetros que permitan simular correctamente las diferentes situaciones que pueden aparecer en una cuenca.

Teniendo esto en cuenta Mediero et al. (2011) propusieron un proceso de calibración cuyo resultado son funciones de distribución de los valores de los parámetros de calibración. Este proceso consiste en la simulación de un conjunto de episodios observados con diferentes combinaciones de valores de los parámetros de calibración y la aplicación de los resultados a varias funciones objetivo, de tal manera que aplicando el principio de dominancia de Pareto, se obtiene un conjunto de valores óptimos de cada parámetro y este conjunto de valores se ajusta a la distribución de frecuencia que mejor representa dicho conjunto. En cada simulación se utiliza el valor de cada parámetro asociado a una determinada probabilidad de ocurrencia obtenida de forma aleatoria. De esta manera se tienen en cuenta la variabilidad de la cuenca y la incertidumbre asociada al propio modelo.

3.4.3. Estado inicial de la cuenca

En el modelo RIBS el estado inicial de la cuenca se caracteriza por la posición del nivel freático en cada celda, $N_{wt}(x,y)$. El estado inicial se obtiene a través de un modelo de aguas subterráneas (Cabral et al., 1990) que considera únicamente el movimiento del agua en la zona saturada bajo el nivel freático. Este modelo proporciona el nivel freático para el cual los flujos base de drenaje están en equilibrio a largo plazo con una recarga Ri constante en la cuenca. Cuanto mayor sea el valor de la recarga Ri considerado, más elevado será el nivel freático inicial y más cercano estará el estado inicial de la saturación completa del suelo, $\theta \approx \theta_s$. Por el contrario, tasas de recarga menores producen niveles freáticos más profundos y estados iniciales más cercanos a las condiciones del suelo seco, $\theta \approx \theta_r$ (Figura 3.5). Por lo tanto, la variable que caracteriza el estado inicial es la recarga Ri . Para caracterizar el estado inicial se

generan un conjunto representativo de estados iniciales que van desde la situación de suelo completamente saturado hasta la situación de suelo seco.

Figura 3.5: Estado inicial y nivel freático para diferentes valores de la recarga $R_1 > R_2 > R_3$ (a) R_1 da lugar a un estado inicial con un elevado nivel freático y una humedad del suelo cercana a la saturación; (b) R_2 da lugar a un estado inicial con un nivel freático y una humedad del suelo intermedios; (c) R_3 da lugar a un estado inicial con un bajo nivel freático y una humedad del suelo cercana a la humedad residual.

Si se calibrase el modelo para un solo evento, habría que escoger el estado inicial que diese lugar al hidrograma más parecido al observado. Sin embargo, en el presente trabajo, el objetivo es simular series de hidrogramas sintéticos, por lo que hay que establecer un criterio para elegir el estado inicial para cada simulación.

En el primer caso de estudio de esta tesis se optó por la opción de escoger un solo estado inicial en base al criterio del proyectista y realizar con él todas las simulaciones. De esta forma, el estado inicial se determina de manera determinista y no se tiene en cuenta la variabilidad del mismo en el proceso de simulación. Este procedimiento se ha denominado “*Determinístico*” y ha sido el que se ha aplicado al caso de estudio del río Manzanares con buenos resultados.

En la segunda parte de este trabajo y con el objetivo de considerar la variabilidad del estado inicial de la cuenca, se han abordado otros dos procedimientos para caracterizar el estado inicial de la cuenca. Puesto que éste se obtiene a partir del valor de la recarga R_i se ha considerado ésta como una variable aleatoria y se ha obtenido la distribución de probabilidad de la misma. Con este fin, se ha modificado el proceso de calibración desarrollado por Mediero, de manera que cada combinación de valores de los parámetros se ha combinado con todos los estados iniciales definidos y se ha determinado qué estado inicial proporciona un mejor resultado. Una vez realizado este proceso para todas las combinaciones de valores de los parámetros y todos los eventos considerados en el proceso de calibración, se obtiene un conjunto de valores óptimos de la recarga R_i a los que se ajusta la función de distribución más adecuada, obteniendo la distribución de probabilidad de la recarga R_i .

A partir de esta distribución de probabilidad se plantean dos posibilidades de actuación

- Realizar todas las simulaciones con un único estado inicial, el asociado a una probabilidad de ocurrencia del 50%. A este procedimiento se le ha denominado “*Semi-probabilístico*” puesto que, aunque el estado inicial se determina de manera determinista, se hace en base a la probabilidad de ocurrencia y no al criterio del proyectista.
- Realizar cada simulación con el estado inicial asociado a una probabilidad determinada aleatoriamente. A este procedimiento se le ha denominado “*Probabilístico*” ya que el estado inicial se determina de manera probabilista mediante un proceso de Monte Carlo basado en la distribución de probabilidad de la recarga R_i obtenida en el proceso de calibración.

Los tres procedimientos planteados, Determinístico, Semi-probabilístico y Probabilístico se han aplicado al caso de estudio del río Gardons y se ha llevado a cabo una comparación de los resultados obtenidos con cada uno, con el objetivo de determinar qué procedimiento de calibración-simulación proporciona los mejores resultados.

3.4.4. Simulación de los eventos sintéticos.

Una vez el modelo está calibrado se llevan a cabo las simulaciones de todos los eventos de tormenta seleccionados (n eventos $\times$ año $\times$ N años). Como se ha explicado en el apartado anterior, se han desarrollado tres procesos de calibración-simulación que se resumen en la tabla 3.2.

Tabla 3.2: Resumen de los tres procedimientos de calibración-simulación considerados

Proceso	Parámetros del modelo		Estado Inicial	
	Calibración	Simulación	Calibración	Simulación
Determinístico	M casos de Monte Carlo	Asociados con una probabilidad de excedencia del 50%	Aleatorio	Valor intermedio de la recarga R_i
Semi-probabilístico		Valores aleatorios		Asociado a una probabilidad de excedencia del 50%
Probabilístico			Cada caso de MC con todos los Estados Iniciales	Valores aleatorios de la recarga R_i

Mediante la simulación se obtienen una serie de n hidrogramas anuales de entrada al embalse. A partir de esta serie de hidrogramas se caracteriza la distribución de

frecuencia de las variables asociadas a los hidrogramas, caudales pico, volúmenes y duraciones, y también se estudian las relaciones existentes entre ellas, por ejemplo, mediante gráficos bivariados. Ahora bien, puesto que uno de los objetivos principales del presente trabajo es evaluar el riesgo asociado a la presa y éste está relacionado con los niveles de agua máximos alcanzados en el embalse durante la laminación o los caudales máximos vertidos aguas abajo, el siguiente paso ha sido llevar a cabo la laminación de los hidrogramas.

3.5. Laminación

La laminación de los hidrogramas permite obtener la respuesta del conjunto embalse-presa a la solicitación hidrológica y a partir de ella analizar el riesgo del mismo. La laminación de la avenida al llegar a un embalse se produce como consecuencia del efecto laminador del propio embalse y, en el caso de que éste esté regulado por compuertas, por el manejo de las mismas.

Puesto que el objetivo de la presente tesis no es el análisis de los diferentes modelos de gestión de embalses, para simular la laminación de los hidrogramas sintéticos generados se ha optado por aplicar modelos de laminación y reglas de operación sencillas que nos permiten obtener los hidrogramas de salida del embalse y la evolución del nivel y el volumen en el mismo.

3.5.1. Efecto laminador del Embalse

El efecto laminador del propio embalse sobre el hidrograma se ha simulado mediante el método Puls modificado (Storage Indication Method, Chow, V.T. et al., 1988). Este método se usa para calcular la evolución del volumen del embalse durante la avenida. Se basa en la existencia de una relación no lineal entre el caudal de salida O y el almacenamiento o volumen del embalse S . Se parte de la ecuación de continuidad que establece que la diferencia entre el flujo de entrada al embalse $I(t)$ y el flujo de salida $O(t)$ es igual a la variación en el volumen del embalse $S(t)$:

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

Discretizando esta ecuación, se obtiene:

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}$$

Donde:

I_1 : Es el flujo de entrada al embalse en el instante t conocido, proporcionado por el hidrograma de entrada.

I_2 : Es el flujo de entrada al embalse en el instante $t+1$ conocido, proporcionado por el hidrograma de entrada.

O_1 : Es el flujo de salida del embalse en el instante t . Se conoce el flujo de salida inicial para $t=0$.

O_2 : Es el flujo de salida del embalse en el instante $t+1$ que es desconocido.

S_1 : Es el almacenamiento en el embalse en el instante t . Se conoce el flujo de salida inicial para $t=0$.

S_2 : Es el almacenamiento en el embalse en el instante $t+1$ que es desconocido.

Δt : Es el intervalo de tiempo $\Delta t = (t + 1) - t$

Si se reagrupan los términos desconocidos, la ecuación queda de la siguiente manera:

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1$$

La expresión de la derecha es conocida y puede calcularse, obteniéndose el valor de $2S_2/\Delta t + O_2$. A partir de la relación entre el caudal vertido O , la elevación del embalse h y su volumen almacenado, se determina la relación entre $2S_2/\Delta t + O_2$ y O_2 , obteniéndose así el caudal de salida en el instante $t+1$ y, a continuación, el volumen almacenado en $t+1$. Repitiendo este proceso para todo el hidrograma de entrada se obtendrá la evolución del volumen del embalse a lo largo de la avenida.

3.5.2. Operación de los órganos de desagüe

La operación de los órganos de desagüe ante situaciones de avenida es un tema de gran importancia debido a las consecuencias económicas, daños materiales y pérdidas de vidas humanas, que puede ocasionar un mal manejo de las mismas. Por este motivo son numerosas las aplicaciones y modelos desarrollados para su aplicación. La mayoría consisten en la maximización de múltiples funciones objetivo sujetas a restricciones, algunas de ellas diseñadas para su aplicación en tiempo real y basándose en predicciones (RIBASIM, Delft Hydraulics 1985; HEC, Klipsch, J. y Hurst, M. 2007; MIKE FLOOD WATCH, Danish Hydraulic Institute 2004; RES-J, Riverside Technology Inc. 2007; CREM/SIPROP, Aldana, A. 2004)

Una de las metodologías más usadas en España y el que se ha aplicado en esta tesis, es el Método de Girón o Método de Evaluación Volumétrica (MEV) (Girón, F. 1988) que permite tomar decisiones acerca del momento en que se deben operar las compuertas y el grado de apertura de las mismas con el objetivo principal de salvaguardar la integridad física de la presa. Este método se basa en tres principios:

- El caudal vertido debe ser inferior al entrante al embalse mientras nos encontremos en la parte creciente del hidrograma.
- Si el caudal de entrada al embalse aumenta, también lo hará el caudal de salida en función del de entrada.

- Cuanto más alto sea el nivel del embalse, mayor será el incremento porcentual del caudal vertido respecto al caudal entrante.

El principio de funcionamiento del MEV es, por tanto, agotar el volumen de resguardo de manera progresiva, aumentando los caudales vertidos según va disminuyendo el volumen de resguardo disponible. Una vez que el volumen de resguardo se ha agotado, se tratará de mantener fijo el nivel de embalse hasta que todos los órganos de desagüe estén completamente abiertos.

El procedimiento que se sigue es el siguiente: si al cabo de un intervalo de tiempo Δt determinado (intervalo de tiempo entre lecturas del nivel de embalse) tenemos un incremento de volumen en el embalse, ΔV_t , dado como la diferencia entre el caudal entrante y el caudal de vertido (en el instante t , final del intervalo Δt) multiplicado por Δt , o sea: $\Delta V_t = (Q_{ent_t} - Q_{sal_t}) * \Delta t$, el volumen de resguardo disponible en ese instante de tiempo, V_t^d , dividido por el incremento de volumen, proporciona el número de intervalos de tiempo n que quedan para que el volumen de resguardo se agote, siempre que consideremos que el incremento de volumen se mantendrá constante en el futuro y que el incremento de los caudales vertidos es lineal. Esto es

$$n = \frac{V_t^d}{\Delta V_t}$$

De esta forma, si Δt es el intervalo de tiempo entre lecturas del nivel de embalse y considerando que en el instante de tiempo en el que se agote el volumen de resguardo ($\Delta t * n$), el caudal vertido alcanza el valor del caudal entrante manteniendo un incremento lineal del caudal vertido, el caudal vertido debe aumentar la siguiente cantidad cada intervalo de tiempo:

$$\Delta Q_{sal}^t = \frac{(Q_{ent_t} - Q_{sal_t})}{n} = \frac{(Q_{ent_t} - Q_{sal_t}) * \Delta V_t}{V_t^d} * \frac{\Delta t}{\Delta t} = \frac{\Delta V_t^2}{V_t^d \Delta t}$$

Donde:

ΔQ_{sal}^t : Incremento del caudal vertido en el intervalo de tiempo Δt

ΔV_t : Incremento del volumen de embalse en el intervalo de tiempo Δt

V_t^d : Volumen de resguardo disponible en el intervalo de tiempo t

El funcionamiento del método MEV se rige por los siguientes criterios de aplicación:

Si nos encontramos en la curva ascendente del hidrograma:

- Si el nivel de embalse está subiendo:
 - Y se cumple que $V_t^d / \Delta V_t \leq 1$, entonces queda menos de un intervalo de tiempo para que se agote el volumen de resguardo del embalse y, por tanto, el incremento del caudal vertido debe ser $\Delta Q_{sal}^t = Q_{ent}^t - Q_{sal}^t$ siendo Q_{ent}^t

el caudal de entrada al embalse en el instante t y Q_{sal}^t el caudal de salida del embalse en el instante t .

- En caso contrario, $V_t^d / \Delta V_t \geq 1$, queda más de un intervalo de tiempo para que se agote el volumen de resguardo del embalse y el incremento del caudal vertido por el embalse viene dado por $\Delta Q_{sal}^t = \Delta V_t^2 / V_t^d \Delta t$
- Si el nivel de embalse está bajando:
 - Y el nivel de embalse en el instante de tiempo actual t se encuentra por encima del nivel de embalse fijado, NFE (es el nivel final que debe tener el embalse tras la avenida), el embalse se debe seguir vaciando mediante un incremento del caudal vertido igual a $\Delta Q_{sal}^t = c * \Delta Q_{ent}^t$, siendo $0 < c < 1$
 - Si el nivel de embalse en el instante de tiempo actual t se encuentra por debajo del NFE, el incremento del caudal vertido debe ser nulo, $\Delta Q_{sal}^t = 0$

Si nos encontramos en la curva descendente del hidrograma:

- Si el nivel de embalse está subiendo:
 - Y el nivel de embalse en el instante de tiempo actual t se encuentra por encima del NFE, tenemos dos posibilidades:
 - Si $\frac{V_t^d}{\Delta V_t} \leq 1$, entonces $\Delta Q_{sal}^t = Q_{ent}^t - Q_{sal}^t$
 - Si $\frac{V_t^d}{\Delta V_t} \geq 1$, entonces $\Delta Q_{sal}^t = \frac{\Delta V_t^2}{V_t^d \Delta t}$
 - Si, por el contrario, el nivel de embalse en el instante de tiempo actual t se encuentra por debajo del NFE, el nivel de embalse debería seguir creciendo al mismo ritmo: $\Delta Q_{sal}^t = \Delta Q_{ent}^t$
- Si el nivel de embalse está bajando:
 - Y el nivel de embalse en el instante de tiempo actual t se encuentra por encima del NFE, hay que cerrar los órganos de desagüe a un ritmo menor que el decrecimiento del caudal de entrada, para garantizar que el nivel de embalse sigue bajando. Por tanto, el incremento del caudal vertido debe ser: $\Delta Q_{sal}^t = c * \Delta Q_{ent}^t$, siendo $0 < c < 1$
 - Si el nivel de embalse en el instante de tiempo actual t se encuentra por debajo del NFE, se deben cerrar los órganos de desagües para que el nivel de embalse vuelva a crecer hasta el NFE: $\Delta Q_{sal}^t = 0$

El método requiere la definición del nivel de embalse para el que se iniciarán los vertidos, denominado ‘nivel de activación (ACT)’, del ‘máximo gradiente de caudal (MGD)’ y del nivel de embalse final al que queremos dejar el embalse (NFE). El ACT debe encontrarse en cualquier caso por debajo del nivel máximo normal (NMN) del embalse, con el objeto de evitar que avenidas de pequeña magnitud provoquen grandes

vertidos. El MGD limita el incremento del caudal de vertido entre dos intervalos de tiempo consecutivos evitando así vertidos repentinos que serían peligrosos para las personas que pudieran encontrarse cerca del cauce, aguas abajo del embalse.

Otro elemento añadido al método original, es el establecimiento de intervalos de tiempo para la toma de decisión de operación de los desagües diferentes a los del paso de cálculo. Si la situación de la presa, embalse y caudales entrantes no es comprometida, no es necesario operar las compuertas en cada intervalo de tiempo. Si el nivel en el embalse crece superando los niveles notables (cota resguardo, cota activación y cota de nivel máximo normal), entonces la operación de las compuertas se realiza con mayor frecuencia. En el presente trabajo se ha establecido la toma de decisión se realice cada 4, 2 o 1 hora respectivamente (al ir superando los niveles mencionados).

Como resultado de la simulación del proceso de laminación en embalses mediante MEV, se obtiene el hidrograma de caudales vertidos por la presa y la evolución temporal del nivel de embalse.

A través de la laminación de la serie de hidrogramas sintéticos se obtienen series sintéticas de los niveles de agua y los caudales vertidos asociados a dichos hidrogramas de entrada en el embalse.

3.5.3. Análisis probabilístico de fallo hidrológico

Como resultado de la aplicación de esta metodología se han obtenido:

- Una serie de n hidrogramas anuales para N años de entrada al embalse.
- Una serie de n hidrogramas anuales para N años de salida del embalse.
- Una serie de n valores anuales para N años del nivel máximo de agua alcanzado en el embalse durante la laminación de un hidrograma.

A partir de estas series se han obtenido las series de máximos anuales de los caudales de entrada y salida al embalse, de los volúmenes del hidrograma de entrada y salida al embalse y del nivel de agua alcanzado en el embalse durante episodios de avenida. Estas series permiten calcular la distribución de frecuencia no-paramétrica de los máximos anuales de las diferentes variables consideradas aplicando la fórmula de Gringorten (1963) y la relación entre la probabilidad de excedencia y el periodo de retorno según la siguiente relación,

$$\frac{1}{T_{ri}} = p_i = \frac{i - 0.44}{n + 0.12}$$

donde n es el número de datos, i es la posición que ocupa el dato cuando los datos se ordenan de menor a mayor, p_i es la estimación de la frecuencia acumulada y T_{ri} el periodo de retorno del dato que se encuentra en la posición i de la lista de datos ordenados.

Las distribuciones de frecuencia obtenidas de las variables que caracterizan los hidrogramas de entrada al embalse caracterizan el comportamiento extremal de la cuenca y las solicitaciones a las que se verá sometida la presa. Además, al disponer de series de hidrogramas completas se puede llevar a cabo un análisis multivariado de los mismos, por ejemplo, mediante la representación de dichos hidrogramas en un gráfico caudal pico-volumen y analizar como varían los caudales pico de los hidrogramas conforme aumenta el volumen de los mismos y viceversa.

Por su parte, la distribución de frecuencia de los máximos niveles alcanzados en la presa permite determinar el riesgo de rebase al que está sometida la presa. Hay que tener en cuenta que puede haber diferentes hidrogramas que den lugar a un mismo nivel máximo en el embalse y que, por, tanto representan un mismo riesgo de rebase, estando asociados a un mismo período de retorno. Los hidrogramas asociados a un mismo período de retorno se representan en el espacio bivariado Q_p - V como curvas de igual riesgo.

La forma de estas curvas depende del volumen del embalse y de la capacidad de desagüe de los órganos de desagüe de la presa que determinan la influencia del caudal pico o el volumen en el incremento del nivel de agua en el embalse (Requena et al., 2013). Cuanto más suave sea la pendiente de estas curvas, mayor será la influencia del volumen en el período de retorno, en cambio, cuanto más inclinada sea la pendiente, mayor será la influencia del caudal pico.

La forma de estas curvas permite, por tanto, evaluar la influencia del volumen del embalse y de las características del aliviadero en el riesgo de la presa asociado. En consecuencia, permite diseñar la longitud del aliviadero de acuerdo a un determinado nivel que no puede superarse, por ejemplo, para evitar inundar una población o el volumen del embalse en función de un determinado caudal de vertido que no deba superarse, por ejemplo, para evitar determinados daños aguas abajo.

3.6. Análisis de la incertidumbre

La metodología propuesta permite obtener hidrogramas de diseño tanto para el diseño de los órganos de desagüe y el volumen de embalse de un futuro conjunto embalse-presa, como analizar el riesgo de una presa existente y determinar si dicho riesgo es asumible o es necesaria alguna actuación para reducir el mismo. En ambos casos, es importante conocer la incertidumbre asociada a estos estudios.

Para el análisis de la incertidumbre a partir de los resultados obtenidos, de las series de N años de eventos simulados se han extraído m muestras aleatorias de un número k de años inferior a N . Para cada una de estas muestras se ha obtenido la distribución de frecuencia no paramétrica de la variable analizada en cada caso.

La representación de las m distribuciones de frecuencia obtenidas permite analizar a simple vista como varía la incertidumbre a medida que aumenta el periodo de retorno

considerado. Repitiendo el proceso con muestras de diferentes número de años se observa cómo varia la incertidumbre en función del número de años de la serie.

La incertidumbre asociada a una determinada medida también se ha determinado de manera cuantitativa. Para ello se obtiene el valor de la variable x_i asociada a un determinado periodo de retorno T_r para las m muestras de k años consideradas. De esta manera se obtiene un conjunto de valores de la variable asociados al periodo de retorno T_r , $\{x_1, x_2, x_3, x_4, \dots \dots x_m\}$. A partir de este conjunto de valores se calcula la mediana $\overline{M_e}$ y los cuartiles $\{Q_1(25\%), Q_3(75\%)\}$. La incertidumbre es mayor cuanto mayor es el Rango Intercuartílico (RIC) por tanto cuanto más diferencia haya entre $Q_1(25\%)$ y $Q_3(75\%)$. Al igual que antes, comparando los resultados obtenidos para muestras de diferente número de años se determina cómo varía la incertidumbre en función del número de años de la serie.

Capítulo 4. Resultados

En el capítulo 3 se ha descrito la metodología propuesta en esta tesis que permite caracterizar el comportamiento extremal de las cuencas desde el punto de vista hidrológico y realizar un análisis del riesgo hidrológico de las presas. Esta metodología consiste en una cadena de modelación hidrometeorológica que combina un generador de lluvia estocástico (RainSim V3) con un modelo lluvia-escorrentía físicamente basado y distribuido (RIBS) y un modelo de gestión de embalses.

Como ya se ha comentado en el capítulo anterior, se han desarrollado tres procedimientos de calibración-simulación basados en el proceso de calibración propuesto por Mediero et al. (2011). La diferencia entre los tres procedimientos radica en la consideración o no del estado inicial como un parámetro de calibración y el proceso de selección del estado inicial usado en cada simulación.

- El procedimiento “*Determinístico*” no considera el estado inicial como un parámetro de calibración y aplica en todas las simulaciones un solo estado inicial en base al criterio del proyectista.
- El procedimiento “*Semi-probabilístico*” considera el estado inicial como un parámetro de calibración pero aplica en todas las simulaciones un único estado inicial asociado a una probabilidad de ocurrencia del 50% según la distribución de probabilidad de la recarga R_i obtenida en el proceso de calibración.
- El procedimiento “*Probabilístico*” considera el estado inicial como un parámetro de calibración y aplica en cada simulación un estado inicial asociado a una probabilidad determinada aleatoriamente mediante un proceso de Monte Carlo basado en la distribución de probabilidad de la recarga R_i obtenida en el proceso de calibración.

El procedimiento “*Determinista*” se ha aplicado al caso de estudio del río Manzanares obteniendo un ajuste de las distribuciones de frecuencia de los hidrogramas de avenida muy satisfactorio en base a los cuales se ha llevado a cabo un análisis del riesgo hidrológico del embalse de Santillana y un análisis de la incertidumbre de todos los resultados obtenidos.

En el caso de estudio del río Gardons se han aplicado los tres procedimientos mencionado y se han comparado los resultados obtenidos con el objetivo de comprobar si la calibración y simulación del estado inicial de manera probabilista mejora los resultados obtenidos en los otros dos procedimientos, consiguiendo solventar el principal inconveniente de los modelos de lluvia-escorrentía de eventos.

A continuación, se presentan los dos casos de estudio, la calibración y validación de los modelos que conforman la metodología propuesta y el análisis y discusión de los resultados obtenidos en cada caso.

4.1. Manzanares: Enfoque Determinístico

El procedimiento “*Determinístico*” ha sido aplicado a la cuenca asociada a la presa de Santillana, situada en el río Manzanares que es un afluente del río Tajo.

La presa de Santillana está localizada en la Comunidad de Madrid (Figura 4.1), en el centro-este de la península Ibérica, tiene una cuenca vertiente de 325.6 km² y un volumen de embalse de 92 hm³. El labio del aliviadero se encuentra a la cota 889m, siendo el área del embalse cuando el nivel de agua alcanza este nivel de 5.35 km² y el volumen del embalse igual a 48.9 hm³. La presa es de materiales sueltos con una altura de 40 m y una longitud de coronación de 1355 m. El aliviadero está controlado por una compuerta de 12 m y una capacidad máxima de vertido de 300 m³/s.

Figura 4.1: Localización de la cuenca del río Manzanares y el embalse de Santillana.

La lluvia se ha caracterizado a partir de la lluvia diaria registrada en 15 pluviómetros proporcionados por la Agencia Estatal de Meteorología. Aplicando el modelo RainSimV3 se han obtenido 8000 años de lluvia horaria en cada pluviómetro.

La calibración probabilística del RIBS fue realizada por Mediero et al. (2011), considerando seis eventos en la calibración (Tabla 4.1). Esta calibración proporciona las

funciones de densidad de probabilidad para cada uno de los parámetros, aplicándose el proceso de calibración-simulación determinístico.

Tabla 4.1: Eventos de avenida considerados en la calibración del RIBS para el caso del Manzanares

Evento	Duración (h)	Máxima intensidad (mm/15min)	Volumen de lluvia (hm ³)	Volumen del hidrograma (hm ³)
1 27 de marzo de 2003	96	4.2	15.76	3.65
2 14 de abril de 2003	144	9.2	20.91	1.71
3 30 de septiembre de 2003	96	8.8	27.54	5.45
4 15 de noviembre de 2003	336	7.8	45.95	7.11
5 5 de diciembre de 2003	168	3.6	28.42	4.4
6 28 de abril 2004	48	9.2	16.93	1.75

La validación del modelo se ha llevado a cabo con los volúmenes diarios de entrada al embalse debido a la falta de datos observados de caudal pico.

4.1.1. Generación estocástica de lluvia

Se ha aplicado el modelo RainSim V3 a los 15 pluviómetros que han caracterizado la cuenca asociada a la presa de Santillana y se han obtenido los estadísticos mensuales (media; período entre eventos; probabilidad del período seco; varianza en 24 y 48 h; correlación en 24 h y sesgo en 24 y 48 h) tanto para los datos observados como para los simulados, resultando un buen ajuste en la mayoría de los pluviómetros (Fig. 4.28). La comparación de la ley de frecuencia de la lluvia máxima en 24h, presenta también buenos resultados (Fig. 4.2).

Figura 4.2: Calibración del RainSimV3 para la cuenca del Manzanares. a) Valores de los estadísticos b) Ley de frecuencia de la lluvia máxima en 24h (Pluviómetro #3195)

A partir de los parámetros obtenidos se ha generado una serie de 8000 años de lluvia horaria para cada uno de los pluviómetros de la cuenca.

4.1.2. Selección de Eventos

Para solventar las dificultades asociadas a la elección de un criterio de selección de tormentas fácil de aplicar y que permita seleccionar las peores tormentas de cada año se ha llevado a cabo el siguiente procedimiento. En primer lugar, se han identificado los eventos de tormenta de los primeros 1000 años de lluvia y se han seleccionado las 5 mayores tormentas de cada año según tres indicadores diferentes (Precipitación máxima acumulada, máxima intensidad media y máxima duración). Los indicadores elegidos corresponden a las características fácilmente evaluables de un evento de tormenta que más influyen en la magnitud de la avenida producida por la misma.

De esta manera se han obtenido tres series de 5000 eventos de tormentas. Estos eventos de tormenta se han transformado en hidrogramas mediante el modelo RIBS de transformación lluvia-escorrentía aplicando el procedimiento de calibración-simulación determinístico. Estos hidrogramas se han laminado a través del conjunto embalse-presa obteniéndose los hidrogramas de salida y los niveles alcanzados en el embalse. Los 5 hidrogramas correspondientes a cada año se han ordenado según tres indicadores, que al igual que en el caso de las tormentas, son fácilmente evaluables y representativos del riesgo hidrológico de la presa. Los indicadores considerados han sido el máximo caudal

pico, el máximo volumen y el máximo nivel de agua alcanzado en el embalse durante la laminación.

A continuación, se han comparado las clasificaciones de los eventos de tormenta y de los hidrogramas. Se ha considerado que el mejor criterio de clasificación de eventos es aquel que da lugar a una mayor coincidencia entre la clasificación de las tormentas y los hidrogramas asociados a las mismas. Por ejemplo, si un evento de tormenta ocupa el 5º lugar en su clasificación y en cambio su hidrograma correspondiente se ha clasificado en 1º lugar, podría existir alguna tormenta no seleccionada que diese lugar a un hidrograma asociado a un mayor riesgo que los seleccionados. Por el contrario, si un evento de tormenta ocupa el 1º lugar en su clasificación y su hidrograma correspondiente se ha clasificado también en 1º lugar, la tormenta considerada como peor da lugar al hidrograma que entraña mayor riesgo y por tanto el criterio es adecuado.

Tabla 4.2: Comparación de las clasificaciones de los eventos de tormenta y los hidrogramas. Número de eventos para cada par de criterios de clasificación.

Clasificación según el Caudal Pico																				
Precipitación Acum	1	2	3	4	5	Intensidad Media	1	2	3	4	5	Duración	1	2	3	4	5			
	1	495	221	144	83		57	1	254	217	200		181	148	1	316	235	162	152	135
	2	230	272	226	157		115	2	201	206	184		205	204	2	238	207	211	168	176
	3	126	220	221	243		190	3	179	209	211		203	198	3	202	227	192	205	174
	4	86	174	235	241		264	4	190	194	210		207	199	4	149	170	208	226	247
	5	63	113	174	276		374	5	176	174	195		204	251	5	95	161	227	249	268
Clasificación según el Volumen																				
Precipitación Acum	1	2	3	4	5	Intensidad Media	1	2	3	4	5	Duración	1	2	3	4	5			
	1	644	191	88	50		27	1	227	220	195		192	166	1	414	222	146	117	101
	2	200	370	220	138		72	2	217	212	189		197	185	2	238	234	212	164	152
	3	85	217	294	243		161	3	188	193	215		203	201	3	162	226	197	224	191
	4	44	148	230	291		287	4	201	203	198		197	201	4	121	174	216	231	258
	5	27	74	168	278		453	5	167	172	203		211	247	5	65	144	229	264	298
Clasificación según el Máximo Nivel de Agua																				
Precipitación Acum	1	2	3	4	5	Intensidad Media	1	2	3	4	5	Duración	1	2	3	4	5			
	1	634	209	88	44		25	1	227	219	195		191	168	1	423	220	142	117	98
	2	218	366	215	128		73	2	217	214	192		197	180	2	233	244	211	159	153
	3	81	209	302	249		159	3	189	194	213		201	203	3	161	219	201	225	194
	4	41	148	227	300		284	4	204	202	197		198	199	4	118	172	216	239	255
	5	26	68	168	279		459	5	163	171	203		213	250	5	65	145	230	260	300

La tabla 4.2 muestra el número de eventos asociados a cada una de las combinaciones de posición entre las clasificaciones de las tormentas y de los hidrogramas correspondientes para los diferentes indicadores. Como ya se ha comentado, el mejor criterio será aquel que dé lugar a la mayor coincidencia entre la clasificación de las tormentas y los hidrogramas, es decir, un mayor número de eventos con el mismo puesto en ambas clasificaciones y por tanto, valores más altos de la

diagonal principal y muy bajos en las demás posiciones. Los peores criterios serán los que den lugar a un alto número de eventos clasificados como los últimos según la clasificación de tormentas y los primeros según la clasificación de hidrogramas, es decir, mayor número de eventos en la primera columna y la última fila.

Según los resultados mostrados en la tabla 4.2 el mejor criterio de clasificación y selección de tormentas viene dado por la máxima precipitación acumulada que presenta valores más altos en la diagonal principal y bastante bajos en otras posiciones.

Basándose en esta evaluación se ha seleccionado la máxima precipitación acumulada como criterio de selección de eventos. Aplicando este criterio se han seleccionado 5 eventos por año, obteniendo un conjunto de 40000 eventos de tormenta.

4.1.3. Modelo Lluvia-Escorrentía

El modelo RIBS se ha calibrado mediante la metodología probabilística propuesta por Mediero et al. (2011). En el caso del Manzanares se han elegido cuatro funciones objetivo: El error cuadrático medio de los valores altos del hidrograma (RMSE-P); el error absoluto medio de los valores bajos del hidrograma (MAE-B); el coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE) y el tiempo de pico (TP).

Para cada función objetivo se ha seleccionado el conjunto de soluciones óptimas de Pareto y los valores óptimos de los parámetros se han ajustado a diferentes distribuciones probabilísticas, eligiéndose aquella que proporciona el mejor ajuste (Mediero et al., 2011).

Puesto que el parámetro f toma valores muy pequeños, se han tomado valores logarítmicos de f . La función que mejor se ajusta a sus valores óptimos es la función Beta.

$$\log_{10}(f) = -3.15 + 2.85x_{f_{\text{beta}}}$$

$$f_{\text{beta}}(x) = (\Gamma(\alpha + \beta) / \Gamma(\alpha)\Gamma(\beta))x^{\alpha-1}(1-x)^{\beta-1}$$

El mejor ajuste para el parámetro C_v es la función normal con una media (μ) igual a 1.883 y una desviación típica (σ) de 0.097.

$$f_{C_v}(x) = (1/\sigma\sqrt{2\pi})\exp[-((x-\mu)^2/2\sigma^2)]$$

El parámetro K_v se ha representado por una función Weibull de parámetros $\alpha = 8.82$ y $\beta = 7.78$.

$$f_{K_v}(x) = (\beta/\alpha)(x/\alpha)^{\beta-1}\exp(-(x/\alpha)^\beta)$$

Una vez calibrado el modelo, se han simulado los 40000 eventos de tormenta aplicando el procedimiento determinístico y se han obtenido los hidrogramas correspondientes.

4.1.4. Validación de la metodología para el caso de estudio del Manzanares

Una vez aplicada la metodología propuesta al caso de estudio del río Manzanares y obtenidas las series de hidrogramas de entrada al embalse de Santillana, antes de llevar a cabo otros análisis con esos datos es necesario comprobar que los resultados obtenidos representan adecuadamente el comportamiento de la cuenca. Para ello se han comparado los valores de una o varias variables que caractericen los hidrogramas tanto simulados como observados. Puesto que el objetivo es caracterizar el comportamiento extremal de la cuenca, interesa comprobar que las leyes de frecuencia de dichas variables se ajustan bien y presentan una misma tendencia.

Debido a la falta de datos de caudal instantáneo, se ha llevado a cabo la validación con los 52 años de datos diarios de volumen almacenado y de salida del embalse de Santillana. Se han obtenido las leyes de frecuencia de los máximos volúmenes acumulados en uno, dos, tres y cuatro días para los datos observados y para los eventos simulados (Figura 4.3). Se puede observar que las curvas simuladas se ajustan razonablemente bien a las observadas, sobre todo para periodos bajos y medios, aumentando la incertidumbre para periodos altos.

Figura 4.3: Leyes de frecuencia de los volúmenes acumulados durante a) uno, b) dos, c) tres y d) cuatro días consecutivos para los datos observados y simulados.

Puesto que el ajuste es bueno se puede concluir que la metodología aplicada al caso de estudio del Manzanares permite caracterizar el comportamiento extremal de la cuenca.

4.1.5. Laminación

Una vez obtenidas las series de hidrogramas de entrada al embalse, para determinar la respuesta de este a dichos hidrogramas hay que simular la laminación a través del conjunto embalse-presa. Para ello se aplicará el procedimiento de laminación explicado en el capítulo 3 particularizado para la presa de Santillana cuyo volumen de

embalse máximo (para el Nivel Máximo Normal situado a la cota 894 m) es de 92 hm³. El labio del aliviadero se encuentra a la cota 889 m, siendo el volumen del embalse para esa cota de 48.9 hm³. Se establece un volumen de resguardo de 20 hm³ y un caudal máximo de alerta de 300 m³/s.

La presa de Santillana cuenta con dos tipos de órganos de desagüe:

- Un aliviadero de dos vanos con una longitud total de 11 m, regulado por compuertas de 5.10 m de altura y con una capacidad de alivio total de 270 m³/s
- Desagües de fondo e intermedio compuestos por dos conductos cada uno con una capacidad total de vertido de 35 m³/s

Para simplificar la laminación se ha considerado un solo desagüe de fondo de 35 m³/s de capacidad máxima situado a la cota de fondo del embalse, suponiendo que está totalmente abierto desde el principio del proceso de laminación.

Como resultado de la laminación se han obtenido los hidrogramas de salida y la evolución del nivel de agua en el embalse (figura 4.4), así como de su volumen.

Figura 4.4: Ley de frecuencia del máximo nivel de agua alcanzado en el embalse de Santillana.

4.1.6. Hidrogramas de diseño

La aplicación de la metodología propuesta ha proporcionado los hidrogramas de los peores eventos de cada año y, a partir de los mismos, se han obtenido las leyes de frecuencia de las variables caudal pico y volumen de hidrograma que caracterizan el comportamiento hidrológico de la cuenca (Figuras 4.5.a y 4.5.b). Además, se han obtenido los hidrogramas de salida del embalse y la evolución del nivel en el embalse, obteniéndose las leyes de frecuencia tanto de los caudales pico de salida como de los niveles máximos alcanzados en el embalse que permiten caracterizar el riesgo hidrológico de la presa (Figuras 4.5.c y 4.5.d).

La cota de coronación de la presa de Santillana es 896.5 m, por lo que la avenida que produce un vertido por coronación tiene asociado un periodo de retorno de unos 2000 años. Esta avenida daría lugar a un caudal de salida de unos 100 m³/s, que, teniendo en cuenta que la capacidad del encauzamiento del río Manzanares a su paso

por Madrid es de entre 250 y 300 m³/s, no produciría daños importantes aguas abajo del embalse. Por lo tanto, de este análisis se puede inferir que el riesgo de rebase es el principal factor de riesgo hidrológico de la presa.

Figura 4.5: Leyes de frecuencia de: a) caudal pico de entrada; b) volumen de hidrograma; c) caudal pico de salida y d) nivel máximo de agua en el embalse.

Puesto que los resultados del modelo son los hidrogramas completos, se ha llevado a cabo también un análisis bivariado que permite relacionar diferentes características de los mismos, como por ejemplo el caudal pico y el volumen, caracterizando así de forma más completa el comportamiento de la cuenca. Cada uno de los pares caudal pico-volumen representado en la figura 4.6 corresponde a un hidrograma.

Figura 4.6: Caudal pico frente a volumen de hidrograma en Santillana

Clasificando los pares caudal-volumen en función del periodo de retorno del nivel máximo alcanzado en la presa o del caudal pico vertido, se identifican los hidrogramas que presentan un mayor riesgo para la presa desde el punto de vista hidrológico. Los hidrogramas asociados a un mismo período de retorno describen, en este espacio caudal-volumen, unas curvas, llamadas curvas de riesgo, cuya forma depende de las características de la cuenca, del embalse y de los órganos de desagüe (Figura 4.7). En función de la forma de estas curvas, la influencia del caudal pico y del volumen será mayor o menor en la determinación de los hidrogramas de diseño asociados a un determinado período de retorno (Requena et al., 2013; Jiménez 2016). Cuanto más suave sea la pendiente de estas curvas, mayor será la influencia del volumen en el período de retorno, y, en cambio, cuanto más inclinada sea la pendiente, mayor será la influencia del caudal pico.

Figura 4.7: a) Ley de frecuencia del nivel máximo en el embalse b) Caudal punta frente a volumen de hidrograma clasificados en función de los niveles alcanzados en el embalse.

Según se desprende de la figura 4.7, en este caso de estudio tanto el caudal pico como el volumen tienen una influencia similar en el riesgo de la presa.

4.1.7. Análisis de la incertidumbre

Como ya se ha comentado, además de la caracterización del comportamiento hidrológico de las cuencas y el análisis del riesgo de la presa, es importante determinar la incertidumbre asociada a estos estudios. Para ello, a partir de los 8000 años de eventos simulados, se han seleccionado 300 muestras aleatorias de k años (125, 250, 500, 750, 1000, 1200, 1500 y 2000) y se han obtenido las leyes de frecuencia de caudal punta y volumen de hidrograma de cada una de las muestras cuya comparación permite analizar la variabilidad de las mismas. Si la mayoría de las muestras seleccionadas dan lugar a leyes de frecuencia similares, la variabilidad es pequeña, la incertidumbre también y los resultados son más fiables.

En la figura 4.8 se han representado las distribuciones de frecuencia no paramétricas para los conjuntos de muestras de 2000, 1000, 500 y 125 años y en estos gráficos se observa que la variabilidad asociada a un determinado período de retorno disminuye, conforme aumenta la longitud de las muestras. Es decir, cuanto mayor sea la longitud de la muestra con respecto al periodo de retorno que se quiere estimar, más preciso será el valor de la variable obtenido para ese periodo de retorno.

Figura 4.8: Leyes de frecuencia de caudal punta en Santillana para longitud variable en años: a) 2000, b) 1000, c) 500 y d) 125

Esta incertidumbre también se ha analizado de manera cuantitativa siguiendo el procedimiento presentado en el apartado 3.6 que consiste en calcular los valores del caudal pico o el volumen asociados a un determinado periodo de retorno para las distintas muestras, calcular la media y los cuartiles y comparar los resultados obtenidos para diferentes periodos de retorno y diferente longitud de las muestras. La Figura 4.9 representa la media y los cuartiles calculados para los caudales punta estimados en el embalse de Santillana.

Figura 4.9: Diagrama de cajas y bigotes de los caudales punta estimados en Santillana con longitud variable de la serie para diferentes periodos de retorno en años: a) 50, b) 100 y c) 500

En la Figura 4.9 se observa cómo la variabilidad, y por tanto la incertidumbre, disminuye conforme disminuye el período de retorno y aumenta la longitud de la muestra. Este análisis permite determinar el error asociado a los datos con los que estamos trabajando y tenerlo en cuenta a la hora de diseñar las infraestructuras hidráulicas.

En la Tabla 4.3 se han presenten los valores de los cuartiles y el RIC representados en la Figura 4.9. En ella se observa que el RIC es máximo para el periodo de retorno de 500 años calculado con series de 1000 años y mínimo para el periodo de retorno de 50 años calculado con series de 750 años. Para el periodo de retorno de 50 años se logra un RIC bastante bajo cuando las series tienen una longitud igual o mayor a 500 años, para el periodo de retorno de 100 años el RIC es bastante aceptable para series de 1000 años y para el periodo de retorno de 500 años las series de mayor longitud consideradas, las de 2000 años, dan lugar a un RIC elevado, por lo que los resultados obtenidos habría que usarlos con cierta precaución. Estos resultados confirman que la longitud de las series adecuada para estimar el valor de una variable

asociado a un periodo de retorno debe ser, al menos, un orden de magnitud mayor que el periodo de retorno considerado

Tabla 4.3: Cuartiles Q3 y Q1 y Rango Intercuartílico de los caudales punta estimados en Santillana con longitud variable de la serie para diferentes periodos de retorno de 50, 100 y 500 años.

Tr=50 años		N=125	N=250	N=500	N=750
	Q3(75%)	166.50	164.80	164.50	162.10
	Q1(25%)	142.00	149.30	150.00	149.60
	RIC	24.50	15.50	14.50	12.50
Tr=100 años		N=250	N=500	N=750	N=1000
	Q3(75%)	188.50	192.90	185.30	185.30
	Q1(25%)	162.50	169.10	166.60	169.40
	RIC	26.00	23.80	18.70	15.90
Tr=500 años		N=1000	N=1200	N=1500	N=2000
	Q3(75%)	259.50	261.80	258.70	265.70
	Q1(25%)	213.50	230.30	229.90	235.80
	RIC	46.00	31.50	28.80	29.90

4.1.8. Resumen de los resultados del caso de estudio del río Manzanares

Mediante la aplicación de la metodología propuesta al caso de estudio del Manzanares se ha modelizado el comportamiento de la cuenca desde el punto de vista meteorológico e hidrológico, obteniendo como resultado una serie arbitrariamente larga de hidrogramas de avenida completos que ha permitido, además de analizar las diferentes características de los mismos (que puede condicionar el diseño de la infraestructura), laminarlos a través del conjunto embalse-presa, obteniendo el hidrograma completo de salida y la evolución del nivel y volumen de embalse a lo largo de la avenida, caracterizando así el riesgo de dicho conjunto.

Los resultados obtenidos para cada uno de los procesos simulados han sido buenos. El modelo RainSim V3 ha proporcionado un conjunto de series de lluvia que representan adecuadamente el comportamiento extremal de la lluvia en la cuenca. Mediante la identificación y selección de eventos se han escogido un conjunto de tormentas que, una vez transformadas en hidrogramas, han dado lugar a unas distribuciones de frecuencia simuladas de volúmenes acumulados de entrada al embalse que se ajustan bastante bien a las distribuciones de frecuencia observadas.

Por lo tanto, en este caso de estudio la metodología resulta ser una herramienta útil ya que permite caracterizar el comportamiento extremal de la cuenca y la respuesta del conjunto embalse-presa a dicho comportamiento, pudiendo analizar el riesgo asociado a la presa desde el punto de vista hidrológico y en caso de que el riesgo no sea asumible, adaptar las características de los órganos de desagüe de la presa al máximo riesgo asumible.

4.2. Gardons: Comparación de enfoques determinístico, semi-probabilístico y probabilístico.

Como se ha comentado previamente, en este caso de estudio, se han aplicado y comparado los tres procedimientos de calibración-simulación expuestos en el capítulo 3 a dos subcuencas del río Gardons con el objetivo de verificar si la calibración y simulación del estado inicial de manera probabilista mejora los resultados obtenidos en los otros dos procedimientos, consiguiendo solventar el principal inconveniente de los modelos de lluvia-escurrimiento de eventos.

Puesto que en este caso de estudio no existen presas construidas, una vez corroboradas las mejoras logradas mediante la calibración y simulación probabilística del estado inicial, se ha llevado a cabo un estudio de sensibilidad de la seguridad hidrológica de un conjunto de presas sintéticas de diferentes características, para analizar como varía la respuesta de las mismas y el riesgo en función de dichas características.

El río Gardons nace en los montes Cévennes, discurre por la región de Languedoc-Roussillon y desemboca en el río Ródano cerca de Beaucaire, entre Avignon y Agnes (Figura 4.10).

Figura 4.10: Localización de las cuencas de Générargues y Corbès.

Las dos subcuencas consideradas se encuentran en la cabecera del río Gardons y son la subcuenca del río Gardons en Saint-Jean-du-Gard y la subcuenca del río Gardons en Mialet. Cada uno de estos tramos dispone de una estación de aforos, Corbès y

Générargues, situadas poco antes de la confluencia de ambos (Figura 4.10). Los datos de estas estaciones pueden considerarse representativos de los caudales de descarga de dichas cuencas. La cuenca vertiente en Corbès tiene una superficie de 262.3 km² y en Générargues de 245.3 km².

Al igual que el río Gardons, ambas subcuencas presentan un régimen típicamente mediterráneo, con crecidas importantes en otoño (octubre) y en invierno (enero) estiajes en verano (julio).

La lluvia se ha caracterizado a partir de las series de 62 años (1948-2009) de lluvia diaria disponibles para ocho pluviómetros situados en la cuenca y sus alrededores (Figura 4.11) y las series de 20 (1988-2008) y 23 (1985-2008) años de lluvia horaria disponibles para dos de ellos (PH_0194 y PH_0206). Los datos de caudal se han obtenido de las dos estaciones de aforo consideradas que proporcionan datos horarios y diarios (1971-2010).

De las series de datos se han seleccionado únicamente 10 eventos de avenida representativos de los que se disponía de los suficientes datos horarios de lluvia y caudal que son necesarios para calibrar el modelo RIBS, correspondiendo éstos a los últimos años de datos de las series de disponibles (Tabla 4.3).

Tabla 4.4: Eventos de avenida usados en la calibración del modelo RIBS

Evento	Intensidad máxima (mm/h)	Caudal pico (m ³ /s)		Volumen (hm ³)	
		Générargues	Corbès	Générargues	Corbès
1 3 Febrero 1994	15.80	149.00	140.00	13.31	13.75
2 22 Septiembre 1994	30.40	438.00	375.00	20.53	19.93
3 2 Noviembre 1994	44.00	385.00	372.00	63.94	69.11
4 17 Septiembre 1995	19.60	427.00	479.00	16.45	19.97
5 24 Noviembre 1995	15.15	262.00	189.00	23.25	25.19
6 11 Enero 1996	17.82	316.00	359.00	44.24	55.26
7 25 Febrero 1996	8.87	105.00	117.00	14.24	18.10
8 11 Enero 1998	36.45	317.00	287.00	21.95	27.08
9 19 Octubre 1999	19.24	324.00	290.00	15.18	15.27
10 23 Noviembre 2002	26.14	294.00	277.00	20.22	22.46

Los mapas de drenaje y pendientes, necesarios para el modelo RIBS de lluvia-esorrentía, se han obtenido de un modelo digital del terreno con celdas de 200 m de ancho. Se han considerado 23 tipos de suelos de la base de datos CORINE LandCover (CLC) (The European Topic Centre on Terrestrial Environment, European Environment Agency), obteniendo a partir de esta clasificación los parámetros del suelo usados en el modelo según la parametrización de Brooks-Corey.

4.2.1. Generación estocástica de lluvia

Se ha aplicado el modelo RainSimv3 a las cuencas consideradas y se han obtenido los estadísticos mensuales (media; periodo entre eventos; probabilidad del periodo seco; varianza en 24 y 48 h; correlación en 24 h y sesgo en 24 y 48 h) para los datos observados y simulados, resultando un buen ajuste en la mayoría de los pluviómetros (Fig. 4.11.a). La comparación de la ley de frecuencia de la lluvia máxima en 24h, presenta también buenos resultados (Fig. 4.11.b).

Figura 4.11: Calibración del RainSimV3 para la cuenca del Gardons. a) Valores de los estadísticos b) Ley de frecuencia de la lluvia máxima en 24h (Pluviómetro PH_0194)

Con este ajuste se han generado una serie de 6000 años de lluvia horaria en todos los pluviómetros considerados en ambas cuencas.

4.2.2. Selección de Eventos

Para elegir el criterio de clasificación de eventos se ha procedido de igual manera que en el caso anterior. En primer lugar, se han identificado los eventos de tormenta de los primeros 1000 años de lluvia, se han seleccionado las 5 mayores tormentas de cada año según tres indicadores diferentes (precipitación máxima acumulada, máxima intensidad media y máxima duración). Como resultado se han obtenido 3 series de 5000 eventos de tormentas cuyos hidrogramas correspondientes se han obtenido mediante el modelo RIBS de transformación lluvia-escorrentía. Los 5 hidrogramas correspondientes a cada año se han ordenado únicamente según el máximo caudal punta y el máximo volumen, ya que en este caso de estudio no existe presa constriuida y estas dos características son las más representativas del riesgo de una avenida.

Para establecer el criterio de selección de eventos de tormentas que permita elegir las peores tormentas de cada año se ha seguido el mismo procedimiento que en caso anterior, es decir, se han comparado las clasificaciones de los eventos de tormenta y los hidrogramas (Tabla 4.4). En este caso el mejor criterio de clasificación y selección de tormentas es la máxima precipitación acumulada ya que presenta valores más altos en la diagonal principal y bastante bajos en otras posiciones. Tanto el indicador de la máxima intensidad media como el de la duración dan lugar a menores coincidencias, por lo que no se utilizarán.

Tabla 4.5: Comparación de las clasificaciones de los eventos de tormenta y los hidrogramas. Número de eventos para cada par de criterios de clasificación.

Clasificación según el Caudal pico																				
Precipitación Acum		1	2	3	4	5	Intensidad Media		1	2	3	4	5	Duración		1	2	3	4	5
	1	703	154	76	46	21		1	485	229	131	99	56		1	313	217	192	136	142
	2	167	419	204	131	79		2	260	281	202	140	117		2	223	234	196	179	168
	3	96	254	320	190	140		3	144	251	239	212	154		3	205	216	217	186	176
	4	25	122	268	339	246		4	79	146	263	251	261		4	163	169	205	238	225
	5	9	51	132	294	514		5	32	93	165	298	412		5	96	164	190	261	289
Clasificación según el Volumen																				
Precipitación Acum		1	2	3	4	5	Intensidad Media		1	2	3	4	5	Duración		1	2	3	4	5
	1	875	101	15	7	2		1	720	139	73	39	29		1	368	229	162	130	111
	2	106	734	128	25	7		2	213	404	191	117	75		2	260	260	191	137	152
	3	17	122	669	149	43		3	56	279	346	192	127		3	205	203	254	173	165
	4	2	39	140	636	183		4	4	117	247	345	287		4	115	178	217	261	229
	5	0	4	48	183	765		5	7	61	143	307	482		5	52	130	176	299	343

Basándose en esta evaluación se ha seleccionado la máxima precipitación acumulada como criterio de selección de eventos. Aplicando este criterio se han seleccionado 5 eventos por año, obteniendo un conjunto de 30.000 eventos de tormenta.

4.2.3. Modelo Lluvia-Escorrentía

En primer lugar, es necesario calibrar el modelo para el caso de estudio. El proceso de calibración descrito en el capítulo 3 consiste en simular un conjunto de episodios observados con diferentes combinaciones de los valores de los parámetros de calibración y aplicar a los resultados varias funciones objetivo, de tal manera que aplicando el principio de dominancia de Pareto, se obtenga un conjunto de valores óptimos de cada parámetro y este conjunto de valores se ajusta a la distribución de frecuencia que mejor representa dicho conjunto.

La elección de las funciones objetivo depende de qué características de los hidrogramas sean más representativas para nuestro análisis. Puesto que la metodología propuesta se va a aplicar al análisis del riesgo de presas, se han considerado funciones objetivo que permitan obtener un buen comportamiento de los caudales pico y los volúmenes. Además, estas variables también son las más significativas en el caso del análisis del riesgo de inundaciones. Las funciones objetivo consideradas son:

(a) Error relativo de Pico (REP): Tiene en cuenta la diferencia relativa entre los caudales pico observados y simulados.

$$REP = \frac{|Q_{max}^{sim} - Q_{max}^{obs}|}{Q_{max}^{obs}}$$

(b) Diferencia Relativa Cuadrática de Volúmenes (VRSE): Calcula la diferencia cuadrática relativa de los volúmenes de los hidrogramas observados y simulados:

$$VRSE = \frac{(V^{sim} - V^{obs})^2}{V^{obs^2}}$$

Cada uno de los procedimientos de calibración-simulación descritos en el capítulo 3 se ha aplicado considerando:

- 10 eventos de avenida observados representativos.
- 1000 casos de Monte Carlo en los que se combinan de manera aleatoria valores de los parámetros de calibración (f , C_v y K_v).
- 25 estados iniciales.

Como resultado se ha obtenido:

- Una distribución de probabilidad de cada uno de los parámetros de calibración común para los procedimientos de calibración-simulación determinístico y semi-probabilístico.
- Las distribuciones de probabilidad de los parámetros de calibración y de la recarga inicial que determina el estado inicial de la cuenca para el procedimiento probabilístico.

Una vez calibrado el modelo se han simulado, para cada uno de los procedimientos, la serie de 6000 años con cinco eventos por año, obteniéndose, para cada uno de dichos procedimientos, una serie de 30.000 hidrogramas. A partir de estas tres series se han obtenido las distribuciones de frecuencia no paramétricas del caudal pico máximo anual y de los volúmenes del hidrograma asociado a dicho caudal pico en base a la formulación de Gringorten (1963) y se han comparado con las correspondientes a los datos observados. Las curvas obtenidas se muestran en la figura 4.12.

Figura 4.12: Gráficos de periodos de retorno del caudal pico (a, b) y el volumen del hidrograma asociado (c, d). Determinístico (línea continua verde), semiprobabilístico (línea discontinua azul) y probabilístico (línea punto- raya negra) y observaciones (círculos rojos). Resultados para las cuencas de Générargues (a, c) y Corbès (b, d).

Para llevar a cabo la validación, además de comparar las distribuciones de frecuencia no paramétricas, se han ajustado las series de datos a una distribución paramétrica y se ha comparado ésta con las distribuciones no paramétricas de las series simuladas. En este caso se han ajustado los datos tanto a la distribución de Gumbel como a la distribución Generalizada de Extremos (GEV) y se ha elegido la que proporciona un mejor ajuste en base al test chi-cuadrado, obteniendo también los intervalos de confianza del 95% de la distribución ajustada.

Puesto que la serie de datos tiene una longitud de 62 años, la extrapolación de la función seleccionada será representativa aproximadamente para un periodo de retorno de 100 años (Klemes 2000). Por lo tanto, para poder comparar las series de datos observados con las series simuladas se han extraído de las series de caudales pico y volúmenes de los hidrogramas simulados 300 muestras aleatorias de 125 datos, obteniéndose para cada serie la distribución no paramétrica. A partir de las 300 distribuciones no paramétricas se ha calculado una distribución media y los límites de incertidumbre del 95%.

Se ha llevado a cabo una validación cualitativa mediante la comparación gráfica de la distribución de frecuencia no paramétrica de los datos observados, la distribución de frecuencia paramétrica ajustada y la media obtenida a partir de las series cortas de datos simulados y se ha comprobado que tanto la distribución no paramétrica de las observaciones como la distribución paramétrica ajustada se encuentran entre los límites de incertidumbre. Los resultados de la validación para cada uno de los tres procedimientos de calibración-simulación se han comparado para determinar cuál de los tres procedimientos representa mejor el comportamiento de la cuenca. (Figura 4.13).

En la figura 4.13 se observa que en el caso del caudal pico, los ajustes obtenidos son en general buenos, especialmente para el procedimiento probabilístico. En el caso

de los volúmenes, se obtienen buenos resultados para la cuenca de Corbès mediante los procedimientos semi-probabilístico y probabilístico, siendo peores los obtenidos para el determinístico. Sin embargo, los resultados no son buenos para la cuenca de Générargues.

Figura 4.13: Gráficos de periodos de retorno del caudal pico y los volúmenes de los hidrogramas asociados para las cuencas de Générargues y Corbès. (a) Determinístico, (b) semiprobabilístico (c) probabilístico. Observaciones (círculos rojos); Distribuciones ajustadas a los datos observados (línea continua verde claro) límites de confianza del 95% (línea continua verde oscuro); media y los percentiles del 2.5% y 97.5% de las series simuladas por el modelo (líneas discontinuas azules)

Además de la validación gráfica, se ha llevado a cabo una validación cuantitativa mediante tres funciones objetivo que han permitido cuantificar y comparar el error cometido con cada uno de los tres procedimientos:

- (a) Media del valor absoluto del error relativo (MARE) que calcula la media de los errores relativos entre los datos observados y simulados para un determinado periodo de retorno en valor absoluto.

$$MARE(\theta) = \frac{1}{N} \sum_{Tr=2}^{Tr=100} \left(\frac{|x_{Tr} - x'_{Tr}(\theta)|}{x_{Tr}} \right)$$

Donde x_{Tr} representa el valor de la distribución paramétrica ajustada asociado al periodo de retorno T_r , $x'_{Tr}(\theta)$ representa el valor de la distribución media simulada asociado al periodo de retorno T_r y N representa el número de datos. El intervalo de periodos de retorno que se ha considerado ha sido entre 2 y 100 años, que como se ha comentado previamente, es donde la distribución ajustada se puede considerar representativa. El valor óptimo de esta función es cero.

- (b) Raíz de la media del cuadrado del error relativo (RMSRE) que calcula la raíz cuadrada de la media de los cuadrados de los errores relativos entre los datos observados y simulados. El valor óptimo de esta función es también cero.

$$RMSRE(\theta) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{Tr=2}^{Tr=100} \left[\frac{x_{Tr} - x'_{Tr}(\theta)}{x_{Tr}} \right]^2}$$

- (c) El coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE) que calcula el valor relativo de la varianza de los residuos con respecto a la varianza de los datos observados y su valor óptimo es uno.

$$NSE(\theta) = 1 - \frac{\sum_{Tr=2}^{Tr=100} [x_{Tr} - x'_{Tr}(\theta)]^2}{\sum_{Tr=2}^{Tr=100} [x_{Tr} - \bar{x}]^2}$$

Los resultados de la validación cuantitativa se muestran en la tabla 4.5.

Tabla 4.6: Valores de las funciones objetivo MARE, RMSPE y NSE calculados para las series de caudales pico y volúmenes de hidrogramas obtenidas mediante los procedimientos determinístico, semi-probabilístico y probabilístico. El texto en **negrita** refleja el mejor ajuste y el texto en **gris** el peor.

Variable	Función Objetivo	Estación	Simulación		
			Determinístico	Semi-Probabilístico	Probabilístico
Qmax	MARE	Géneérargues	0.207	0.426	0.049
		Corbès	0.280	0.382	0.035
	RMSPE	Géneérargues	0.222	0.427	0.058
		Corbès	0.294	0.383	0.038
	NSE	Géneérargues	0.458	-1.764	0.910
		Corbès	0.070	-0.989	0.968
VolQmax	MARE	Géneérargues	0.350	0.254	0.380
		Corbès	0.532	0.046	0.067
	RMSPE	Géneérargues	0.361	0.265	0.386
		Corbès	0.534	0.050	0.073
	NSE	Géneérargues	-0.195	-0.231	-1.255
		Corbès	-1.598	0.972	0.908

Los resultados muestran que en el caso de los caudales pico, el procedimiento probabilístico da lugar al mejor ajuste con un NSE mayor a 0.9. El procedimiento determinístico da lugar a un ajuste aceptable con un NSE menor de 0.5, mientras que el procedimiento semi-probabilístico proporciona un mal ajuste con un NSE negativo. Sin embargo, en el caso de los volúmenes de los hidrogramas, los resultados varían de una cuenca a otra. En el caso de Générargues no se logra un buen ajuste mediante ninguno de los tres procedimientos. Esto puede deberse a que el área considerada como impermeable (con un coeficiente de escorrentía igual a 1) es mayor a la real debido a que el modelo RIBS considera impermeables las celdas a través de las cuales discurre el río. En cambio, en el caso de Corbès, se consigue un muy buen ajuste mediante el procedimiento semi-probabilístico con un NSE de 0.97 aunque el ajuste logrado mediante el procedimiento probabilístico también es bastante bueno (NSE de 0.91).

Por lo tanto, el procedimiento de calibración-simulación que mejor representa el comportamiento de las cuencas analizadas es el probabilístico. Este procedimiento permite caracterizar el estado inicial de las cuencas, considerar la variabilidad de las mismas y las incertidumbres asociadas al modelo, mientras que los otros dos procedimientos no representan, total o parcialmente, dicha variabilidad, lo que conduce a una sobre o subestimación de las variables que caracterizan los hidrogramas.

4.2.4. Estudio de sensibilidad de la probabilidad de fallo hidrológico

Puesto que en las cuencas analizadas en este caso no hay presas cuyo riesgo hidrológico se pueda analizar, se ha llevado a cabo un estudio de sensibilidad de la probabilidad de fallo hidrológico de una presa sintética en función de las características de la misma que condicionan la laminación. Para simplificar el estudio, se ha considerado un aliviadero de labio fijo, por lo que las características de la presa que condicionan la laminación son el volumen y la longitud del aliviadero.

Se ha considerado un rango de 9 configuraciones de presas, combinando tres posibles longitudes de aliviadero de 40, 70 y 100 m y tres posibles cotas del labio del aliviadero, E , a 190, 200 y 210 m, y por consiguiente, volúmenes del embalse. Cada una de estas configuraciones da lugar a una ley de frecuencia del nivel máximo de agua por encima del labio del aliviadero que caracteriza el riesgo en la misma (Figura 4.14).

Figura 4.14: a) Máximo nivel de agua (MNA) sobre la cota del aliviadero y b) máxima altura de la lámina de agua sobre el aliviadero par a las diferentes configuraciones del sistema embalse-presa.

En la figura 4.14.a) se observa que para un mismo volumen, conforme aumenta la longitud del aliviadero, disminuye la sobreelevación y por tanto el riesgo será menor. Por otro lado, en la figura 4.14.b) se observa que para una misma longitud de aliviadero, a mayor volumen, menor es la altura de la lámina de agua sobre el aliviadero y, por tanto, el riesgo disminuye. También se observa que la diferencia de sobreelevación entre las tres configuraciones del aliviadero es mayor en el caso de menor volumen (Para $T_r=10.000$ es de 3.2 m para $E=190$) y se va reduciendo a medida que aumenta el volumen de embalse (Para $T_r=10.000$ es de 2.4 m para $E=210$) y por tanto a menor volumen de embalse aumenta más el riesgo conforme disminuye la longitud del aliviadero.

De forma similar a como se procedió en el caso anterior, se han agrupado los hidrogramas en función del nivel máximo de agua alcanzado en el embalse durante la laminación y se han dibujado las curvas de riesgo resultantes (Figura 4.15).

En la figura 4.15 se observa que cuanto mayor es el volumen del embalse considerado, más horizontales son las curvas de riesgo y, en cambio, cuanto mayor es la longitud del aliviadero, más pendiente presentan. Esto se debe a que cuanto mayor es el volumen del embalse, mayor es la capacidad de almacenamiento temporal y por lo tanto, mayor es la atenuación del caudal de pico. En estos casos, los hidrogramas que representan un mayor riesgo para la presa son aquellos con un mayor volumen. En caso contrario, a menor volumen de embalse, menor capacidad de almacenamiento temporal

y menos atenuación de los picos, por lo que los hidrogramas más peligrosos son los que presenten altos caudales pico. Por otro lado, conforme menor es la longitud del aliviadero, menor es la capacidad de vertido y por lo tanto es necesaria una mayor capacidad de almacenamiento temporal. Los hidrogramas que dan lugar a mayores sobreelevaciones, son los que presentan mayores volúmenes y cuyas curvas de riesgo son más horizontales.

Figura 4.15: Comparación de las curvas de riesgo asociadas al MNA en el embalse en función del volumen del embalse o la cota del aliviadero (E) y la longitud del aliviadero (L).

4.2.5. Resumen de los resultados del caso de estudio del río Gardons

La aplicación de la metodología propuesta al caso de estudio del Gardons ha permitido comparar tres procedimientos de calibración-simulación, determinístico, semi-probabilístico y probabilístico, concluyendo que el que mejor representa el comportamiento de las cuencas analizadas es el procedimiento probabilístico. Este procedimiento no solo tiene en cuenta la variabilidad del comportamiento de la cuenca mediante una calibración probabilística de los parámetros de calibración del modelo sino que también permite caracterizar el estado inicial y tener en cuenta la variabilidad del mismo, solventando de esta manera unos de los principales inconvenientes de los modelos lluvia-escorrentía de evento.

A partir de las series de hidrogramas obtenidas como resultado se han analizado las diferentes características de los mismos que condicionan el riesgo de inundación y el diseño de infraestructuras hidráulicas. Además, se ha realizado un análisis de sensibilidad de la probabilidad de fallo hidrológico de presas sintéticas en función de las características de las mismas. Este análisis ha permitido estudiar como varía el riesgo en función del volumen de embalse y la longitud de aliviadero y determinar qué

configuración del conjunto embalse-presa será la más adecuada para minimizar dicha probabilidad.

4.3. Validación de la metodología de caracterización del comportamiento extremal de la cuenca.

Este apartado tiene como objetivo validar la metodología de caracterización del comportamiento extremal de la cuenca propuesta en esta tesis mediante su comparación con el modelo SCHADEX desarrollado por Électricité de France y que se lleva aplicando desde 2006 con muy buenos resultados.

En el pasado siglo XX se produjo un importante incremento en el número de presas construidas en Francia impulsado especialmente por el desarrollo de la energía hidroeléctrica pero también por la necesidad de almacenar agua para usos diversos.

Debido a la importancia de la producción de energía hidroeléctrica en Francia, los avances en el análisis de la seguridad hidrológica de las presas se han desarrollado en el seno de la empresa Électricité de France (EDF) que fue creada en 1946 por el gobierno francés como un monopolio estatal para reconstruir la red eléctrica nacional prácticamente destruida tras la guerra mundial.

En los años 50, el aumento de la demanda de electricidad impulsó la construcción de un elevado número de saltos hidroeléctricos que fue de mano de un desarrollo metodológico para el análisis de la seguridad hidrológica de las presas. Así en 1967, los Ingenieros de EDF, Guillot y Duband desarrollaron el método GRADEX, que en aquel momento supuso un avance significativo respecto a las técnicas utilizadas ya que utilizaba las series de lluvias para determinar la probabilidad de las crecidas. Este método fue aplicado a un elevado número de cuencas con buenos resultados (Duband et al. 1988).

A lo largo de la segunda mitad del siglo XX, el método GRADEX ha experimentado continuas mejoras metodológicas que han sido recogidas por otros modelos como el modelo AGREGEE (Margoum, 1992; Lang y Oberlain, 1993), que permite obtener la distribución de frecuencia de los caudales máximos a partir de datos de caudales observados, datos de lluvia y datos de avenidas históricas o el modelo SPEED (Cayla, 1995)

A pesar de su éxito, el modelo GRADEX presenta algunos inconvenientes como son la subestimación de las precipitaciones extremas y la simplicidad de la transformación lluvia-escorrentía aplicada. Estas deficiencias junto con el desarrollo tecnológico y el desarrollo de la hidrología y la estadística que ha tenido lugar en los últimos años llevó a los ingenieros de EDF a desarrollar, a principios de siglo, una nueva metodología para la estimación de avenidas extremas, el método SCHADEX (Paquet et al. 2006; 2013; Garavaglia, 2011).

El método SCHADEX, que se lleva aplicando desde 2006 en EDF en el diseño de aliviaderos, se basa en un proceso de simulación lluvia-escorrentía semi-continuo que combina una simulación continua (que proporciona información acerca de los posibles estados hidrológicos de la cuenca) con una simulación de eventos para caracterizar las avenidas. Por lo tanto, de manera similar a la metodología propuesta en esta tesis, simula las avenidas mediante un modelo de evento y desarrolla un procedimiento para caracterizar el estado inicial de la cuenca y resolver así, el principal inconveniente de este tipo de modelos.

Los buenos resultados obtenidos por el método SCHADEX, su larga experiencia en la seguridad de presas y las similitudes con la metodología propuesta hacen que sea el candidato idóneo para validar la metodología propuesta. A continuación se lleva a cabo una descripción detallada del método SCHADEX, se compara desde el punto de vista teórico con el método MODEX y por último se comparan los resultados obtenidos por cada metodología para un mismo caso de estudio.

4.3.1. El método SCHADEX

Como ya se ha comentado, el método SCHADEX (Paquet et al. 2013) es un método probabilístico cuyo objetivo es estimar la distribución de frecuencia de avenidas extremas. A partir de una serie de datos de lluvia diaria observada se obtienen series de volúmenes de avenida (para un determinado paso de tiempo) arbitrariamente largas que permiten obtener las distribuciones de frecuencia de dichos volúmenes y de los caudales pico asociados aplicando un ratio volumen-caudal pico. Para ello se realiza un proceso de simulación semi-continuo que consiste en obtener una simulación continua del estado de humedad de la cuenca sobre la que se superponen series de eventos sintéticos suficientemente largas y se utilizan como input del modelo lluvia-escorrentía.

La metodología se estructura en los siguientes pasos:

1. Obtención y tratamiento de datos
2. Obtención del ratio Caudal Pico-Volumen
3. Balance de agua
4. Histograma empírico de la altitud de la cuenca
5. Calibración del modelo hidrológico
6. Calibración del modelo de lluvias
7. Simulación de las avenidas
8. Estudio de las incertidumbres del modelo

Obtención y tratamiento de datos

El primer paso de esta metodología consiste en determinar qué datos se necesitan, cuales están disponibles, analizar la calidad y continuidad de los mismos y prepararlos para que puedan ser utilizados por las correspondientes herramientas.

El método SCHADEX requiere:

- **Información de la cuenca de estudio:** La forma de la cuenca, el Modelo Digital del Terreno (MDT) de la cuenca y la localización de los pluviómetros y aforos que proporcionan los datos observados de lluvia y volúmenes.
- **Datos de temperatura:** Series de temperaturas diarias de al menos 20 años en una estación representativa de la cuenca o la temperatura asociada a la altitud media de la cuenca, calculada a partir de los datos de varias estaciones.
- **Datos de lluvia:** Una serie de lluvia areal diaria de al menos 20 años o series de lluvia diaria de varias estaciones que permitan calcular la lluvia areal mediante polígonos de Thiessen.
- **Datos de aportaciones:** Una serie de aportaciones diarias de al menos 15 años en el punto de descarga de la cuenca para la calibración del modelo hidrológico y una serie de aportaciones horarias de al menos 10 años para el cálculo del ratio caudal pico-volumen.
- **Otros datos:** Son también necesarios otros datos como el balance de agua, la evapotranspiración, etc.

Una vez se dispone de la información en los formatos adecuados, se comprueba la calidad y completitud de las series de datos, se completan las series que no lo estén y en caso de que alguna serie esté sesgada, se homogeniza.

Ratio Caudal pico-Volumen

Una vez se han preparado los datos se lleva a cabo el primer paso de la metodología propiamente dicha que consiste en la obtención del ratio caudal pico-volumen que permite transformar los volúmenes obtenidos en valores de caudal pico.

El objetivo es obtener el ratio entre el volumen máximo en 24 horas de un hidrograma y su caudal pico. Se distinguen dos tipos de ratios, si el ratio se obtiene para un intervalo fijo de tiempo, (por ejemplo de las 00:00 horas a las 23:00 horas) se denomina ratio no centrado, K_{nc} , en cambio, si el intervalo de tiempo no es fijo, se denomina ratio centrado, K_c , y permite seleccionar el máximo volumen en un intervalo cualquiera de 24h.

Para obtener el ratio, en primer lugar se aplica el método POT a la serie horaria de aportaciones con el objetivo de seleccionar una media de dos eventos por año basándose tanto en el caudal pico como en el volumen. Se hace una primera selección automática que debe ser comprobada visualmente, descartando aquellos hidrogramas que sean demasiado planos o que tengan más de un pico, ya que el método SCHADEX requiere eventos de lluvia centrados. Se entiende por eventos centrados aquellos formados por un intervalo de lluvia central de intensidad homogénea y 24 horas de duración y dos adyacentes de intensidades inferiores a la del intervalo central. Este tipo de eventos generan únicamente hidrogramas de un solo pico. En la figura 5.1 se muestran dos hidrogramas, uno aceptado y uno descartado.

Figura 4.16: Ejemplo de (a) un hidrograma aceptado y (b) un hidrograma no aceptado debido a que tiene más de un pico.

Una vez que se ha realizado la selección se obtiene el valor global del ratio caudal pico-volumen y los ratios obtenidos para cada uno de los eventos seleccionados. Los resultados se muestran en la figura 5.2 en la que se representa la relación logarítmica entre el volumen máximo en 24h y el caudal pico. En este gráfico, la línea continua representa el valor medio de los ratios caudal pico-volumen y las cruces los eventos seleccionados. Cuanto menor sea la dispersión más robusto será el ratio calculado. Por lo tanto, la bondad del ratio depende de la cantidad y la calidad de los datos. Cuanto más larga sea la serie de datos de aportaciones horarias, más numerosos serán los

eventos seleccionados para llevar a cabo el cálculo del ratio y más robusto será el valor obtenido.

Figura 4.17: Comparación entre el valor medio del ratio caudal pico-volumen y los valores del ratio para cada uno de los eventos seleccionados.

En este primer paso de la metodología se obtiene el valor del ratio centrado y el valor no centrado. Aunque el valor del ratio centrado es más robusto, el SCHADEX utiliza el valor no centrado ya que la identificación de eventos se hace para un intervalo fijo de tiempo.

Balance de agua

El siguiente paso consiste en evaluar el balance de agua en la cuenca, para ello se calcula el déficit, D (mm/año) entendiendo por déficit la diferencia entre el agua que cae en la cuenca en forma de lluvia, R (mm/año) y el agua que sale de la cuenca como aportaciones en el punto de descarga, A (mm/año). El déficit se calcula a partir del valor medio anual de la lluvia areal durante el periodo de tiempo considerado y el valor medio de las aportaciones anuales para ese mismo periodo de tiempo.

$$D = R - A$$

En las zonas montañosas, el déficit se produce principalmente como consecuencia de la evapotranspiración. Existen diversas formulaciones empíricas que permiten calcular la evapotranspiración. Los valores obtenidos a través de las mismas deben ser consistentes con el valor calculado a partir de los datos de lluvia y aportaciones, en caso

contrario, el ratio entre ambos valores se debe usar para corregir los datos de lluvia diaria (Figura 5.3)

Evaluation du bilan hydrique d'un bassin - version 2007.07.A				
DURANCE / SERRE-PONCON				
Bassin	Area	2371.4	km ²	
	Z _{min}	2806	m	
	Z ₅₀	1118.9	m	
	Z _{max}	411	m	
	Latitude	42.6	°N	
Période	Année hyd.	1998-2012		
Temperature	Poste	Embrun		
	TA	11.84	°C	
	Altitude	605	m	
	TA _{Z50}	8.8	°C	
Rainfall	Poste	Gridded Rainfall		
	PA	948.04	mm/an	1232.452
Ecoulement	EA _{obs}	435.215	mm/an	
Bilan	D _{obs}	512.825	mm/an	
	D _{Turc}	484	mm/an	
	D _{Coutagne}	506	mm/an	
	D _{Menzel}	472	mm/an	
	D _{Baumgartner}	456	mm/an	
Correction PS	ET _{ref}	536	mm/an	
	cp	1.00		

Figura 4.18: Ejemplo del cálculo del déficit. En esta figura se muestran las variables usadas para calcular el déficit, el valor observado y los diferentes valores obtenidos mediante las formulaciones empíricas y el coeficiente de corrección.

Histograma empírico de la altitud de la cuenca

Antes de utilizar el modelo de lluvia y el modelo hidrológico hay que obtener el histograma empírico de la altitud de la cuenca que se utiliza para conocer la distribución de temperaturas en la cuenca a partir de los datos de temperatura en una única estación.

Figura 4.19: a) Ejemplo de representación del relieve de una cuenca y b) Su histograma de elevaciones.

A partir del histograma de altitud y de las series de temperatura se obtiene el coeficiente de reparto lluvia-nieve que representa que porcentaje de la precipitación total que cae en la cuenca cae en forma de lluvia en función de la temperatura, en la estación de referencia (Figura 5.5)

Figura 4.20: Coeficiente de reparto lluvia/nieve en función de la temperatura en la estación de referencia.

Modelo Hidrológico

Llegado este punto se dispone de toda la información necesaria para calibrar tanto el modelo de lluvia como el hidrológico.

El modelo hidrológico que utiliza el SCHADEX es el modelo MORDOR (Garçon, 1996), que es un modelo continuo, agregado y conceptual que consta de dos módulos. El primer módulo simula la transformación de la lluvia en escorrentía en función de varios factores como son la escorrentía directa, la evapotranspiración, la infiltración a los acuíferos y la escorrentía generada a partir del agua almacenada en los acuíferos.

El segundo módulo simula la generación de escorrentía debido a la fusión de la nieve acumulada en la cuenca en función de la velocidad de fusión y de la cantidad de nieve fundida que se transforma en escorrentía o se infiltra alimentando los acuíferos.

Figura 4.21: Esquema del modelo conceptual MORDOR (Paquet et al. 2013)

Cada uno de los módulos requiere el ajuste de 11 parámetros para representar el comportamiento de la cuenca. Para realizar este ajuste, a partir de las series observadas de temperaturas diarias, lluvia areal, caudales y del histograma empírico de elevaciones de la cuenca, se utiliza la aplicación GAMORRA que permite aplicar diferentes funciones objetivo para llevar a cabo la optimización de los parámetros. Las posibles funciones son:

Caso 0: Cálculo del índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe $NSE(Q)$ que permite estimar cuanta de la variabilidad de las observaciones es explicada por la simulación.

Caso 1: Se calcula el índice de eficiencia de Kling-Gupta ($KGE(Q)$) entre los caudales observados y simulados. Este índice fue desarrollado por Gupta et al. (2009) para proporcionar un análisis descompuesto del índice NSE que permitiese determinar la importancia relativa de sus diferentes componentes (la correlación, la variabilidad y el sesgo) en el ámbito de los modelos hidrológicos. Posteriormente, este índice fue revisado por Kling et al. (2012) para asegurar que los ratios de sesgo y variabilidad no estaban correlacionados.

Caso 2: Se calcula el índice KGE de los caudales y del régimen: $KGE(Q) + w_1 * KGE(REG)$.

Caso 3: Se calcula el índice KGE de los caudales y de los eventos de avenida asociados a tormentas. Estos eventos se han denominado SECOS. $KGE(Q) + w_1 * KGE(SEC)$.

Caso 4: Se calcula el índice KGE de los caudales, del régimen y de los eventos SECOS. $KGE(Q) + w_1 * KGE(REG) + w_2 * KGE(SECmp)$.

Caso 7: Se calcula el índice KGE de los caudales y los regímenes y el índice NSE. $KGE(Q)+KGE(REG)+2*(NSE(qcl))$.

Caso 8: Se calcula el índice KGE de la raíz cuadrada de los caudales y de los regímenes. $KGE(\sqrt{Q})+w1*KGE(REG)$.

La aplicación GAMORRA genera como resultados, además de los valores de los parámetros optimizados, los valores de las funciones objetivo, los valores observados y simulados de los eventos SECOS y un conjunto de gráficos como el régimen anual total y mensual, la distribución de frecuencia de los eventos SECOS, los peores eventos observados y simulados, el residuo acumulado y la comparación entre los caudales observados y simulados para el periodo de tiempo utilizado en la calibración. Todos estos resultados permiten evaluar si el modelo reproduce bien el comportamiento de la cuenca y si los valores obtenidos para los parámetros son suficientemente buenos o es preciso volver a calibrar el modelo utilizando otra función objetivo.

Modelo de lluvias

En el caso de las precipitaciones, el modelo utilizado es el MEWP (Garavaglia et al., 2010) que es un modelo probabilístico que permite generar series de eventos de lluvia centrados, de manera que cada uno de estos eventos generados debe ajustarse a la distribución observada. El modelo se basa en una clasificación de las tormentas en patrones atmosféricos de circulación.

Los patrones atmosféricos de cada región se determinan observando las series de lluvias de diversos pluviómetros y diferenciando patrones atmosféricos en función de las formas que adquieren las tormentas. Para cada patrón diferenciado se elige una forma representativa y se obtiene la distribución espacial de presiones asociada a la misma. Estas distribuciones espaciales de presiones se comparan con la distribución de presiones de cada día, asignando a cada día el patrón que más se parece y obteniendo un valor medio de la distribución de presiones para cada patrón.

El modelo permite distribuir las tormentas observadas en cada estación climática en subgrupos y aplicar el modelo POT a cada subgrupo. La distribución de patrones atmosféricos para cada estación se obtiene como la combinación de las distribuciones marginales de cada patrón ponderada en función de la frecuencia con que se da cada patrón atmosférico.

Como resultado del modelo se obtienen las distribuciones de frecuencia de la precipitación en 24 horas, es decir, del intervalo central de los eventos considerados, para cada estación, mes y patrón atmosférico. Las distribuciones obtenidas por la simulación deben ajustarse razonablemente bien a las observadas.

Una vez que la distribución de frecuencia de la precipitación central se ha ajustado, se obtiene la probabilidad condicionada de las precipitaciones adyacentes. Estas precipitaciones se representan en función del ratio entre la precipitación central y las adyacentes cuyo valor varía entre 0 y 1. Los eventos se dividen en clases en función

del valor central y de los valores de los ratios, obteniéndose la probabilidad asociada a cada clase de evento y a cada intervalo del ratio, siendo generalmente mayor la probabilidad asociada a ratios pequeños.

Por otro lado, la probabilidad de un evento está también condicionada por las precipitaciones previas. Para determinar esta condición, primeramente hay que determinar la duración de la ventana temporal de precipitaciones que tienen una correlación significativa con el evento y a continuación determinar el grado de correlación. Se considera que la correlación es significativa si tiene un valor superior a 0.2. En tal caso, el evento estará condicionado por las precipitaciones previas.

Una vez que se ha determinado el periodo de correlación, se obtiene la probabilidad de las precipitaciones previas a un evento de las que a su vez depende el valor de la precipitación central del mismo, es decir, que la probabilidad de que se produzca un evento de mayor precipitación es mayor si se han producido precipitaciones previas. Por lo tanto, como resultado se obtiene la distribución de frecuencia de las precipitaciones previas tanto la distribución global como la asociada a cada clase de evento y los valores de correlación entre las precipitaciones previas y cada clase de evento. Estos valores de correlación se usan para ponderar la probabilidad de los eventos en función de la precipitación previa.

Simulación de avenidas

La simulación estocástica de avenidas extremas se lleva a cabo siguiendo el siguiente procedimiento. En primer lugar se identifica el periodo de tiempo para el cual se dispone de datos de lluvia y temperatura. En este periodo de tiempo se identifican los eventos centrados y se reemplazan por eventos simulados asociados a determinada probabilidad gracias a la distribución obtenida por el modelo de lluvias MEWP. De esta manera el estado de humedad inicial de la cuenca se caracteriza mediante una simulación continua y, al mismo tiempo, se logra simular un elevado número de eventos, de tal manera que se obtienen los volúmenes de avenida para 24 horas asociados a elevados periodos de retorno con una adecuada precisión.

Los datos de entrada de este modelo son las series de lluvia, de temperatura y de aportaciones, los patrones atmosféricos, las características de la cuenca, el ratio caudal pico-volumen, los parámetros de calibración del modelo hidrológico, los eventos de lluvia simulados, el periodo de correlación de la lluvia previa y el coeficiente de correlación. Todos estos datos han sido obtenidos en los pasos previos.

Como resultado se obtienen las distribuciones de frecuencia de los volúmenes de avenida en 24 horas y los caudales pico, las distribuciones de frecuencia por estaciones y meses y las correspondientes únicamente al periodo con datos, tanto simuladas como observadas. La comparación de ambas curvas, simuladas y observadas proporciona una idea de la bondad del ajuste.

Figura 4.22: Ejemplo de los gráficos obtenidos como resultado del modelo SCHADEX: a) Distribución de frecuencia de los volúmenes en 24h observada y simulada b) Distribución de frecuencia de los caudales pico observados y simuladas (Paquet et al. 2013)

Análisis de la incertidumbre del modelo

Analizar la incertidumbre asociada al modelo permite tener una idea de la robustez de los resultados obtenidos, pero también de los datos usados en la calibración ya que si los datos usados son buenos y no están sesgados, los resultados obtenidos para las diferentes calibraciones serán muy parecidos mientras que en caso contrario, los resultados serán muy diferentes y será necesario revisar los datos de partida, corregirlos o elegir un periodo de tiempo en el que los datos no presenten sesgo.

Este análisis consiste en repetir un elevado número de veces la calibración del modelo hidrológico con datos de periodos de tiempo más cortos que el periodo completo, obtenidos de manera aleatoria. Como resultado se obtienen los parámetros del

modelo para las diferentes calibraciones llevadas a cabo y las distribuciones de frecuencia de las aportaciones simuladas con cada conjunto de parámetros obtenido. Comparando las distribuciones simuladas con la observada se puede determinar para qué conjunto de parámetros se obtiene un mejor ajuste. Además, este conjunto de distribuciones permite obtener, para cada una de ellas, el valor de las aportaciones asociado a varios periodos de retorno (10, 20, 50, 100, 1000 y 10000 años) y analizar las funciones de densidad ajustadas para el conjunto de valores de las aportaciones obtenidos para cada periodo de retorno (Figura 5.9)

Figura 4.23: Ejemplo de los resultados obtenidos para un análisis de incertidumbre del modelo. Comparación de la distribución de frecuencia de las aportaciones observadas y 100 distribuciones simuladas.

Figura 4.24: Ejemplo de los resultados obtenidos para un análisis de incertidumbre del modelo. Funciones de densidad de los valores de las aportaciones asociados a 10, 20, 50, 100, 1000 y 10000 años de periodo de retorno.

4.3.2. Caso de estudio: Río Gardons.

El método SCHADEX se ha aplicado también a las dos subcuencas del río Gardons, Corbès y Générargues ya descritas en el capítulo 4. Para estas cuencas se han obtenido las distribuciones de frecuencia de los volúmenes máximos acumulados en 8 horas (expresados en m³/s) y de los caudales pico que se muestran a continuación.

Corbès

En la figura 5.10 se observa que el ajuste de los volúmenes máximos en 8 horas es bastante bueno, aunque los valores observados son ligeramente superiores a los simulados, diferencia que aumenta levemente para los periodos de retorno cercanos a 10

años. De la representación de los datos observados se desprende que para periodos de retorno superiores a 10 años, la tendencia cambia, si bien sería necesario tener series más largas de datos observados para poder afirmarlo con seguridad.

Figura 4.25: Distribución de frecuencia observadas y simuladas de los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8h para la subcuenca vertiente en Corbés (Paquet et al., comunicación personal).

En cuanto a los caudales pico, en la figura 5.11 se observa que el ajuste también es bueno para periodos de retorno hasta de 10 años, presentando una clara divergencia entre los valores observados y los simulados para periodos de retorno superiores a 10 años para los que las simulaciones sobrestiman las observaciones.

Figura 4.26: Distribución de frecuencia observadas y simuladas de los caudales pico para la subcuenca vertiente en Corbès (Paquet et al., comunicación personal).

Los valores estimados para los periodos de retorno de 10, 100 y 1000 años se muestran en la tabla 5.1.

Tabla 4.7: Valores estimados de los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8 horas y los caudales pico en la subcuenca de Corbès para los periodos de retorno de 10, 100 y 1000 años

Corbès		
Tr	Q8h (m³/s)	Qp (m³/s)
10	500	800
100	1008	1593
1000	1645	2598

Générargues

En el caso de la cuenca vertiente en Générargues, los volúmenes muestran un muy buen ajuste hasta periodos de retorno cercanos a los 10 años donde se observa un

cambio de tendencia en las observaciones, que crecen menos deprisa que los valores simulados, que resultan sobrestimados (figura 5.12). En el caso de los caudales tiene lugar un comportamiento similar pero la divergencia entre ambas series se produce para periodos de retorno muy bajos, por lo que los valores simulados de caudales pico extremos están sobrestimados de manera significativa (figura 5.13).

Figura 4.27: Distribución de frecuencia observadas y simuladas de los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8h para la subcuenca vertiente en Généargues (Paquet et al., comunicación personal).

Figura 4.28: Distribución de frecuencia observadas y simuladas de los caudales pico para la subcuenca vertiente en Générargues (Paquet et al., comunicación personal).

Los valores estimados para los periodos de retorno de 10, 100 y 1000 años se muestran en la tabla 5.2.

Tabla 4.8: Valores estimados de los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8 horas y los caudales pico en la subcuenca de Corbès para los periodos de retorno de 10, 100 y 1000 años

Générargues		
Tr	Q8h (m³/s)	Qp (m³/s)
10	500	900
100	1022	1876
1000	1617	2651

4.3.3. Comparación de ambos métodos.

Los modelos SCHADEX y MODEX tienen por objetivo estimar las distribuciones de frecuencia de las avenidas en una determinada cuenca aplicando dos metodologías diferentes cuyas principales diferencias se presentan a continuación.

Modelo de lluvia

Con respecto al modelo de lluvia, las principales diferencias entre ambas metodologías es que el SCHADEX utiliza un modelo de lluvia que simula únicamente eventos centrados, mientras que el MODEX utiliza un modelo de lluvia continuo que permite identificar y seleccionar todo tipo de eventos de lluvia. Además, mientras que el MODEX obtiene series de lluvia con un paso de tiempo horario para los diferentes pluviómetros disponibles en la cuenca, los eventos de lluvia utilizados por el modelo SCHADEX tienen un paso de tiempo de 24 horas y representan la lluvia areal en la cuenca.

Por lo tanto, el MODEX es capaz de considerar una mayor variedad de eventos de tormenta, desde eventos de diferentes duraciones hasta eventos con diferentes hietogramas, es decir, eventos con uno o más picos, pudiendo, entre esta gran variedad de eventos, seleccionar cuáles conllevan un mayor riesgo para la seguridad de la presa. Además, el modelo de lluvia utilizado por el MODEX permite tener en cuenta la variabilidad espacial de la lluvia en la cuenca y una mayor variabilidad temporal de la lluvia.

En ambos casos, como resultado se obtienen series arbitrariamente largas de eventos de tormenta que son representativos de los eventos de tormenta que se producen en la cuenca y que se usan como inputs de los modelos lluvia-escorrentía.

Modelo Hidrológico.

En cuanto al modelo hidrológico, la principal diferencia es que el SCHADEX utiliza un modelo continuo mientras que el MODEX utiliza un modelo de evento. Esto significa que el MODEX debe inicializar el modelo con un estado inicial de humedad para cada simulación, mientras que en el SCHADEX, el estado inicial de humedad viene dado por la propia simulación. Por otro lado, el SCHADEX requiere, para la calibración del modelo hidrológico, largas series de temperatura, lluvia y aportaciones para el mismo periodo de tiempo, mientras que el MODEX puede calibrarse con los datos de lluvia y caudales horarios de un conjunto de eventos significativos. Por otro lado, los modelos continuos son más complejos y presentan un mayor número de parámetros de calibración. En el caso del SCHADEX, el número de parámetros a calibrar es 11 frente a los 3 del modelo utilizado por el MODEX.

El procedimiento de calibración también es diferente, el SCHADEX aplica una única función objetivo obteniendo un valor óptimo para cada parámetro, mientras que el

MODEX aplica una optimización multi-objetivo obteniendo la distribución de frecuencia de los valores de los diferentes parámetros.

Otra de las principales diferencias entre ambos modelos es que el SCHADEX utiliza un modelo agregado que tiene en cuenta la escorrentía generada por el deshielo, mientras que el MODEX utiliza un modelo distribuido que simula los diferentes procesos de generación de escorrentía, salvo la fusión de la nieve, en cada una de las celdas en las que se discretiza la cuenca y el flujo de la escorrentía a través del terreno hasta una red de drenaje y, a continuación, a través de dicha red de drenaje. Esto permite al MODEX simular con más detalle los diferentes procesos de generación de escorrentía y obtener resultados más precisos en cualquier punto de la cuenca mediante el análisis de la evolución de la avenida a medida que se propaga por el río.

Simulación estocástica de avenidas

La principal diferencia en la simulación estocástica de avenidas estriba en el tipo de modelo hidrológico que usa cada metodología.

El SCHADEX utiliza un modelo continuo calibrado para un determinado periodo de tiempo del que se dispone tanto de datos de lluvias como de aportaciones, con un paso de tiempo diario. En ese periodo de tiempo se identifican los eventos de lluvia centrados y se sustituyen por los eventos simulados asociados a determinada probabilidad, estando el estado inicial definido para cada evento.

El MODEX, sin embargo, utiliza un modelo de evento que se alimenta con un elevado número de eventos de lluvia simulados estocásticamente. Al tratarse de un modelo de evento, es necesario caracterizar el estado inicial de la cuenca que, en el modelo RIBS, está directamente relacionado con el valor de la recarga inicial. Como ya se ha descrito en capítulos anteriores se considera la recarga inicial como una variable aleatoria. Esto permite tener en cuenta la variabilidad del estado de la cuenca en la simulación y solventar el problema de caracterización del estado inicial.

El SCHADEX obtiene como resultado las aportaciones asociadas a un elevado número de eventos de lluvia, lo que permite obtener la distribución de frecuencia de las aportaciones en 24 horas hasta elevados periodos de retorno y a partir del ratio caudal pico-volumen, la distribución de frecuencia de los caudales pico. Esta distribución de frecuencia se utiliza para el diseño de los órganos de desagüe de la presa.

Por su parte el MODEX obtiene como resultado series arbitrariamente largas de hidrogramas con un paso de tiempo horario, lo que permite obtener directamente las distribuciones de frecuencia de las variables que caracterizan los hidrogramas, caudal pico y volumen e incluso analizar las relaciones existentes entre ellas. Además, la precisión temporal de los hidrogramas permite simular la laminación de los mismos, obteniendo los caudales vertidos y los niveles alcanzados en el embalse para cada hidrograma, considerando unas determinadas normas de explotación. De esta forma es posible analizar el riesgo que supone cada hidrograma para la seguridad de la presa y

cuáles son las características de los hidrogramas que entrañan un mayor riesgo. Estos análisis se pueden aplicar tanto al diseño de las características de un futuro conjunto embalse-presa como a la definición de las normas de explotación, los resguardos estacionales, etc.

4.3.4. Comparación de resultados para el caso de estudio del río Gardons

Ambas metodologías se han aplicado a dos subcuencas del río Gardons. La cuenca del río Saint-Jean-du-Gard que desemboca en el río Gardons justo después de la estación de aforos de Corbès y la cuenca del río Mialet que desemboca en el río Gardons poco después de la estación de aforos de Générargues.

En el capítulo 4 se han presentado y discutido los resultados obtenidos en la aplicación del método MODEX a las cuencas vertientes en las estaciones de Corbès y Générargues. Dichos resultados han puesto de manifiesto que el ajuste de los caudales para el procedimiento probabilístico es muy bueno en ambas cuencas, mientras que para el caso de los volúmenes solo se ha obtenido un buen ajuste para la cuenca vertiente en Corbès.

Por otro lado, en el apartado 5.3 se han presentado los resultados de obtenidos por el método SCHADEX para este mismo caso de estudio. En este caso, las series simuladas tienden a sobrestimar los valores observados, siendo esta sobrestimación más significativa en el caso de los caudales pico.

A continuación se comparan los resultados obtenidos aplicando ambos modelos mediante el análisis los valores obtenidos para los caudales asociados al volumen máximo acumulado en 8 horas y los caudales pico en cada uno de ellos.

Tabla 4.9: Valores estimados de los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8 horas en las subcuencas de Corbès y Générargues para los periodos de retorno de 10,100 y 1000 años obtenidos por los métodos Schadex y Modex.

Tr	Corbès		Générargues	
Q8h (m ³ /s)	SCHADEX	MODEX	SCHADEX	MODEX
10	500	503	500	545.1
100	1008	840.3	1022	930.6
1000	1645	1281.3	1617	1416.7

Como se puede ver en la tabla 5.3, para la cuenca de Corbès, los valores de los caudales asociados a los máximos volúmenes acumulados en 8 horas son muy similares para el periodo de retorno de 10 años, pero para periodos de retorno de 100 y 1000 años las diferencias son mayores. En ambos métodos, los volúmenes para periodos de retorno de más de 10 años están sobrestimados, siendo el valor obtenido por el método MODEX más aproximado.

Tabla 4.10: Valores estimados de los caudales pico en las subcuencas de Corbès y Générargues para los periodos de retorno de 10, 100 y 1000 años obtenidos por los métodos Schadex y Modex.

Tr	Corbès		Générargues	
Qp (m³/s)	SCHADEX	MODEX	SCHADEX	MODEX
10	800	572.5	900	627.2
100	1593	965.2	1676	1068.3
1000	2598	1511.8	2651	1626.5

En la tabla 5.4 se muestran los resultados comparativos para los caudales pico. Se observa que los valores simulados por el método SCHADEX son sensiblemente superiores a los estimados por el método MODEX para todos los periodos de retorno considerados, aumentando las diferencias a medida que aumenta el periodo de retorno. Puesto que los valores simulados por el método SCHADEX para periodos de retorno ligeramente menores a 10 años ya presentan cierta sobrestimación respecto a los valores observados y que los valores simulados por el MODEX presentan un buen ajuste hasta periodos de retorno de 80 años, se puede concluir que el valor estimado por el MODEX para periodo de retorno de 10 años es adecuado mientras que para periodos de retorno superiores, las estimaciones del MODEX sobrestiman los valores observados en menor medida que el SCHADEX.

4.4. Conclusiones parciales

La metodología presentada en esta tesis permite generar series arbitrariamente largas de eventos de avenida mediante la combinación de un modelo estocástico de lluvia y un modelo de lluvia-escorrentía distribuido de evento.

La aplicación de la metodología propuesta a estas cuencas pone de manifiesto que el modelo RainSim V3 genera series arbitrariamente largas de lluvia horaria para los diferentes pluviómetros considerados en la cuenca que representan adecuadamente el comportamiento extremal de la lluvia en la cuenca.

Por otro lado, la aplicación del modelo RIBS a los eventos seleccionados mediante un entorno de simulación de Monte Carlo ha permitido la obtención de series arbitrariamente largas de hidrogramas de avenida simulados estocásticamente considerando tanto la variabilidad de los eventos de lluvia como de las características de la cuenca.

Los resultados en ambos casos de estudio ponen de manifiesto que las series de hidrogramas obtenidas representan adecuadamente los datos observados, permiten realizar un análisis multivariado y sirven de base para llevar a cabo un análisis de frecuencia de las diferentes características de los mismos que pueden condicionar el diseño de infraestructuras hidráulicas.

Además, la metodología propuesta ha permitido llevar a cabo un análisis tanto cualitativo, mediante la representación gráfica de las distribuciones de frecuencia no paramétricas de las m muestras aleatorias de k número de años extraídas de las series de resultados, como cuantitativo mediante la obtención de la mediana y el RIC de los

valores asociados a un periodo de retorno en dichas distribuciones de frecuencia. Este análisis permite evaluar como varia la incertidumbre con la longitud de las series de datos, estimar la longitud necesaria de las series de datos simulados para que la incertidumbre sea aceptable y tener en cuenta la misma a la hora de utilizar los resultados obtenidos.

En el ámbito del análisis de la seguridad hidrológica de presas, el hecho de disponer de series de hidrogramas de avenidas que representan adecuadamente el comportamiento de la cuenca es de vital importancia ya que la respuesta de la presa a una avenida no depende únicamente de su caudal pico o de su volumen, sino del hidrograma completo. La posibilidad de simular la laminación de estas series de hidrogramas y obtener la respuesta del conjunto embalse-presa ha permitido llevar a cabo un análisis del riesgo hidrológico de la infraestructura mucho más completo y preciso que los que se han estado llevando a cabo hasta ahora e incluso analizar la variabilidad de dicho riesgo en función de las características del conjunto embalse-presa. Este análisis de la variabilidad del riesgo permite, por ejemplo, estimar la reducción del riesgo lograda con una actuación en la presa y valorar la rentabilidad de la inversión, o calcular el aumento de riesgo debido al aterramiento del embalse y la urgencia del dragado de los fangos acumulados. Por último, puede ser útil para optimizar el diseño de nuevas presas.

Por lo tanto, la metodología propuesta resulta ser una herramienta de gran utilidad para analizar el riesgo asociado a una presa desde el punto de vista hidrológico y en su caso, adaptar las características del conjunto embalse-presa al máximo riesgo asumible.

De la comparación de los resultados se puede concluir que ambas metodologías permiten obtener una buena estimación los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8 horas, siendo los resultados obtenidos por ambos métodos prácticamente iguales. Para periodos de retorno medios y altos, ambos métodos sobrestiman los caudales medios asociados a los máximos volúmenes acumulados en 8 horas, siendo la sobrestimación mayor en el caso del SCHADEX.

En el caso de los caudales pico, el método MODEX proporciona un buen ajuste para bajos y medios periodos de retorno, sobrestimando los resultados para periodos elevados. Sin embargo, el SCHADEX sobrestima los resultados a partir de periodos de retorno pequeños.

Esta sobrestimación de los valores simulados por el SCHADEX se debe a que los eventos de lluvia simulados y por tanto los eventos de avenida producidos por ellos se definen con intervalos de tiempo de varias horas (habitualmente 24 horas) lo que provoca una pérdida de precisión importante a la hora de calcular los volúmenes y causa la sobrestimación de los mismos. En cambio, el MODEX simula los eventos de tormenta y avenida con un paso de tiempo horario, por lo que la precisión en la estimación de los volúmenes es mayor. Puesto que el SCHADEX determina los caudales pico en función del ratio caudal pico-volumen, si el volumen está

sobrestimado, el error en la estimación de los caudales es mayor. Por lo tanto, los resultados obtenidos por el MODEX se ajustan más a los datos observados.

Además, el SCHADEX solo simula eventos de avenida derivados de eventos de lluvia centrados con una duración determinada que dan lugar a hidrogramas de un solo pico, mientras que el MODEX simula todo tipo de eventos con diferentes duraciones, por lo que permite analizar la seguridad de las presas frente a un abanico mucho más amplio de situaciones de avenida.

Por otro lado, el SCHADEX presenta menos complejidad en cuanto a la preparación de los datos y la calibración de los modelos utilizados y requiere menor capacidad computacional y tiempo de cálculo que el MODEX cuya calibración y aplicación son bastante más complejas y costosas.

Capítulo 5. Conclusiones

En este apartado se exponen en primer lugar los trabajos realizados y las conclusiones de esta tesis, a continuación, se describen las aportaciones originales de la misma y por último se presentan las futuras líneas de investigación que se derivan de ésta.

5.1. Trabajos realizados

a) Se ha propuesto una metodología para simular, con gran resolución espacial y temporal, la respuesta hidrológica de una cuenca bajo un enfoque probabilístico para su aplicación al análisis del riesgo hidrológico de las presas.

Para ello se ha creado una cadena de simulación en la que se combina un modelo espacio-temporal de generación estocástica de lluvia, el modelo Rain Sim V3, un modelo de evento distribuido de transformación lluvia-escorrentía físicamente basado, el modelo RIBS, un modelo de laminación, el modelo Puls modificado y un modelo de gestión de embalses, el método de Girón. Estos modelos se han combinado mediante una serie de procedimientos que permiten encadenarlos, transformando y preparando los resultados de un modelo como datos de entrada del modelo que simula el proceso siguiente.

El modelo Rain Sim V3 ha permitido simular series de lluvia continuas de hasta 8000 años con un paso de tiempo horario para los pluviómetros considerados en las cuencas de estudio.

De estas series continuas de lluvia se han extraído los 5 peores eventos de tormenta de cada año, obteniendo series de hasta 40000 eventos de tormenta con duraciones entre 5 y 350 horas y de uno y varios picos. Estos eventos serán los input del modelo RIBS.

Por su parte, el RIBS se ha implementado sobre modelos digitales del terreno (MDT) con celdas cuadradas de entre 100 y 500 metros de lado. En función de las dimensiones de la cuenca y la resolución espacial del MDT el tiempo de simulación de cada episodio ha variado entre pocos segundos y 30 segundos, por lo que llevar a cabo las 40000 simulaciones ha llevado entre 1 día y un par de semanas. Como resultado se han obtenido series de hasta 40000 hidrogramas de avenida.

El último eslabón de la cadena de simulación consiste en simular la laminación de estos hidrogramas a través del conjunto embalse-presa para determinar la respuesta del mismo a estos hidrogramas. Esto se ha llevado a cabo aplicando el método Puls modificado y el método de Girón de gestión de embalses. Como resultado se han obtenido series de hasta 40000 hidrogramas de salida y las correspondientes evoluciones de los niveles de agua en el embalse.

El enfoque probabilístico se ha logrado mediante la utilización de un modelo estocástico de lluvia y por un procedimiento de calibración-simulación del modelo lluvia-escorrentía.

La metodología se ha aplicado a dos casos de estudio, en los cuales se han obtenido series arbitrariamente largas de hidrogramas de respuesta hidrológica de las cuencas y se han validado los resultados con los datos observados disponibles, resultando un buen ajuste en ambos casos de estudio.

b) Se ha formulado una propuesta para realizar el análisis del comportamiento hidrológico del sistema cuenca-presa basado en episodios. Esta propuesta se ha basado en el uso de un modelo lluvia-escorrentía de evento que ha requerido el desarrollo de un procedimiento para, a partir de las series continuas de lluvia, obtener eventos de tormenta independientes y seleccionar aquellos que supongan un mayor riesgo hidrológico y otro procedimiento para caracterizar el estado inicial de la cuenca con un enfoque probabilístico.

c) Desarrollo de procedimientos de validación y comparación de los resultados. Se ha desarrollado un procedimiento de validación consistente en obtener un número elevado de muestras aleatorias de los datos simulados de tamaño similar a las series de datos observados y comparar las distribuciones de frecuencia no paramétricas obtenidas para la serie de datos observados y las muestras aleatorias de datos simulados. Para que la comparación sea representativa de todas las muestras y considere la variabilidad de las mismas, se ha obtenido su distribución media y sus límites de incertidumbre del 95%.

Por otro lado, además de la distribución de frecuencia no paramétrica de los datos observados, se ajustaron dichos datos a distribuciones de frecuencia paramétricas extremas, eligiendo la distribución que proporcionaba un mejor ajuste y se ha obtenido su distribución de frecuencia y sus intervalos de confianza del 95%.

Las distribuciones de frecuencia obtenidas se compararon gráficamente, comprobando el ajuste entre la distribución media simulada, la observada y la ajustada a las observaciones. Y también se ha comprobado que las distribuciones observada y ajustada estén encajadas entre los límites de incertidumbre de las simuladas y la distribución media simulada se encuentre entre los intervalos de confianza de la ajustada.

En base a los mismos datos se ha planteado también un procedimiento de validación cuantitativa consistente en aplicar tres funciones objetivo (MARE, RMSPE y NSE) a la distribución paramétrica ajustada a las observaciones y la distribución media simulada.

d) Análisis de la incertidumbre de los resultados de la simulación. La incertidumbre se ha analizado de dos maneras diferentes. En primer lugar, de manera gráfica, comparando las distribuciones de frecuencia obtenidas para 300 muestras aleatorias de 125, 250, 500, 750, 1000, 1200, 1500 y 2000 años de datos simulados.

También se ha analizado la incertidumbre de manera cuantitativa. Para ello se obtienen la mediana, y los cuartiles Q1 y Q3 del conjunto de valores de las muestras del mismo tamaño que están asociados a un determinado periodo de retorno (50, 100 y 500 años). La diferencia entre los cuartiles, denominada Rango Intercuartílico (RIC) es un indicador de la incertidumbre que permiten cuantificar de manera absoluta la misma y comparar los resultados obtenidos para los periodos de retorno y tamaños de muestra considerados.

e) Análisis del comportamiento extremal de la cuenca y del riesgo hidrológico de las presas. Como resultado de aplicar la metodología propuesta se han obtenido series suficientemente largas de hidrogramas de avenidas extremas en la cuenca.

A partir de estas series se ha analizado y caracterizado el comportamiento extremal de la cuenca. Se ha realizado un análisis univariado, obteniendo las distribuciones de frecuencia no paramétricas de las principales variables que definen un hidrograma, por ejemplo el caudal pico o el volumen acumulado. Pero también se han llevado a cabo un análisis bivariado, comparando el volumen y el caudal pico de los hidrogramas, lo que permite determinar cómo varía el caudal para un determinado volumen o viceversa.

Por otro lado, tras aplicar modelos de laminación y gestión de embalses a estas series de hidrogramas de entrada, se han obtenido los hidrogramas de salida y la evolución del nivel de embalse durante la avenida. Estos resultados se han analizado de manera univariada, obteniendo las distribuciones de frecuencia del máximo nivel alcanzado en el embalse y del máximo caudal vertido, y también de manera multivariada, relacionando las variables que determinan el riesgo hidrológico de la presa con las variables que caracterizan los hidrogramas de entrada mediante la obtención de las curvas de riesgo.

Considerando diferentes configuraciones del conjunto embalse-presa (volumen, longitud del aliviadero, etc.) se ha llevado a cabo un análisis de sensibilidad de las curvas de riesgo para determinar cómo varía la influencia del caudal pico y el volumen en la probabilidad de fallo hidrológico de la presa.

5.2. Conclusiones

Tras la realización de esta tesis, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

a) Desarrollo de la metodología MODEX.

La metodología MODEX presentada en esta tesis permite simular, con gran resolución espacial y temporal, la respuesta hidrológica de una cuenca bajo un enfoque probabilístico.

La utilización, como modelo de lluvia, el modelo Rain Sim V3, ha permitido generar series arbitrariamente largas de lluvia continua y espacialmente distribuida en las cuencas de estudio con paso de tiempo horario que han presentado un buen ajuste

respecto a las series de lluvia observadas y representan el comportamiento extremal de la lluvia en la cuenca.

El uso del modelo RIBS de lluvia esorrentía ha permitido obtener series arbitrariamente largas de hidrogramas que caracterizan el comportamiento hidrológico extremal de la cuenca. La obtención de hidrogramas enteros de avenida permite caracterizar dicho comportamiento, no solo en base al caudal pico, sino también en base al volumen y simular la laminación de dichos hidrogramas con una gran resolución temporal, obteniendo también los hidrogramas de salida y la variación del nivel en el embalse con un paso de tiempo horario. Esto permite realizar análisis uni y multivariados tanto del comportamiento extremal de la cuenca como de la probabilidad de fallo hidrológico e incluso analizar la influencia de las características de los hidrogramas en dicha probabilidad de fallo.

Además, la caracterización de los eventos de tormenta a partir de series continuas de lluvia, permite considerar eventos de diferentes duraciones, desde las 3 a las 350 horas, con diferentes distribuciones temporales de lluvia y por lo tanto, analizar la respuesta de la cuenca a todo tipo de eventos de lluvia y del conjunto embalse-presa a hidrogramas de diferente duración y forma (constituidos tanto por uno como por varios picos) abarcando un conjunto de solicitaciones hidrológicas variado y representativos de todas las situaciones a las que se va a ver expuesto el conjunto embalse-presa.

Por otro lado, el enfoque probabilístico logrado a través del uso de un modelo estocástico de lluvia y la aplicación de un proceso de calibración-simulación probabilístico, permite considerar la variabilidad de los procesos simulados, de la cuenca y de los modelos utilizados y cuantificar realmente la probabilidad de ocurrencia de las avenidas.

Por todo ello, la metodología MODEX constituye una herramienta adecuada y muy útil para caracterizar el comportamiento extremal de la cuenca desde el punto de vista hidrológico con una elevada resolución temporal y espacial, bajo un enfoque probabilístico en base a hidrogramas completos de avenida y para, a partir de la misma, analizar la probabilidad de fallo hidrológico de una presa en base a los hidrogramas de salida del embalse y la evolución del nivel de agua en el mismo y la influencia de las características del conjunto embalse presa en dicha probabilidad.

b) Criterios de selección de tormentas.

El procedimiento propuesto de identificación del criterio de selección de tormentas permite evaluar en cada caso cuál de los indicadores de caracterización de los eventos de tormenta asegura que se van a seleccionar las tormentas que den lugar a los hidrogramas que presentan un mayor riesgo para la seguridad hidrológica.

De los resultados obtenidos en los casos de estudio analizados se puede concluir que el criterio de selección de tormentas más adecuado ha sido la precipitación acumulada y las tormentas que ocupan las tres primeras posiciones aplicando este

criterio representan más del 85% de las tormentas que dan lugar a los hidrogramas que ocupan la primera posición según los indicadores de seguridad hidrológica y por lo tanto, este criterio asegura que las distribuciones de frecuencia de las variables que caracterizan el comportamiento extremal de la cuenca y la probabilidad de fallo hidrológico de las presas se obtendrán en base a los máximos anuales de dichas variables.

c) Comparación de procedimientos de calibración-simulación del RIBS. Caracterización del estado inicial de la cuenca.

La calibración y simulación del modelo RIBS en el caso del río Gardons se ha llevado a cabo mediante tres procedimientos de calibración-simulación del RIBS, el determinístico, el semi-probabilístico y el probabilístico. Se ha analizado y comparado el ajuste logrado para cada uno de los tres procedimientos propuestos entre las series simuladas y las observadas resultado que el procedimiento probabilístico da lugar a un ajuste significativamente mejor que los otros dos procedimientos.

El procedimiento probabilístico permite caracterizar los parámetros del modelo y el estado inicial de la cuenca bajo un enfoque probabilístico y considerar la variabilidad tanto de los parámetros como del estado inicial en el proceso de simulación, por lo que el hecho de que proporcione mejores resultados que los otros dos procedimientos pone de manifiesto las mejoras que proporciona el uso de métodos probabilísticos frente a métodos determinísticos y proporciona una solución al principal inconveniente del uso de modelos lluvia-escurrimiento de evento.

d) Desarrollo de un procedimiento de validación y comparación de resultados.

El procedimiento desarrollado para comparar los ajustes obtenidos por los tres procedimientos de calibración-simulación propuestos permite determinar la bondad de ajuste entre series cortas de datos observados y largas series de datos simulados. Esto se logra mediante la aplicación de funciones objetivo a dos distribuciones de frecuencia de similar longitud, la distribución de frecuencia paramétrica ajustada a los datos observados y la media de las distribuciones no paramétricas de muestras aleatorias de 125 años extraídas de la serie de datos simulados. De esta manera, aunque la distribución de frecuencia media de las simulaciones tenga una longitud similar a la de los datos observados reproduce el comportamiento medio de toda la serie y por tanto es representativa de la misma.

Por lo tanto, este procedimiento solventa los inconvenientes de la evaluación de los ajustes entre series sintéticas y series de datos observados derivados de la escasa longitud de las series de datos y la falta de precisión de su extrapolación para periodos de retorno elevados.

e) Desarrollo de un procedimiento de análisis de la incertidumbre de los resultados de la simulación.

El análisis gráfico de la incertidumbre de los resultados en función de la longitud de las series de datos simulados ha puesto de manifiesto que cuanto mayor es la longitud de las series de datos simulados y menor el periodo de retorno analizado, menor es la variabilidad de los resultados y por tanto su incertidumbre.

El análisis cuantitativo ha permitido constatar que para que la variabilidad de los valores asociados a un periodo de retorno determinado sea aceptable, la longitud de las series de datos observados debe ser, al menos, de un orden de magnitud superior a dicho periodo de retorno.

f) Comparación MODEX-SCHADEX.

Se han comparado la metodología SCHADEX y MODEX tanto desde un punto de vista teórico como desde un punto de vista práctico, comparando los resultados obtenidos de su aplicación a un mismo caso de estudio.

De esta comparación se concluye que el método MODEX permite caracterizar el comportamiento extremal de la cuenca considerando la variabilidad espacial y temporal de la lluvia y del estado inicial de la cuenca y la variabilidad espacial de las características del suelo y la orografía de la cuenca, obteniendo como resultados series de hidrogramas de avenida mientras que el método SCHADEX caracteriza únicamente la respuesta de la cuenca a eventos de lluvia centrados y uniformemente distribuidos en la cuenca cuyo estado inicial viene determinado por un proceso de simulación continua de una serie de datos observados. Por lo tanto el MODEX considera de manera más amplia la variabilidad de los procesos de generación de avenidas pero su calibración y ejecución son más complejas y requiere mayores tiempos de ejecución, mientras que la calibración y ejecución del SCHADEX son más sencillas y rápidas.

En cuanto a los resultados de su aplicación al caso de estudio del Gardons, el MODEX proporciona un mejor ajuste que el SCHADEX que sobrestima en mayor medida tanto los caudales pico como los volúmenes acumulados en 8 horas.

5.3. Aportaciones originales.

La tesis presenta las siguientes aportaciones originales:

a) Propone una metodología para caracterizar el comportamiento extremal de una cuenca desde el punto de vista hidrológico y, en base a dicho comportamiento, caracterizar la probabilidad de fallo hidrológico de una presa. Esta metodología se basa en la simulación estocástica de hidrogramas de avenida con paso de tiempo horario y su laminación a través del sistema embalse-presa.

b) Constituye una cadena de simulación que abarca todos los procesos involucrados en la generación y laminación de avenidas combinando el modelo RainSim V3 de generación estocástica de lluvia que da lugar a series de lluvia continuas, espacialmente distribuidas y con paso horartio, el modelo RIBS de transformación lluvia-escorrentía que simula la respuesta de la cuenca a eventos de

lluvia distribuidos dando lugar a hidrogramas completos con paso horario, el modelo de laminación Puls modificado y el método de Girón de gestión de avenidas que simulan la laminación de los hidrogramas a través del conjunto embalse-presa dando lugar a los hidrogramas de salida del embalse y la evolución del nivel de agua en el mismo con paso de tiempo horario.

c) Propone un procedimiento para identificar, en cada caso de estudio, el criterio de selección de tormentas que permita seleccionar para cada año, entre todos los eventos de precipitación identificados en las series de lluvia continuas, aquellos que representan un mayor riesgo desde el punto de vista de la seguridad hidrológica.

d) Propone un procedimiento probabilístico para caracterizar el estado inicial de la cuenca que consiste en incorporar la variable que determina el estado inicial, la recarga inicial, R_i , como una variable aleatoria en el proceso de calibración, obtener la distribución de probabilidad de la misma y seleccionar el estado inicial que se va a usar en cada simulación en base a dicha distribución de probabilidad y una probabilidad aleatoria.

e) Propone y compara tres procedimientos de calibración-simulación del modelo lluvia-escorrentía basados en el procedimiento de calibración probabilístico propuesto por Mediero que se diferencian en el tratamiento que hacen del estado inicial en el proceso de calibración y la determinación del valor de los parámetros del modelo y el estado inicial que se va a usar en cada simulación.

f) Propone un sistema para cuantificar la bondad del ajuste entre las distribuciones de frecuencia de series cortas de datos observados y series arbitrariamente largas datos simulados que permite solventar el inconveniente de comparar series de distinta longitud y de la falta de precisión que se deriva de la extrapolación de series cortas pero permitiendo considerar ambas series completas.

g) Propone un procedimiento cuantitativo de análisis de la incertidumbre de los resultados que permite cuantificar la variabilidad asociada a los valores estimados asociados a un determinado periodo de retorno, determinar cómo varía la misma en función de la longitud de la serie y el periodo de retorno e identificar la longitud mínima de la serie para que la variabilidad asociada a una estimación sea aceptable.

5.4. Futuras líneas de investigación.

A partir de las conclusiones obtenidas se han identificado las siguientes líneas de investigación para su desarrollo en trabajos futuros:

a) **Aplicar la metodología propuesta a la obtención de mapas de inundación y estimación de daños.** Para ello habría que incluir un eslabón más en la cadena de simulación que reflejase la propagación de la onda de inundación, estimando las superficies afectadas, en caso de que los caudales vertidos durante la laminación superasen la capacidad hidráulica del cauce aguas abajo de la presa o que se produjese sobrevertido.

Esto es posible a través de la incorporación a la metodología de un modelo hidrológico 2D. Este tipo de modelos resuelven las ecuaciones del flujo en dos dimensiones suponiendo únicamente una integración del flujo en dirección vertical que es adecuada para láminas de agua delgadas como es el caso que nos ocupa. Estos modelos han tenido un gran desarrollo durante los últimos años favorecido principalmente por el desarrollo de las técnicas de computación y el aumento de la potencia de cálculo.

La estimación de las superficies inundadas para todo el conjunto de eventos simulados permitiría la elaboración de mapas de peligrosidad y de riesgos de inundación.

b) Análisis de sistemas de embalses. La metodología propuesta en esta tesis sólo es aplicable a cuencas de cabecera, es decir, cuencas reguladas por un solo embalse situado en el punto de desagüe de la cuenca.

Sin embargo, en España, muchas de las cuencas están reguladas por un sistema de embalses, de tal manera que la avenida de entrada en un embalse del sistema depende de la avenida generada en la cuenca vertiente a dicho embalse y de los hidrogramas de salida de los embalses situado aguas arriba del mismo y por tanto de la gestión de avenidas llevada a cabo en los mismos.

La simulación conjunta de un sistema de embalses es muy importante ya que una mala gestión de avenida en los embalses de cabecera puede tener consecuencias catastróficas aguas abajo, pero introduce un gran número de variables que incrementa enormemente su complejidad.

c) Aplicar modelos de optimización en la gestión de los embalses. La metodología propuesta ha aplicado un modelo de simulación de gestión de embalses sencillo. Esto permite obtener la respuesta del conjunto embalse-presa ante un conjunto de solicitudes al aplicar unas determinadas normas de operación.

Sin embargo, estas normas de operación no tienen por qué ser las más adecuadas para lograr un determinado objetivo de gestión. Para obtener un adecuado modelo de gestión habría que calibrarlo de manera que presente un comportamiento adecuado para un amplio espectro de hidrogramas de entrada mediante la aplicación de un modelo de optimización. Este conjunto de hidrogramas podría ser proporcionado por la metodología propuesta en esta tesis, lo que permitiría aplicarles un modelo de optimización y adecuar la gestión del embalse al comportamiento extremal de la cuenca y unos objetivos de gestión específicos.

d) Ampliar los factores considerados relacionados con la seguridad de presas. Aunque la metodología propuesta es principalmente probabilística, sigue habiendo algunos factores relacionados con la seguridad de las presas que se han considerado de manera determinista, como por ejemplo, el nivel inicial del embalse, que se podrían incorporar a la simulación.

Referencias

- Abbot**, M.B., J.C. Bathurst, J.A. Cunge, P.E. O’Connell y J. Rasmussen (1986a). An introduction to the European Hydrological System – Systeme Hydrologique European, “SHE”, 1: History and philosophy of a physically-based distributed modelling system. *Journal of Hydrology*, 87, pp. 45-69.
- Abbot**, M.B., J.C. Bathurst, J.A. Cunge, P.E. O’Connell y J. Rasmussen (1986b). An introduction to the European Hydrological System – Systeme Hydrologique European, “SHE”, 2: Structure of a physically-based distributed modelling system. *Journal of Hydrology*, 87, pp. 61-77.
- Adams**, B. and Howard, C.D., 1986. Design storm pathology, *Can. Water Resour. J.*, 11(3), 49-55.
- Aldana**, A., 2004. Módulo EDIMACHI-SIPROP (Simulación, Previsión y Operación de Embalses). Fundamentos y casos de aplicación. II Jornadas sobre sistemas de ayuda a la decisión ante problemas hidráulicos e hidrológicos en tiempo real. CEDEX. Madrid. España.
- Alfieri**, L., Laio, F., Claps, P., 2008. A simulation experiment for optimal design hyetograph selection, *Hydrol.Process.* 22 (6), 813–820.
- Ajami**, N.K., H. Gupta, T. Wagener y S. Sorooshian (2004). Calibration of a semidistributed hydrologic model for streamflow estimation along a river system. *Journal of Hydrology*, 298, pp. 112-135.
- Arnaud** P., C. Bouvier, L. Cisneros, R. Domínguez (2002). Influence of rainfall spatial variability on flood prediction. *Journal of Hydrology* 260, pp. 216-230.
- Beck**, M. B., Forecasting environmental change, *J. Forecast.*, 10, 3-19, 1991.
- Bell**, V.A. y R.J. Moore (2000). The sensitivity of catchment runoff models to rainfall data at different spatial scales. *Hydrology and Earth System Sciences*, 4 (4), pp. 653-667.
- Berthet**, L., Andréassian, V., Perrin, C., & Javelle, P. (2009). How crucial is it to account for the antecedent moisture conditions in flood forecasting? Comparison of event-based and continuous approaches on 178 catchments. *Hydrology & Earth System Sciences*, 13(6).
- Beven**, K.J. y G.M. Hornberger (1982). Assessing the effect of spatial pattern of precipitation in modelling stream flow hydrographs. *Water Resources Bulletin*, 18 (5), pp. 823-829.
- Beven**, K.J. (1993). Prophecy, reality and uncertainty in distributed hydrological modelling. *Advances in Water Resources*, 16 (1), pp. 41-51.

Beven, K., & Binley, A. (1992). The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological processes*, 6(3), 279-298.

Bianucci, P., Sordo-Ward, A., Pérez, J. I., García-Palacios, J., Mediero, L., & Garrote, L. (2013). Risk-based methodology for parameter calibration of a reservoir flood control model. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13(4), 965.

Blazkova, S., & Beven, K. (2004). Flood frequency estimation by continuous simulation of subcatchment rainfalls and discharges with the aim of improving dam safety assessment in a large basin in the Czech Republic. *Journal of Hydrology*, 292(1), 153-172.

Blazkova, S., and K. J. Beven, Frequency version of TOPMODEL as a tool for assessing the impact of climate variability on flow sources and flood peaks, *J. Hydrol. Hydromech.*, 43, 392–411, 1995.

Blažkova, S., Beven, K., 2002. Flood frequency estimation by continuous simulation for a catchment treated as ungauged (with uncertainty). *Water Resour.*; 38:1-14.

Blazkova, S., & Beven, K. (2004). Flood frequency estimation by continuous simulation of subcatchment rainfalls and discharges with the aim of improving dam safety assessment in a large basin in the Czech Republic. *Journal of Hydrology*, 292(1-4), 153-172.

Bonta, J.V., Rao, A.R., 1988. Factors affecting the identification of independent storm events. *Journal of Hydrol.*; 98: 275-293

Brath, A., A. Montanari y E. Toth (2002). Neural networks and non-parametric methods for improving real-time flood forecasting through conceptual hydrological models. *Hydrology and Earth System Sciences*, 6 (4), pp. 627-640.

Brigode, P., Bernardara, P., Paquet, E., Gailhard, J., Garavaglia, F., Merz, R., Micovic, Z., Lawrence, D., & Ribstein, P. (2014). Sensitivity analysis of SCHADEX extreme flood estimations to observed hydrometeorological variability. *Water Resources Research*, 50(1), 353-370.

Brocca, L., Liersch, S., Melone, F., Moramarco, T., & Volk, M. (2013). Application of a model-based rainfall-runoff database as efficient tool for flood risk management. *Hydrology and Earth System Sciences*, 17(8), 3159-3169.

Brocca, L., Melone, F., & Moramarco, T. (2011). Distributed rainfall-runoff modelling for flood frequency estimation and flood forecasting. *Hydrological Processes*, 25(18), 2801-2813.

Bureau of Reclamation (BOR), 1960. Design of Small Dams. United States Government Printing Office. Washinton 1960.

- Burnash**, R.J.C. (1995). The NWS river forecast system – Catchment modeling. En V.P. Singh: Computers Models of Watershed Hydrology Water Resource Publications, Highlands Ranch, pp. 311-366.
- Burton**, A. 2008. RainSim V3.1.1 User Documentation. University of Newcastle, UK.
- Burton**, A., Fowler, H.J., Kilsby, C.G. and O'Connell, P.E., 2010. A stochastic model for the spatial-temporal simulation of non-homogeneous rainfall occurrence and amounts. Water Resour. Res., 46, W11501.
- Burton**, A., Kilsby, C.G., Fowler, H.J., Cowpertwait, P.S.P., O'Connell P.E., 2008. RainSim: A spatial–temporal stochastic rainfall modelling system. Environmental Modelling & Software. 23: 1356–1369.
- Cabral**, M. C., Bras, R. L., Tarboton, D., & Entekhabi, D. (1990). A distributed, physically-based, rainfall-runoff model incorporating topography for real-time flood forecasting (No. 332). Massachusetts Inst of Tech Cambridge Dept of Civil Engineering.
- Cabral**, M.C., Garrote, L., Bras, R.L. and Entekhabi, D., 1992. A kinematic model of infiltration and runoff generation in layered and sloped soils. Advances in Water Resources.; 15: 311–324.
- Cameron**, D. S., Beven, K. J., Tawn, J., Blazkova, S., & Naden, P. (1999). Flood frequency estimation by continuous simulation for a gauged upland catchment (with uncertainty). Journal of Hydrology, 219(3), 169-187.
- Cameron**, D., K. Beven, and P. Naden, Flood frequency estimation under climate change (with uncertainty), Hydrol. Earth Syst. Sci., 4(3), 393–405, 2001b.
- Cameron**, D., K. J. Beven, J. Tawn, and P. Naden, Flood frequency estimation by continuous simulation (with likelihood based uncertainty estimation), Hydrol. Earth Syst. Sci., 4(1), 23–34, 2000a.
- Camici**, S., Tarpanelli, A., Brocca, L., Melone, F., & Moramarco, T. (2011). Design soil moisture estimation by comparing continuous and storm-based rainfall-runoff modeling. Water Resources Research, 47(5).
- Castillo**, V. M., Gomez-Plaza, A., & Martinez-Mena, M. (2003). The role of antecedent soil water content in the runoff response of semiarid catchments: a simulation approach. Journal of Hydrology, 284(1), 114-130.
- Cayla**, O. (1993, July). Probabilistic Calculation of Design Floods—SPEED. In Engineering Hydrology (pp. 647-652). ASCE.
- CEDEX**, 1996. Aplicación CREM Versión 1.1. Crecidas en Embalses. II Curso sobre empleo de modelos hidrológicos y de gestión hidráulica en el SAIH. CEDEX. Madrid. España.

- Chang**, L-C. (2008) Guiding rational reservoir flood operation using penalty type genetic algorithm. *J. Hydrol.*, 354, 65-74.
- Chow**, V.T.; Maidment, D. and Mays, L., 1988. *Applied Hydrology*. Mc Graw Hill. New York. USA. 572 pp.
- Ciabatta**, L., Brocca, L., Massari, C., Moramarco, T., Gabellani, S., Puca, S., & Wagner, W. (2015). Rainfall-runoff modelling by using SM2RAIN-derived and state-of-the-art satellite rainfall products over Italy. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*.
- CNEGP**, 1997 (Comité Nacional Español de Grandes Presas). *Guía técnica de seguridad de presas: N°4. Avenida de Proyecto*. CNEGP. Gráficas Rito. Madrid. España. 139 pp.
- CORINE Land Cover**, Coordination of information on the environment (2006) European Environment Agency
- Cosby**, B. J., Hornberger, G. M., Clapp, R. B., & Ginn, T. (1984). A statistical exploration of the relationships of soil moisture characteristics to the physical properties of soils. *Water Resources Research*, 20(6), 682-690.
- Cowpertwait**, P. S. (1994). A generalized point process model for rainfall. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A: Mathematical and Physical Sciences*, 447(1929), 23-37.
- Cowpertwait**, P. S. (1995). A generalized spatial-temporal model of rainfall based on a clustered point process. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A: Mathematical and Physical Sciences*, 450(1938), 163-175.
- Cowpertwait**, P. S. (2010). A spatial-temporal point process model with a continuous distribution of storm types. *Water Resources Research*, 46(12).
- Cowpertwait**, P., 1998. A Poisson-cluster model of rainfall: high order moments and extreme values. *Proceedings of the Royal Society of London*. 454. pp. 885-898.
- Cowpertwait**, P.; Kilsby, C. and O'Connell, P., 2002. A space-time Neyman-Scott model of rainfall: Empirical analysis of extremes. *Water Resources Research*. Vol.38(8). 1131. pp. 6-1 a 6-14.
- Cowpertwait**, P.S.P., O'Connell, P.E., Metcalfeb, A.V., Mawdsley, J.A., 1996. Stochastic point process modelling of rainfall. I. Single-site fitting and validation *Journal of Hydrol.*; 175: 17-46.
- Cunge**, J. A. (1969). On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum method). *Journal of Hydraulic Research*, 7(2), 205-230.
- De Michele**, C., Salvadori, G., Canossi, M., Petaccia, A., and Rosso, R.: Bivariate statistical approach to check adequacy of dam spillway, *J. Hydrol. Eng.-ASCE*, 10, 50–57, 2005.

DELFT Hydraulics, 1985. RIBASIM- River Basin Planning and Management Simulation Program. Recurso Web. <http://www.wldelft.nl/soft/ribasim/int/index.html>.

Delgado, F., Delgado G. y Ruiz, (2004) Seguridad de presas y embalses: normativa y recomendaciones. Colegio de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. España. 363 pp.

DHI, 2004. MIKE FLOOD WATCH. User Guide. DHI Water & Environment.

Dirección General de Obras Hidráulicas (1967). Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas. Dirección General de Obras Hidráulicas. Orden de 31 de marzo de 1967. Boletín Oficial del Estado 27 de octubre de 1967. N° 257, páginas 14716 a 14738. Madrid, España.

Dirección General de Obras Hidráulicas (1996). Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses. Dirección General de Obras Hidráulicas. Orden de 12 de marzo de 1996. Boletín Oficial del Estado de 30 de marzo de 1996, N° 78 páginas 12244 a 12254. Madrid. España.

Dittmann, R., Froehlich, F., Pohl, R. y Ostrowski, M. (2009) Optimum multi-objective reservoir operation with emphasis on flood control and ecology. Na. Hazards Earth Syst. Sci., 9(6): 1973 - 1980.

Duband, D. et al. (1988) Evaluation des crues extrêmes et de la crue de projet par la méthode du GRADEX. Application de la méthode à plus de 170 bassins. Congrès des Grands Barrages, San Francisco, June 1988.

Eagleson, P. S. (1972). Dynamics of flood frequency. Water Resources Research, 8(4), 878-898

England Jr, J. F. (2006). Frequency analysis and two-dimensional simulations (Doctoral dissertation, Colorado State University).

Esteban García, F., & Granados García, A. (2012). Q94: gestión de avenidas. Revista de Obras Públicas: Organo profesional de los ingenieros de caminos, canales y puertos, (3536), 65-82.

Evans, J.P. y A.J. Jakeman (1998). Development of a simple, catchment-scale rainfall-evapotranspiration-runoff model. Environmental Modelling & Software, 13 (3-4), pp. 385-393.

Flores I, Sordo-Ward A, Mediero L, Garrote L (2013) Deriving bivariate flood frequency distributions for dam safety evaluation. In Proceedings of EWRA 2013: water resources management in an interdisciplinary changing context: Session 4, 93

Flores-Montoya, I., Sordo-Ward, A., Garrote, L., 2015. Probabilistic methods for hydrologic dam safety analysis. In: Toledo, M.A., Moran, R., Oñate, E. (Eds.), Dam Protections Against Overtopping and Accidental Leakage. Taylor and Francis Group, London, pp. 261–273.

- Flores-Montoya**, I., Sordo-Ward, A., Mediero, L., Garrote, L., 2016. Fully stochastic distributed methodology for multivariate flood frequency analysis. *Water* 8 (6).
- Foufoula-Georgiou**, E. (1989). A probabilistic storm transposition approach for estimating exceedance probabilities of extreme precipitation depths. *Water Resources Research*, 25(5), 799-815.
- Garçon**, R. (1996). Prévision opérationnelle des apports de la Durance à Serre-Ponçon à l'aide du modèle MORDOR. Bilan de l'année 1994-1995. *La Houille Blanche*, (5), 71-76.
- Francés**, F., 1996. Modelación distribuida frente modelación agregada. En: Métodos para el cálculo hidrológico de crecidas. CEDEX. Madrid. España
- Francés**, F., García-Bartual, R., & Bussi, G. (2011). High return period annual maximum reservoir water level quantiles estimation using synthetic generated flood events. *Risk Analysis, Dam Safety, Dam Security and Critical Infrastructure Management*, 185-190.
- Francés**, F., Vélez, J. J., Munera, J. C., Medici, C., & Busii, G. (2012). Descripción del modelo conceptual distribuido de simulación hidrológica TETIS v. 8. Universidad Politécnica de Valencia, 86.
- Franchini**, M., Helmlinger, K. R., Foufoula-Georgiou, E., & Todini, E. (1996). Stochastic storm transposition coupled with rainfall—runoff modeling for estimation of exceedance probabilities of design floods. *Journal of hydrology*, 175(1), 511-532.
- Freeze**, R.A. (1972). Role of subsurface flow in generating surface runoff. 2. Upstream source areas. *Water Resources Research*, 8 (5), pp. 1272-1283.
- Gabaldó**, O., A. Molina, F. Briz y F. Villalba (2004). Acceso a la información en los SAIH. Jornadas sobre Sistemas de ayuda a la decisión ante problemas hidráulicos e hidrológicos en tiempo real. CEDEX.
- Garavaglia**, F., Gailhard, J., Paquet, E., Lang, M., Garçon, R., Bernardara, P., 2010. Introducing a rainfall compound distribution model based on weather patterns sub-sampling. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 14 (6), 951–964.
- Garavaglia**, F. (2011), Méthode SCHADEX de prédétermination des crues extrêmes. Méthodologie, applications et études de sensibilité, PhD thesis, Univ. de Grenoble.
- Gabriel**, K. R., and J. Neumann (1962), A Markov chain model for daily rainfall in Tel Aviv, *Q. J. R. Meteorol. Soc.*, 88, 90–95.
- Garçon**, R. (1996). Prévision opérationnelle des apports de la Durance à Serre-Ponçon à l'aide du modèle MORDOR. Bilan de l'année 1994-1995. *La Houille Blanche*, (5), 71-76.

- Garrote**, L. y R.L. Bras (1995a). A distributed model for real-time forecasting using digital elevation models. *Journal of Hydrology*, 167, pp. 279-306.
- Garrote**, L., Brass, R. L., 1995b. An integrated software environment for real-time use of a distributed hydrologic model. *Journal of Hydrol.*; 167:307-326.
- Girón**, F. (1988) The evacuation of floods during the operation of reservoirs. International Commission of Large Dams, Congress San Francisco. USA. Q63 R75.
- Grace**, R.A. and Eagleson, P.S., 1966. The synthesis of short-time increment rainfall sequences. *Hydrodyn. Lab., Rep. 91, School Civ. Eng., Massachusetts, Cambridge, Mass.*, 105 pp.
- Grayson**, R.B., I.D. Moore y T.A. McMahon (1992). Physically based hydrologic modelling. 2 – Is the concept realistic? *Water Resources Research*, 26 (10), pp. 2659-2666.
- Gringorten**, I. I. (1963). A plotting rule for extreme probability paper. *Journal of Geophysical Research*, 68(3), 813-814.
- Guillot**, P. & Duband, D. (1967) La méthode du GRADEX pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies. *Journées SHF, Rapport 7, Paris*.
- Gupta**, Hoshin V., Harald Kling, Koray K. Yilmaz, Guillermo F. Martinez. Decomposition of the mean squared error and NSE performance criteria: Implications for improving hydrological modelling. *Journal of Hydrology*, Volume 377, Issues 1-2, 20 October 2009, Pages 80-91.
- Gupta**, H.V., S. Sorooshian, P.O. Yapo (1998). Toward improvement calibration of hydrologic models: Multiple and noncommensurable measures of information. *Water Resources Research*, 34 (4), pp. 751-763.
- Haberlandt**, U., Ebner von Eschenbach, A. D., & Buchwald, I. (2008). A space-time hybrid hourly rainfall model for derived flood frequency analysis. *Hydrology and Earth System Sciences*, 12(6), 1353-1367.
- Hashemi**, A. M., Franchini, M., & O'Connell, P. E. (2000). Climatic and basin factors affecting the flood frequency curve: PART I? A simple sensitivity analysis based on the continuous simulation approach. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 4(3), 463-482.
- HEC** (2007) HEC-ResSim Reervoir System Simulation. User's Manual. HEC-USACE. Davis, California.
- Hernández**, F. B. (2007). Las presas históricas españolas. Ingeniería y patrimonio. In *Actas del Quinto Congreso Nacional de Historia de la Construcción: Burgos, 7-9 junio de 2007* (pp. 121-134). Instituto Juan de Herrera.
- ICOLD** (1998) World Register of Dams. International . International Commission of Large Dams. Paris.

ICOLD (2006) Role of dams in flood mitigation. Bulletin 131. International Commission of Large Dams. La Chapelle Montligeon, France. ISSN 0534-8293. 77 pp.

Ivanov, V. Y., E. R. Vivoni, R. L. Bras, and D. Entekhabi (2004a), Catchment hydrologic response with a fully distributed triangulated irregular network model, *Water Resour. Res.*, 40(11).

Ivanov, V. Y., E. R. Vivoni, R. L. Bras, and D. Entekhabi (2004b), Preserving high-resolution surface and rainfall data in operational-scale basin hydrology: A fully distributed, physically based approach, *J. Hydrol.*, 298(1–4), 80–111.

Jain, S., Yoganarasimhan, G. y Seth, S. (1992) A risk-based approach for flood control operation of a multipurpose reservoir. *Water Resources Bulletin*, 28 (6), 1037-1043.

Jiménez Álvarez, A. Desarrollo de metodologías para mejorar la estimación de los hidrogramas de diseño para el cálculo de los órganos de desagüe de las presas. 2016. Tesis Doctoral. Caminos.

Kaplan, S. (1997). The words of risk analysis. *Risk analysis*, 17(4), 407-417.

Karmarkar, N. (1984) A new polynomial-time algorithm for linear programming. 16th annual ACM symposium on Theory of Computing, Washington, D.C., April 30-May 2.

Khu, S., y Madsen, H. (2005) Multiobjective calibration with Pareto preference ordering: An application to rainfall-runoff model calibration. *Water Resour. Res.*, 41, W03004, pp. 14.

Kilsby, C.G., Jones, P.D., Burton, A., Ford, A.C., Fowler, H.J., Harpham, C., James, P., Smith, A., Wilby, R.L., 2007 A daily weather generator for use in climate change studies, *Environmental Modelling & Software.*; 22: 1705-1719.

Klein, B., Pahlow, M., Hundecha, Y., and Schumann, A.: Probability analysis of hydrological loads for the design of flood control systems using copulas, *J. Hydrol. Eng.-ASCE*, 15, 360–369, 2010.

Klemeš, V., 2000. Tall tales about tails of hydrological distributions: Parts I and II. *J. Hydrol. Eng.* 5 (3), 227–239.

Kling, H., M. Fuchs, and M. Paulin (2012), Runoff conditions in the upper Danube basin under an ensemble of climate change scenarios. *Journal of Hydrology*, Volumes 424-425, 6 March 2012, Pages 264-277, DOI:10.1016/j.jhydrol.2012.01.011

Klipsch, J. D., & Hurst, M. B. (2007). HEC-ResSim. Reservoir System Simulation User's manual.

Kokkonen, T.S. y A.J. Jakeman (2001). A comparison of metric and conceptual approaches in rainfall-runoff modeling and its applications. *Water Resources Research*, 37 (9), pp. 2345-2352.

- Koutsoyiannis**, D., Efstratiadis, A. y Karavokiros, G. (2002) A decision support tool for the management of multi-reservoir systems. *J. Am. Water Resour. Assoc.*, 28 (4), 945-958.
- Krzysztofowicz**, R. (2001). The case for probabilistic forecasting in hydrology. *Journal of Hydrology*, 249, pp. 2-9.
- Kumar**, N.; Baliarsingh, F. y Raju, S. (2010) Optimal reservoir operation for flood control using folded dynamic programming. *Water Resour. Manag.*, vol. 24. pp. 1045-1064.
- Labadie**, J. (2004) Optimal operation of multireservoir systems: State-of-the-art review. *J. Water Res. Plan. Manage.-ASCE*, 130 (2), 93-111.
- Lang**, M. and Oberlain, G. (1993) Preliminary test for mapping the 100-year flood with the AGREGEE model. *Proc. of the FRIEND International Conference*, Braunschweig, Oct 1993. IAHS Press, Pub. No 221, pp. 275–284.
- Lawrence**, D., Paquet, E., Gailhard, J., & Fleig, A. K. (2014). Stochastic semi-continuous simulation for extreme flood estimation in catchments with combined rainfall–snowmelt flood regimes. *Natural Hazards and Earth System Science*, 14(5), 1283-1298.
- Leonard**, M., Lambert, M. F., Metcalfe, A. V., & Cowpertwait, P. S. P. (2008). A space-time Neyman–Scott rainfall model with defined storm extent. *Water Resources Research*, 44(9).
- Li**, J., Thyer, M., Lambert, M., Kuczera, G., & Metcalfe, A. (2014). An efficient causative event-based approach for deriving the annual flood frequency distribution. *Journal of Hydrology*, 510, 412-423.
- Li**, J., Thyer, M., Lambert, M., Kuzera, G., & Metcalfe, A. (2016). Incorporating seasonality into event-based joint probability methods for predicting flood frequency: a hybrid causative event approach. *Journal of Hydrology*, 533, 40-52.
- Loizu**, J., Álvarez-Mozos, J., Casalí, J., Chahor, Y., & Brocca, L. Catorce años de simulación en continuo de caudales horarios en las cuencas navarras de los ríos Cidacos y Arga. Estudio comparativo de dos modelos hidrológicos. IV Jornadas de Ingeniería del Agua La precipitación y los procesos erosivos Córdoba, 21 y 22 de Octubre 2015.
- Margoum**, M. (1992) Estimation des crues rares et extrêmes: le modèle AGREGEE. Conception et premières validations Thèse de Doctorat, Ecole des Mines de Paris, CEMAGREF Lyon, GIS Hydrologie FRIEND-AMHY.
- Massari**, C., Brocca, L., Barbetta, S., Papathanasiou, C., Mimikou, M., & Moramarco, T. (2014). Using globally available soil moisture indicators for flood modelling in Mediterranean catchments. *Hydrology and Earth System Sciences*, 18(2), 839-853.

McCarthy, 1938. The Unit Hydrograph and Flood Routing. Conference of the North Atlantic Division USACE. USA. Junio 24.

Mediero, L., (2007). Pronóstico probabilístico de caudales de avenida mediante redes bayesianas aplicadas sobre un modelo hidrológico distribuido (Doctoral dissertation, Universidad Politécnica de Madrid).

Mediero, L., Garrote, L. y Martín-Carrasco, F. (2007) A probabilistic model to support reservoir operation decisions during flash floods. Hydrol. Sci. J. Vol. 52, Nº 3. pp. 523-537.

Mediero, L., Jiménez-Álvarez, A., and Garrote, L.: Design flood hydrographs from the relationship between flood peak and volume, Hydrol. Earth Syst. Sci., 14, 2495-2505, <https://doi.org/10.5194/hess-14-2495-2010>, 2010.

Mediero, L., Garrote, L., Martín-Carrasco, F.J., 2011. Probabilistic calibration of a distributed hydrological model for flood forecasting. Hydrol. Sci. J.; 56: 1129–1149.

Moore, R. J., Cole, S. J., Bell, V. A., & Jones, D. A. (2006). Issues in flood forecasting: ungauged basins, extreme floods and uncertainty. IAHS-AISH publication, 103-122.

Ministerio de Fomento, 1999. Máximas lluvias diarias en la España peninsular. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. Serie monografías. Madrid, España.

Ministerio de Fomento, 2016. Norma 5.2 – IC Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras. BOE. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. BOE núm. 60, de 10 de marzo de 2016, páginas 18882 a 19023. Madrid. España.

Needham, J., Watkins Jr., D., Lund, J., y Nanda, K. (2000) Linear programming for flood control in the Iowa and Des Moines rivers. J. Water Res. Plan. Manage.-ASCE, 126, 1291-1297, 2000.

Noto, L. V., Ivanov, V. Y., Bras, R. L., & Vivoni, E. R. (2008). Effects of initialization on response of a fully-distributed hydrologic model. Journal of Hydrology, 352(1), 107-125.

Ocio, D., Stocker, C., Eraso, Á., & Cowpertwait, P. Regionalized extreme flows by means of stochastic storm generation coupled with a distributed hydrological model. The case of the basque country. E-proceedings of the 36th IAHR World Congress, 28 June – 3 July, 2015, The Hague, the Netherlands

Oliveira, R. y Loucks, D. P. (1997) Operating rules for multireservoir systems. Water Resour. Res., 33(4): 839-852.

Paquet, E., J. Gailhard, and R. Garçon (2006), Evolution of the GRADEX method: Improvement by atmospheric circulation classification and hydrological modelling, *La Houille Blanche*, 5, 80–90

Paquet, E., M. Lang, and J. C. Carré (2012), SCHADEX method for extreme flood estimation: Overview, applications and perspectives, paper presented at 24th ICOLD Congress – Q.94. ICOLD-CIGB, Kyoto.

Paquet, E., Garavaglia, F., Garçon, R., & Gailhard, J. (2013). The SCHADEX method: A semi-continuous rainfall–runoff simulation for extreme flood estimation. *Journal of Hydrology*, 495, 23–37.

Ponce, V.M. (1989). Engineering hydrology. Principles and practices. Ed. Prentice Hall. Englewood Cliffs, New Jersey.

Rani, D. y Moreira, M. (2010) Simulations-optimization modeling: A survey and potential application in reservoir systems operation. *Water Resour. Manag.*, 24, 1107–1138.

Rao, S. (1984) Optimization: theory and applications. Wiley Eastern Limited. New Delhi, India. 747 pp.

Rao, A.R y Hamed K.H (2000). Flood Frequency Analysis. CRC Press, Boca Raton, Florida, USA.

Refsgaard, J. C., Storm, B., & Refsgaard, A. (1995). Recent developments of the Systeme Hydrologique Europeen (SHE) towards the MIKE SHE. IAHS Publications-Series of Proceedings and Reports-Intern Assoc Hydrological Sciences, 231, 427.

Refsgaard, J. C., Thorsen, M., Jensen, J. B., Kleeschulte, S., & Hansen, S. (1999). Large scale modelling of groundwater contamination from nitrate leaching. *Journal of hydrology*, 221(3), 117–140

Requena, A. I., Mediero Orduña, L., & Garrote de Marcos, L., 2013. A bivariate return period based on copulas for hydrologic dam design: accounting for reservoir routing in risk estimation. *Hydrology and Earth System Sciences*, 17(8), 3023–3038.

Requena, A.I., Flores, I., Mediero, L., Garrote, L., 2016. Extension of observed flood series by combining a distributed hydro-meteorological model and a copulabased model. *Stoch. Environ. Res. Risk Assess.* 30 (5), 1363–1378

Restrepo-Posada, P. J., Eagleson, P. S., 1982. Identification of independent rainstorms. *Journal of Hydrol.*; 55:303–319.

Riverside Technology Inc., 2007. RES-J. Joint Reservoir Regulation Operation. Hydrologic Software Engineering Branch. Riverside Technology, Inc. Recurso Web. http://www.nws.noaa.gov/oh/hrl/nwsrfs/users_manual/part8/_pdf/833resj.pdf. Colorado. USA.

- Rodríguez Iturbe**, I.; Cox, D. and Isham, V., 1988. A point process for rainfall further developments. Proceedings – Royal Society of London. Series A. 417(1853). pp. 283-298.
- Rodríguez-Iturbe**, I. and Valdés, J., 1979. The geomorphologic structure of hydrologic response. Water Resources Research. Vol.15(6). pp. 1409–1420.
- Rodríguez-Iturbe**, I.; Cox, D. and Isham, V., 1987 (a). Some models for rainfall based on stochastic point processes. Proceedings of the Royal Society of London. Series A 410. pp. 269-288.
- Rodríguez-Iturbe**, I.; Febres de Power, B. and Valdés, J., 1987 (b). Rectangular pulses point process models for rainfall: analysis of empirical data. Journal of Geophysical Research. 92. pp. 9645-9656.
- Rulli**, M. C., & Rosso, R. (2002). An integrated simulation method for flash-flood risk assessment: 1. Frequency predictions in the Bisagno River by combining stochastic and deterministic methods. Hydrology and Earth System Sciences Discussions, 6(2), 267-284.
- Sahoo**, G. B., Ray, C., & De Carlo, E. H. (2006). Calibration and validation of a physically distributed hydrological model, MIKE SHE, to predict streamflow at high frequency in a flashy mountainous Hawaii stream. Journal of Hydrology, 327(1), 94-109.
- Secchi**, G. y Sulis, A. (2009) Water system management through a mixed optimization-simulation approach. J. Water Res. Plan. Manage.-ASCE. Vol. 135, N° 3. pp. 160-170.
- Sempere**, D., 1996. Los modelos distribuidos en la modelización hidrológica de crecidas. En: Métodos para el cálculo hidrológico de crecidas. CEDEX. Madrid. España.
- Sherman**, L.K. (1932). Streamflow from rainfall by the unit hydrograph method. Engineering News-Record, 108, pp. 501-505.
- Shim**, K-C. et al (2002) Spatial decision support system for integrated river basin flood control. J. Water Res. Plan. Manage.-ASCE. Vol. 128, N° 3. pp. 190-201.
- Sifalda**, V., 1963. Entwicklung eines Berechnungsregens für die Bemessung von Kanalnetzen. Wasser Abwasser 114 (h.9):435-440.
- Singh**, V.P. (1997). Effect of spatial and temporal variability in rainfall and watershed characteristics on stream flow hydrograph. Hydrological Processes, 11, pp. 1649-1669.
- Smith** M.B., V.I. Koren, Z. Zhang, S.M. Reed, J.J. Pan, F. Moreda (2004). Runoff response to spatial variability in precipitation: an analysis of observed data. Journal of Hydrology 298, pp. 267-286.

Sordo-Ward, A., 2010. Metodología de análisis del efecto laminador de los embalses bajo un enfoque probabilístico. Tesis Doctoral del departamento de hidráulica y energética de la E.T.S.I. de Caminos Canales y Puertos.

Sordo-Ward, A., Garrote, L., Bejarano, M. D., & Castillo, L. G. (2013). Extreme flood abatement in large dams with gate-controlled spillways. *Journal of Hydrology*, 498, 113-123.

Sordo-Ward, A., Garrote, L., Martín-Carrasco, F., & Dolores Bejarano, M. (2012). Extreme flood abatement in large dams with fixed-crest spillways. *Journal of Hydrology*, 466, 60-72.

Sordo-Ward, Á., Bianucci, P., Garrote, L., & Granados, A. (2014). How safe is hydrologic infrastructure design? Analysis of factors affecting extreme flood estimation. *Journal of Hydrologic Engineering*, 19(12), 04014028.

Sordo-Ward, A., Gabriel-Martin, I., Bianucci, P., & Garrote, L. (2017). A Parametric Flood Control Method for Dams with Gate-Controlled Spillways. *Water*, 9(4), 237.

SPANCOL, 2012. Guías técnicas de seguridad de presas. Guía técnica de explotación de presas y embalses: Tomo 1: Análisis de riesgos aplicado a la gestión de seguridad de presas y embalses.

SPANCOLD, 1997. Guía técnica de seguridad de presas: N°4. Avenida de Proyecto. SPANCOLD, Madrid, 139 pp

Stern, R., & Coe, R. (1984). A Model Fitting Analysis of Daily Rainfall Data. *Journal of the Royal Statistical Society. Series A (General)*, 147(1), 1-34.

Témez JR. 1987. Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. MOPU Dirección General de Carreteras-Servicio de Publicaciones.

Todini, E. (1996). The ARNO rainfall—runoff model. *Journal of hydrology*, 175(1-4), 339-382.

USACE. Hydrologic Modelling System (HEC-HMS). USACE (U.S. Army Corps of Engineers). Recurso web: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/> .USA.

USDA, 1985. SCS National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology. Washington D.C. USA.

Vélez, J. J., Unzu, F. L., Puricelli, M., & Francés, F. (2007). Parameter extrapolation to ungauged basins with a hydrological distributed model in a regional framework. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 4(2), 909-956.

Velghe, T.; Troch, P.; De Troch, F. and Van de Velde, J., 1994. Evaluation of cluster based rectangular pulses point process models for rainfall. *Water Resources Research*. 30. pp. 2847-2857.

Vieux, B.E. (2004). Distributed hydrological modeling using GIS. Ed. Kluwer Academic Publishers. Dordrecht, Holanda.

Viglione, A. and Blöschl, G., 2009. On the role of storm duration in the mapping of rainfall to flood return periods, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 13, 205-216.

Vivoni, E. R., Entekhabi, D., Bras, R. L., & Ivanov, V. Y. (2007). Controls on runoff generation and scale-dependence in a distributed hydrologic model. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 4(3), 983-1029.

Wagner, T.; Wheeler, H. and Gupta, H., 2004. Rainfall Runoff Modeling in Gauged and Ungauged Catchments. Imperial College Press. London. UK. 306 pp.

Wasimi, S. and Kitanidis, K. (1983) Real-time forecasting and daily operation of a multireservoir system during floods by linear quadratic Gaussian control. *Water Resour. Res.* Vol. 19, N° 6. pp. 1511-1522.

Wenzel, H.G. and Voorhees, M.L., 1981. An evaluation of the urban design storm concept. University of Illinois at Urbana-Champaign, Water Resour. Center, UILU-WRC-81-0164, Res. Rep.164.

Wheeler, H.; Jakeman, A. and Beven, K., 1993. Progress and directions in rainfall - runoff modeling. En: modeling change in environmental systems. Editorial Wiley. pp. 101 – 132.

Wheeler, H.; Chandler, R.; Onof, C.; Isham, V.; Bellone, E.; Yang, C.; Lekkas, D.; Lourmas, G. and Segond, M., 2005. Spatial-temporal rainfall modeling for flood risk estimation. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*. 19. pp. 403-416.

Wilson, L. L., & Foufoula-Georgiou, E. (1990). Regional rainfall frequency analysis via stochastic storm transposition. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(7), 859-880.

Winchell, M., V.H. Gupta y S. Sorooshian (1998). On the simulation of infiltration and saturation excess runoff using radar-based rainfall estimates: Effects of algorithm uncertainty and pixel aggregation. *Water Resources Research*, 34 (10), pp. 2655-2670.

Woolhiser. DA., Smith, R.E. and Goodrich, D.C.. 1990. KINEROS. kinematic runoff and erosion model. Documentation and user manual. Publ. ARS-77. Agricultural Research Service. US Department of Agriculture. 130 pp.

Wurbs, R. (1993) Reservoir – System Simulation and Optimization Models. *Journal of Water Resources Planning and Management*. ASCE. Vol. 119(4). pp. 455-472.

Wurbs, R. (2005) Comparative evaluation of generalized river/reservoir system models. TR-282. Texas Water Resources Institute, Texas A&M University.

Yagüe Córdova, J., & Cea Azañedo, J. C. D. (2008). Evolución de las presas en España. *Revista de Obras Publicas*, (3.493), 73-88.

Yeh, W. (1985) Reservoir management and operations models: A state-of-the-art review. *Water Resour. Res.*, 21(12): 1797-1818.

Yen, B. C., & Chow, V. T. (1980). Design hyetographs for small drainage structures. *Journal of the Hydraulics Division*, 106(ASCE 15452).

Zehe, E., Becker, R., Bárdossy, A., & Plate, E. (2005). Uncertainty of simulated catchment runoff response in the presence of threshold processes: Role of initial soil moisture and precipitation. *Journal of hydrology*, 315(1), 183-2

Listado de Figuras

Figura 2.1: Esquema de representación de las soluciones dominadas, no dominadas y el frente de Pareto.....	30
Figura 3.1: Marco conceptual del entorno de simulación probabilística utilizado en la Tesis doctoral	36
Figura 3.2: Representación esquemática del modelo NSRP. Extraído de (Burton, A. et al., 2008)	38
Figura 3.3: (a) Identificación de los periodos secos en las series de intensidad de lluvia; (b) Histograma de las duraciones de los periodos secos; (c) Intersección de la curva de coeficientes de variación con la línea $CV = 1$ que indica el MPET que asegura la independencia entre los eventos.	41
Figura 3.4: Perfil de humedad en la columna de suelo para diferentes posiciones del frente húmedo (Nf) y el frente superior (Nt): (a) No saturado; (b) Saturación colgada; (c) Saturación superficial; (d) Saturación completa.....	44
Figura 3.5: Estado inicial y nivel freático para diferentes valores de la recarga $R_1 > R_2 > R_3$ (a) R_1 da lugar a un estado inicial con un elevado nivel freático y una humedad del suelo cercana a la saturación; (b) R_2 da lugar a un estado inicial con un nivel freático y una humedad del suelo intermedios; (c) R_3 da lugar a un estado inicial con un bajo nivel freático y una humedad del suelo cercana a la humedad residual.	47
Figura 4.1: Localización de la cuenca del río Manzanares y el embalse de Santillana.	58
Figura 4.2: Calibración del RainSimV3 para la cuenca del Manzanares. a) Valores de los estadísticos b) Ley de frecuencia de la lluvia máxima en 24h (Pluviómetro #3195).....	60
Figura 4.3: Leyes de frecuencia de los volúmenes acumulados durante a) uno, b) dos, c) tres y d) cuatro días consecutivos para los datos observados y simulados.	63
Figura 4.4: Ley de frecuencia del máximo nivel de agua alcanzado en el embalse de Santillana.	64
Figura 4.5: Leyes de frecuencia de: a) caudal pico de entrada; b) volumen de hidrograma; c) caudal pico de salida y d) nivel máximo de agua en el embalse.....	65
Figura 4.6: Caudal pico frente a volumen de hidrograma en Santillana.....	66
Figura 4.7: a) Ley de frecuencia del nivel máximo en el embalse b) Caudal punta frente a volumen de hidrograma clasificados en función de los niveles alcanzados en el embalse.	67

Figura 4.8: Leyes de frecuencia de caudal punta en Santillana para longitud variable en años: a) 2000, b) 1000, c) 500 y d) 125	68
Figura 4.9: Diagrama de cajas y bigotes de los caudales punta estimados en Santillana con longitud variable de la serie para diferentes períodos de retorno en años: a) 50, b) 100 y c) 500.....	68
Figura 4.10: Localización de las cuencas de Générargues y Corbès.	70
Figura 4.11: Calibración del RainSimV3 para la cuenca del Gardons. a) Valores de los estadísticos b) Ley de frecuencia de la lluvia máxima en 24h (Pluviómetro PH_0194).....	72
Figura 4.12: Gráficos de periodos de retorno del caudal pico (a, b) y el volumen del hidrograma asociado (c, d). Determinístico (línea continua verde), semiprobabilístico (línea discontinua azul) y probabilístico (línea punto-rayas negra) y observaciones (círculos rojos). Resultados para las cuencas de Générargues (a, c) y Corbès (b, d).	75
Figura 4.13: Gráficos de periodos de retorno del caudal pico y los volúmenes de los hidrogramas asociados para las cuencas de Générargues y Corbès. (a)Determinístico, (b)semiprobabilístico (c)probabilístico. Observaciones (círculos rojos); Distribuciones ajustadas a los datos observados (línea continua verde claro) límites de confianza del 95% (línea continua verde oscuro); media y los percentiles del 2.5% y 97.5% de las series simuladas por el modelo (líneas discontinuas azules).....	76
Figura 4.14: a) Máximo nivel de agua (MNA) sobre la cota del aliviadero y b) máxima altura de la lámina de agua sobre el aliviadero para las diferentes configuraciones del sistema embalse-presa.	79
Figura 4.15: Comparación de las curvas de riesgo asociadas al MNA en el embalse en función del volumen del embalse o la cota del aliviadero (E) y la longitud del aliviadero (L).	80
Figura 4.16: Ejemplo de (a) un hidrograma aceptado y (b) un hidrograma no aceptado debido a que tiene más de un pico.....	84
Figura 4.17: Comparación entre el valor medio del ratio caudal pico-volumen y los valores del ratio para cada uno de los eventos seleccionados.....	85
Figura 4.18: Ejemplo del cálculo del déficit. En esta figura se muestran las variables usadas para calcular el déficit, el valor observado y los diferentes valores obtenidos mediante las formulaciones empíricas y el coeficiente de corrección.	86
Figura 4.19: a) Ejemplo de representación del relieve de una cuenca y b) Su histograma de elevaciones.	87
Figura 4.20: Coeficiente de reparto lluvia/nieve en función de la temperatura en la estación de referencia.	88

Figura 4.21: Esquema del modelo conceptual MORDOR (Paquet et al. 2013) ...	89
Figura 4.22: Ejemplo de los gráficos obtenidos como resultado del modelo SCHADEX: a) Distribución de frecuencia de los volúmenes en 24h observada y simulada b) Distribución de frecuencia de los caudales pico observados y simuladas (Paquet et al. 2013).....	92
Figura 4.23: Ejemplo de los resultados obtenidos para un análisis de incertidumbre del modelo. Comparación de la distribución de frecuencia de las aportaciones observadas y 100 distribuciones simuladas.....	93
Figura 4.24: Ejemplo de los resultados obtenidos para un análisis de incertidumbre del modelo. Funciones de densidad de los valores de las aportaciones asociados a 10, 20, 50, 100, 1000 y 10000 años de periodo de retorno.	94
Figura 4.25: Distribución de frecuencia observadas y simuladas de los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8h para la subcuenca vertiente en Corbés (Paquet et al., comunicación personal).	95
Figura 4.26: Distribución de frecuencia observadas y simuladas de los caudales pico para la subcuenca vertiente en Corbés (Paquet et al., comunicación personal).	96
Figura 4.27: Distribución de frecuencia observadas y simuladas de los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8h para la subcuenca vertiente en Générargues (Paquet et al., comunicación personal).	97
Figura 4.28: Distribución de frecuencia observadas y simuladas de los caudales pico para la subcuenca vertiente en Générargues (Paquet et al., comunicación personal).	98

Listado de Tablas

Tabla 3.1: Parámetros de los modelos NSRP/STNSRP	39
Tabla 3.2: Resumen de los tres procedimientos de calibración-simulación considerados	48
Tabla 4.1: Eventos de avenida considerados en la calibración del RIBS para el caso del Manzanares	59
Tabla 4.2: Comparación de las clasificaciones de los eventos de tormenta y los hidrogramas. Número de eventos para cada par de criterios de clasificación.	61
Tabla 4.3: Cuartiles Q3 y Q1 y Rango Intercuartílico de los caudales punta estimados en Santillana con longitud variable de la serie para diferentes períodos de retorno de 50, 100 y 500 años.....	69
Tabla 4.4: Eventos de avenida usados en la calibración del modelo RIBS	71
Tabla 4.5: Comparación de las clasificaciones de los eventos de tormenta y los hidrogramas. Número de eventos para cada par de criterios de clasificación.	73
Tabla 4.6: Valores de las funciones objetivo MARE, RMSPE y NSE calculados para las series de caudales pico y volúmenes de hidrogramas obtenidas mediante los procedimientos determinístico, semi-probabilístico y probabilístico. El texto en negrita refleja el mejor ajuste y el texto en gris el peor.....	77
Tabla 4.7: Valores estimados de los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8 horas y los caudales pico en la subcuenca de Corbès para los periodos de retorno de 10,100 y 1000 años	96
Tabla 4.8: Valores estimados de los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8 horas y los caudales pico en la subcuenca de Corbès para los periodos de retorno de 10,100 y 1000 años.....	98
Tabla 4.9: Valores estimados de los caudales asociados a los máximos volúmenes en 8 horas en las subcuencas de Corbès y Générargues para los periodos de retorno de 10,100 y 1000 años obtenidos por los métodos Schadex y Modex.....	101
Tabla 4.10: Valores estimados de los caudales pico en las subcuencas de Corbès y Générargues para los periodos de retorno de 10,100 y 1000 años obtenidos por los métodos Schadex y Modex.....	102

ANEJOS

ANEJO 1. DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN DEL MODELO RAINSIM V3

1.1. Introducción.

El modelo RainSim V3 permite a partir de series temporales observadas de lluvia, tanto puntuales como distribuidas en el espacio, generar estocásticamente series sintéticas de lluvia arbitrariamente largas tanto en los mismos puntos que las series observadas como en puntos donde no tenemos información y llevar a cabo una desagregación de las series observadas pasando por ejemplo de datos diarios a horarios.

El modelo consta de tres módulos que se aplican en cuatro pasos. Primero, el módulo de análisis analiza estadísticamente de las series observadas, caracterizando el valor de un conjunto de estadísticos que determinan el comportamiento de la lluvia. Después el módulo de ajuste lleva a cabo el ajuste de los parámetros que definen el comportamiento estocástico de las series sintéticas de lluvia para que den lugar a series que representen lo mejor posible las series observadas. El módulo de simulación genera las series sintéticas y, por último, se aplica de nuevo el módulo de análisis para obtener los valores de los estadísticos que permiten comprobar si las series simuladas representan adecuadamente a las simuladas.

1.2. Preparación de los datos

El modelo RainSim V3 se ejecuta a través del archivo ejecutable *RainSim.exe*, pero además serán necesarios los siguientes archivos, en función que se lleve a cabo una aplicación puntual o espacial.

Tabla 1: Archivos necesarios para ejecutar el modelo RainSim V3

Archivos	Descripción
rainsim.example_1D.defcat	Archivo de la cuenca para la aplicación puntual.
timeseries.eg.ts	Series temporales observadas para la aplicación puntual.
stats.template	Plantilla de los estadísticos para la aplicación puntual.
1D.init.param.par	Valores iniciales de los parámetros de ajuste para la aplicación puntual.
lowerbound.1D.par	Límites inferiores de los parámetros para la aplicación puntual.
upperbound.1D.par	Límites superiores de los parámetros para la aplicación puntual.
Demo_2D.defcat	Archivo espacial de la cuenca.
tpl_example.2D.sta	Plantilla espacial de los estadísticos
obs.Sxxx_yyy.h.ts	Una de las series temporales para calibrar el modelo espacial.
Init.2D.par	Valores iniciales de los parámetros para el modelo espacial.
lowerbound.2D.par	Límites inferiores de los parámetros para la aplicación espacial.
upperbound.2D.par	Límites superiores de los parámetros para la aplicación espacial.

1.2.1. Series temporales

Los ficheros de series temporales deben consistir en ficheros de una columna donde se dispongan los valores de la precipitación acumulada (mm). El paso de tiempo, comienzo y duración de las series se definen en el archivo de configuración en las aplicaciones puntuales y en el archivo de cuenca en las espaciales.

Los decimales deben indicarse con un punto “.” (No con una coma “,”) y la coma no se usará para indicar los miles. La forma correcta es 2156.2, no siendo correcto ni 2,156.2 ni 2156,2.

Los datos faltantes en las series temporales se indican mediante un valor negativo. Los meses en los que falten valores se descartarán del análisis.

0.0
0.0
2.1
2.5
2.1
2.1
0.8
0.2
0.6
1.0
0.1
0.0

Figura 1: Ejemplo de configuración de los ficheros de lluvia.

Las series temporales observadas correspondientes a diferentes pluviómetros suelen tener diferentes fechas de inicio y puede tener diferente precisión temporal. Generalmente los datos faltantes corresponden a diferentes fechas y con diferente longitud, variando los resultados en función de los pluviómetros elegidos.

Durante el análisis, las series se agregan al período usado en la definición de los estadísticos. Para los estadísticos horarios y diarios se asume un período de acumulación de media noche a media noche, por lo que habrá que tener cuidado cuando los datos hayan sido registrados de forma tradicional (8 a.m.-8 a.m.) ya que las series diarias y agregadas a partir de series horarias no serán consistentes y las correlaciones obtenidas estarán sesgadas. Esto puede corregirse compensando las series horarias, por ejemplo eliminando los valores correspondientes a las horas de desfase (0 a.m.-7 a.m.).

1.2.2. Estadísticos

El modelo puede ajustarse usando una combinación de los siguientes estadísticos:

Tabla 2: Estadísticos que caracterizan una serie temporal de lluvia

Abreviatura	Estadístico	Unidades
mean	La lluvia media acumulada en h horas	mm
var	La varianza de la lluvia acumulada en h horas	mm ²
covar	La covarianza de la lluvia acumulada en h horas de dos series temporales. Si corresponden al mismo pluviómetro, desplazadas un intervalo de tiempo, indica auto-covarianza. Si corresponde a distintos pluviómetros sin salto de tiempo, indica covarianza cruzada.	mm ²
corr	La correlación de la lluvia acumulada en h horas de dos series temporales. Si son dos series del mismo pluviómetro, separadas por un intervalo de tiempo, indica auto-correlación. Si se trata de dos pluviómetros diferentes sin salto de tiempo, se trata de correlación cruzada.	-
pdry	La probabilidad de que en h horas la lluvia acumulada sea menor que un umbral especificado (período seco)	-
pdd	La probabilidad de que en h horas haya una transición de período seco a período seco.	-
pww	La probabilidad de que en h horas haya una transición de período húmedo a período húmedo.	-
skew	El coeficiente de sesgo de la lluvia acumulada en h horas	-

Cada uno de estos estadísticos tiene que tener asociado un determinado paso de tiempo y uno o dos pluviómetros.

Hay que tener en cuenta la información y conocimiento que se tiene de la cuenca al determinar los estadísticos que se van a usar en el ajuste. También es importante tener en cuenta que para un número demasiado bajo de parámetros dará lugar a un problema no suficientemente especificado, pero por el contrario, un número demasiado alto de estadísticos hará muy difícil encontrar parámetros que se ajusten a todos y solo se logrará hacer el mejor intento por satisfacer los requerimientos de acuerdo con los pesos especificados en los ficheros de entrada.

Los estadísticos diarios suelen estar incluidos en el ajuste, al menos deberían incluirse la lluvia media diaria, la varianza en 24h y la proporción de días secos, aunque generalmente suelen incluirse el coeficiente de sesgo en 24h y la auto-correlación con un paso de tiempo. En los casos de estudios de avenidas, puede ser conveniente incluir los estadísticos horarios, pero esto solo será posible si hay datos horarios observados.

A continuación se proponen un conjunto de estadísticos y sus pesos correspondientes. Estos valores pueden ser un punto de partida, pero en cada caso debe evaluarse como el modelo se ajusta a los estadísticos elegidos y en consecuencia ajustar los pesos de cada uno. En la aplicación espacial, se aplica el mismo peso a todos los pluviómetros para un determinado estadístico. En este caso, el número de correlaciones cruzadas es N^2 siendo N el número de pluviómetros. Consecuentemente el peso relativo de las componentes espaciales de la calibración aumenta y debe ser tenido en cuenta con un peso igual a $(6/N)^2$.

Tabla 3: Ejemplo de combinación de estadísticos y pesos usados en el modelo. Los ejemplos 1 y 2 son para una aplicación y el ejemplo 3 para una espacial de 4 pluviómetros.

Estadísticos	Umbral (mm)	Período (h)	Pesos		
			Ej. 1	Ej2	Ej3
mean	-	24	6	6	5
pdry	1.0	24	7	7.5	6
var	-	24	1	1	2
corr	-	24	6	6	3
skew	-	24	1	3	2
pdry	0.1	1	7	7	5
var	-	1	1	1	3
skew	-	1	1	2	3
xcorr	-	24	-	-	2

El fichero para determinar los estadísticos debe presentar el siguiente formato:

```

Statistics
Comment< Texto comentado>
NStats< número de estadísticos>
Month-1
< Estadístico1 Pluv1 Δt Peso Retraso Pluv2 Valores mensuales >
< Estadístico2 Pluv1 Δt Peso Retraso Pluv2 Valores mensuales >
.....
< EstadísticoN Pluv1 Δt Peso Retraso Pluv2 Valores mensuales >

```

Figura 2: Fichero de estadísticos.

Donde:

Estadístico: Es el nombre del estadístico, en el caso de pdry, pdd y pww hay que especificar el umbral de lluvia acumulada en mm por debajo del cual se considera un período seco (Por ejemplo: pdry0.1) Si la lluvia acumulada durante el período considerado es estrictamente menor que el umbral, entonces el período es considerado seco. Los valores diarios permitidos son 1.0 y 2.0 mm y los valores horarios son 0.1 y 0.2 mm. También se puede especificar un umbral igual a 0.0 que en el proceso de análisis significa seco mientras que en el ajuste significa exactamente cero lluvia en ese período.

Pluv1: es el nombre, tal cual se ha definido en el archivo de la cuenca, del pluviómetro analizado.

Δt: Período de acumulación en horas.

Peso: Peso asociado al estadístico para el ajuste.

Retraso: Es el salto de tiempo de la auto-covarianza o auto-correlación expresado en múltiplos adimensionales del paso de tiempo. En el caso de la covarianza y correlación cruzadas, el salto de tiempo es 0. Para otros estadísticos, no es aplicable.

Pluv2: Para las auto-correlación y auto-covarianza es el mismo pluviómetro que el especificado antes, para las covarianza y correlación cruzadas es el nombre del otro pluviómetro. En otros estadísticos, no es aplicable.

Valores mensuales: Es el valor del estadístico para cada mes. En el caso de la plantilla, el valor es desconocido, lo que se indica con el símbolo #

Statistics																	
Comment	Example	template	stats														
NStats	7																
Month	-1																
mean	obs1	24	7	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry0.2	obs1	24	5	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	obs1	24	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	obs1	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	obs1	48	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	obs1	48	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	obs1	24	2	24	obs1	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#

Statistics																	
Comment	Example	2D	template	stats													
NStats	105																
Month	-1																
mean	A061	24	5	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry1.0	A061	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	A061	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	3	1	A061	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	A061	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdd1.0	A061	24	5	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	A061	48	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	A061	48	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	A061	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	A062	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	A080	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	A268	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	A271	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	P015	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	P016	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#

Figura 3: Ejemplo de configuración de los ficheros de los estadísticos para la aplicación puntual (a) y para la aplicación espacial (b).

1.2.3. Archivo de parámetros

Los parámetros del modelo y sus características han sido especificados anteriormente. En relación a los mismos deben especificarse los valores iniciales en el archivo 1D.init.param.par o Init.2D.par dependiendo del tipo de aplicación y los límites inferiores y superiores en los archivos lowerbound.1D.par, upperbound.1D.par, lowerbound.2D.par y upperbound.2D.par.

El fichero de inicialización de los parámetros presenta la siguiente estructura:

Parameters	<Nombre corto del conjunto de parámetros>
Comment	< Texto comentado>
NCT	
< Parámetro Landa>	Valores mensuales
< Parámetro Beta >	Valores mensuales
Numero de distribución de celdas	<NCD>
Distribución de la Intensidad E	
{<Parámetro Nu> <Parámetro Ro>}	Valores mensuales
<Parámetro Eta>	Valores mensuales
<Parámetro Xi>	Valores mensuales
< Parámetro Gamma >	Valores mensuales

Figura 4: Fichero de inicialización de los parámetros

Donde:

NCD, el número de distribución de celdas, es p para la aplicación puntual y s para la aplicación espacial.

Los valores iniciales de cada parámetro correspondientes a los 12 meses se especifican a continuación del nombre de cada parámetro, dispuestos en una fila o una columna.

Los parámetros que deben ajustarse en una aplicación puntual son $\{\lambda, \beta, \nu, \eta, \xi\}$ y en una aplicación espacial $\{\lambda, \beta, \rho, \gamma, \Phi, \eta, \xi\}$ aunque los factores de escala no se especifican en este archivo, sino en el archivo de parámetros espaciales.

Parameters starting											
Sensible initial values for a basic parameter fit											
NCT	1										
Lambda	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Beta	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
NCellsDist	P										
IntensityDist	E										
Nu	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Eta	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Xi	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Parameters Starting_2D											
Initial parameters for 2D catchment											
NCT	1										
Lambda	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
Beta	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
NCellsDist	S										
IntensityDist	E										
Rho	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Eta	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Xi	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Gamma	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Figura 5: Ejemplo de configuración de los ficheros de los parámetros para la aplicación puntual (a) y para la aplicación espacial (b).

Los archivos de los límites inferiores y superiores tienen el mismo formato que los de inicialización.

Los factores de escala se especifican en un fichero a parte que presenta la misma estructura que el fichero de los estadísticos usando como nombre del estadístico *scf* para indicar que se trata de un factor de escala. El archivo *param.fit2D.par.spar* contendrá los valores de los factores de escala calculados por el modelo, si además se introducen pluviómetros virtuales, deben añadirse los correspondientes factores de escala que se pueden obtener por interpolación espacial a partir de los ya calculados.

Statistics															
Example 2D template stats															
Comment															
NStats 9															
Month -1															
scf A061	24	1.000000	##	0.706810	0.306481	0.606989	0.967593	0.859677	0.478395	0.332527	0.303306	0.913756	0.988656	0.856533	0.671326
scf A268	24	1.000000	##	0.582258	0.947101	0.935484	1.271556	0.954122	0.157037	0.366022	0.586667	0.808889	1.213333	1.621667	1.262750
scf A271	24	1.000000	##	1.049462	0.933819	0.841577	0.979365	1.032258	0.665185	0.397043	0.609677	0.951605	1.793011	1.482828	1.111241
scf A282	24	1.000000	##	0.045161	0.109524	0.449462	0.256667	0.312903	0.475556	0.254839	0.270968	0.732222	1.000000	0.326667	0.486022
scf P015	24	1.000000	##	0.757706	0.664098	0.698925	0.932593	0.940092	0.464444	0.636559	0.516935	1.106032	1.222120	1.473333	1.066667
scf P016	24	1.000000	##	0.496344	0.619948	0.848029	0.846349	0.842294	0.692963	0.542204	0.493548	1.190159	1.372521	1.383889	1.173477
scf A062	24	1.000000	##	1.511178	1.011476	1.348956	1.957618	1.857663	0.971441	1.008287	0.852076	2.087901	2.286038	2.420599	1.803682
scf A063	24	1.000000	##	0.330776	0.574105	0.908344	0.880402	0.780928	0.552587	0.434383	0.558745	1.129006	1.595175	1.122142	1.105438
scf A080	24	1.000000	##	0.900662	1.230419	1.190816	1.568692	1.267306	0.358852	0.486484	0.771641	1.097603	1.757327	2.071552	1.599897

Figura 6: Ejemplo de configuración de los ficheros de los parámetros espaciales

1.2.4. Definición de la cuenca

En las aplicaciones puntuales, la mayoría de las propiedades proporcionadas en el fichero de definición de la cuenca, son ignoradas en la ejecución del modelo ya que se

especifican en el fichero de configuración del mismo. En cambio, en la aplicación puntual, todas estas propiedades se toman del fichero de la cuenca.

Hay que distinguir los pluviómetros observados, donde existen series temporales de lluvia y los pluviómetros virtuales, donde no hay observaciones, pero se generaran series de lluvia estocásticamente.

El formato de este archivo es el siguiente:

```
Catchment<Nombre de la cuenca>
Comment<Texto comentado>
NObs<Numero de pluviómetros observados>NVir<Numero de pluviómetros virtuales>
OPluv1<Nombre><comentario>
<Este (km)><Norte (km)><Altitud (m)> < ¿Simular en este pluviómetro? {0,1}>
...[<Nombre de la serie simulada>]
< ¿Calcular estadísticos para esta serie temporal? {0,1}> <Año inicial><Mes inicial>...<Años de
duración><Meses de duración><Paso de tiempo (h)>
...<Nombre del fichero> <Formato {f}><Encabezado><Campo de números>

OVirt1<Nombre><comentario>
<Este (km)><Norte (km)><Altitud (m)> < ¿Simular en este pluviómetro? {0,1}>
...[<Nombre de la serie simulada>]
```

Figura 7: Fichero de configuración de la cuenca

Donde:

<Este (km)> <Norte (km)> Son las coordenadas del pluviómetro.

<Altitud (m)> Es la altitud del pluviómetro, aunque en la práctica no se usa.

< ¿Simular en este pluviómetro? {0,1}> [<Nombre de la serie simulada>] Indica si se quiere simular en el pluviómetro considerado (0-no, 1-si) y el nombre del archivo donde se guardará la serie simulada.

<Año inicial> <Mes inicial> Es la fecha de inicio de las observaciones.

<Años de duración> <Meses de duración> Es la duración de la serie temporal.

<Paso de tiempo (h)> Es el paso de tiempo de la serie temporal de lluvia expresado en horas.

<Nombre del fichero> Es el nombre del fichero que contiene las series observadas. Se puede especificar el directorio añadiendo la línea de comandos *-dir*

<Formato {f}><Encabezado> <Campo de números> El formato f indica que los datos se presentan en un fichero que contiene una serie de líneas de encabezado seguidas de los datos separados por espacios. Si se ha dispuesto la información en forma de lista como se ha comentado antes, estas propiedades serán f, 0 y 1 respectivamente.

Catchment	simple	Required for single site applications of RainSim.	DO NOT EDIT				
Comment	NObs N	NVir M					
OSite obs1	A single observed site						
0.0 0.0	0.0 1.0	obs1.sim					
1 1985	1 1	0 1	filename1	f	0	1	
OSite obs2	A single observed site						
178.5 207.5	138 1	obs2.sim					
1 1975	1 20	4 24	filename2	f	0	1	
OSite obs3	A single observed site						
146.9 177.3	58 1	obs3.sim					
1 1960	1 30	0 24	filename3	f	0	1	
OSite obsN	A single observed site						
298.9 134.3	25 1	obsN.sim					
1 1965	1 25	5 24	filenameN	f	0	1	
Vsite Virt1	A grid element						
156 212	123 1	Virt1.gsim.ts					
Vsite Virt2	A grid element						
134 265	105 1	Virt2.gsim.ts					
Vsite VirtM	A grid element						
243 140	94 1	VirtM.gsim.ts					

Catchment	Yesa	2D catchment application					
Comment	Example	NObs	NVir				
OSite A061	First raingauge						
684.393 4716.479	628 1	sim.A061.h.ts					
1 1998	1 15	5 1	A061.h.ts	f	0	1	
OSite A268	Second raingauge						
669.423 4747.472	775.3 1	sim.A268.h.ts					
1 1998	1 15	5 1	A268.h.ts	f	0	1	
OSite A271	Third raingauge						
702.745 4732.877	1045 1	sim.A271.h.ts					
1 1998	1 15	5 1	A271.h.ts	f	0	1	
OSite A282	forth raingauge						
673.812 4717.834	544 1	sim.A282.h.ts					
1 2005	1 8	5 1	A282.h.ts	f	0	1	
OSite P015	fifth raingauge						
684.023 4733.446	817.5 1	sim.P015.h.ts					
1 1998	1 15	5 1	P015.h.ts	f	0	1	
OSite P016	sixth raingauge						
677.529 4736.296	900 1	sim.P016.h.ts					
1 1998	1 15	5 1	P016.h.ts	f	0	1	
VSite A062	firs virtual raingauge						
681.570 4725.183	650 1	A062.gsim.ts					
VSite A063	second virtual raingauge						
663.062 4723.515	520 1	A063.gsim.ts					
VSite A080	third virtual raingauge						
678.169 4748.074	1187 1	A080.gsim.ts					

Figura 8: Ejemplo de configuración del fichero de cuenca para la aplicación puntual (a) y para la aplicación espacial (b).

Una vez se han definido todos los archivos iniciales se puede procedes a la ejecución del modelo.

1.3. Ejecución

Como ya se ha comentado antes, el modelo RainSim consta de tres módulos que se ejecutan en cuatro pasos. Primero, tras obtener un conjunto de series temporales de lluvia y disponerlas en el formato adecuado, preparar el fichero de estadísticos, de inicialización de los parámetros y sus límites y de definición de la cuenca, se ejecuta el módulo de análisis para obtener los estadísticos que caracterizan la lluvia de las series observadas. El módulo de ajuste encuentra los valores óptimos de los parámetros que, de acuerdo con la previsión analítica, mejor se ajustan a los estadísticos observados, pudiendo obtenerse también los estadísticos previstos. El módulo de simulación genera, basándose en estos parámetros, series sintéticas de lluvia. Puesto que las series generadas pueden comenzar en diferentes fechas, tener diferentes nombres y pasos de tiempo, toda esta información se guarda en un fichero similar al de definición de la cuenca (Fichero de cuenca simulado). Este fichero es usado como input en el módulo de

análisis, que es ejecutado de nuevo sobre las series simuladas para evaluar los estadísticos de las mismas y compararlos con los de las series observadas.

Figura 9: Esquema del funcionamiento del RainSim V3, donde los óvalos son los módulos del modelo y los rectángulos las entradas y salidas del modelo (Burton, 2008)

La ejecución de cada uno de estos módulos se hace ejecutando el archivo ejecutable *RainSim.exe* que leerá el archivo de configuración *rainsim.arguments.txt* donde se especifica, mediante un comando, que módulo se ejecuta y las variables del mismo.

1.3.1. Aplicación Puntual

Análisis

La sintaxis del comando de análisis es la siguiente:

```
RainSim -a<nombre del archivo de la serie temporal><fecha de inicio: <yyyy> <mm> >
... <Longitud <yyyy> <mm> ><Paso de tiempo (h)>
... <nombre del archivo plantilla de estadísticos><nombre del fichero de salida de los estadísticos >
... [-dir <directorio de trabajo>]
```

Figura 10: Comando de análisis

En la aplicación puntual, aunque la información de la serie temporal está especificada en el archivo de configuración de la cuenca, realmente la información relevante que se usa en la ejecución de este módulo es la proporcionada en el archivo de configuración y la localización del pluviómetro es arbitraria, ya que no tiene ningún efecto.

Por ejemplo, para analizar la serie temporal llamada *serieSGC.eg.ts* que comienza en Noviembre de 1943 y tiene una duración de 68 años y 0 meses con un paso de tiempo diario. La serie se caracterizará según el conjunto de estadísticos dispuestos en la plantilla *stats.template* y se guardarán los valores obtenidos en el fichero *stats.SGC.sta* con la misma estructura que la plantilla. Todos los archivos se encuentran en el directorio Ejemplo. El comando será el siguiente.

```
-a serieSGC.eg.ts 1943 11 68 0 24 stats.template stats.SGC.sta -dir Ejemplo
```

Figura 11: Ejemplo del comando de análisis

El archivo de los estadísticos obtenido como resultado sería:

Statistics	Comment	Example template	stats
NStats	7		
Month	-1		
mean obs1	24 7.000000	# # 7.950074 7.276168 5.902429 4.635087 4.184855 2.750153 1.319252 1.866742 3.42485	
pdry0.2 obs1	24 5.000000	# # 0.433645 0.486209 0.485387 0.515433 0.517548 0.694167 0.852355 0.767097 0.65	
skew obs1	24 3.000000	# # 2.766706 2.826169 3.578112 3.515553 3.114470 5.798627 10.725952 5.669665 4.6360	
var obs1	24 2.000000	# # 181.095107 171.107323 138.673600 83.014619 64.905113 63.842389 40.312280 33.62740	
skew obs1	48 2.000000	# # 2.143624 2.169958 3.061978 2.876634 2.518494 4.693901 7.244301 4.634880 3.45572	
var obs1	48 2.000000	# # 514.388870 492.179508 387.925905 231.625471 181.814692 166.760828 84.617826 94.18	
corr obs1	24 2.000000	24 obs1 -0.010903 -0.032903 0.007218 -0.014510 -0.007987 -0.005208 -0.011248 0.025494	

Figura 12: Ejemplo del fichero de los estadísticos para la aplicación puntual.

Ajuste

Este módulo ejecuta una optimización condicionada por los límites proporcionados en el fichero correspondiente. La sintaxis del comando es la siguiente:

```
RainSim -f <nombre del archivo de los estadísticos> <archivo de los parámetros iniciales >
... <nombre del fichero de salida de los parámetros >
... [-fs <salida de los estadísticos ajustados>]
... [-b <fichero de los límites inferiores><fichero de los límites superiores>]]
... [-dir <directorio de trabajo>]
```

Figura 13: Comando de ajuste

Por ejemplo, para ajustar un conjunto de parámetros a los estadísticos contenidos en *stats.SGC.sta* partiendo de los valores iniciales especificados en el archivo *paramini.par* guardando los valores obtenidos en el archivo *paramSGC.par* el comando es:

```
-f stats.SGC.sta paramini.par paramSGC.par -dir Ejemplo
```

Figura 14: Ejemplo 1 del comando de análisis

Si, además queremos obtener los estadísticos ajustados y guardarlos en el archivo *fit.SGC.sta* el comando será:

```
-f stats.SGC.sta paramini.par paramSGC.par -dir Ejemplo -fs fit.SGC.sta
```

Figura 15: Ejemplo 2 del comando de análisis

Y si además especificamos los límites inferiores, *lowerbound.1D.par*, y superiores *upperbound.1D.par*, el comando será:

```
-f stats.SGC.sta paramini.par paramSGC.par -dir Ejemplo -fs fit.SGC.sta  
..... -b lowerbound.1D.par upperbound.1D.par
```

Figura 16: Ejemplo 3 del comando de análisis

Si los archivos que determinan los límites de los parámetros no se encuentran en el directorio de trabajo, habrá que especificar su ruta. Si se encuentran en un subdirectorio, por ejemplo *Prueba1*, bastará con añadirlo antes del nombre del archivo, aunque se puede poner la ruta completa.

```
-f stats.SGC.sta paramini.par paramSGC.par -dir Ejemplo -fs fit.SGC.sta  
..... -b Prueba1/lowerbound.1D.par upperbound.1D.par
```

```
-f stats.SGC.sta paramini.par paramSGC.par -dir Ejemplo -fs fit.SGC.sta  
..... -b C:/<ruta del directorio>/Ejemplo/Prueba1/lowerbound.1D.par  
..... upperbound.1D.par
```

Figura 17: Ejemplos 4 y 5 del comando de análisis

Si hubiese espacios en las rutas, estas deben ponerse entre comillas

```
-f stats.SGC.sta paramini.par paramSGC.par -dir Ejemplo -fs fit.SGC.sta
..... -b "Prueba 1/lowerbound.1D.par" upperbound.1D.par
```

```
-f stats.SGC.sta paramini.par paramSGC.par -dir Ejemplo -fs fit.SGC.sta
..... -b "Prueba 1"/lowerbound.1D.par upperbound.1D.par
```

Figura 18: Ejemplos 6 y 7 del comando de análisis

El archivo de parámetros obtenido como resultado sería:

Parameters starting	NCellsDist P
Fitted to statistics:	IntensityDist E
NCT 1	Nu
Lambda	21.839888
0.005621	29.996039
0.004414	3.373369
0.009637	10.492415
0.005690	10.114276
0.005347	2.530173
0.005858	0.115211
0.049985	9.648036
0.002452	5.977758
0.004632	0.480937
0.049994	12.425322
0.006507	7.124992
0.007272	Eta
Beta	0.840973
0.020000	11.613408
0.020001	0.100001
0.020001	0.226022
0.020000	0.154337
0.020000	0.118910
0.020002	0.390365
0.049985	0.143327
0.020000	0.197806
0.020000	0.121915
0.049995	0.477150
0.020000	0.100003
0.020001	Xi
NCellsDist P	0.451387
IntensityDist E	0.037364
Nu	1.318457
21.839888	1.403272
29.996039	1.984328
3.373369	1.161892
10.492415	0.319451
10.114276	1.935800
2.530173	0.926401
0.115211	0.776789
9.648036	0.558527
5.977758	1.532749
0.480937	

Figura 19: Ejemplo del fichero de los parámetros para la aplicación puntual.

Simulación

La sintaxis del comando tiene la siguiente estructura:

```
RainSim -s <nombre del archivo de los parámetros> <Series temporales simuladas >
... <Año de inicio de la simulación> <Duración de la simulación (años) >
... <Paso de tiempo>
... [-seeds <Entero 1: 0-30000> <Entero 2> <Entero 3>]
... [-dir <directorio de trabajo>]
```

Figura 20: Comando de sintaxis

Donde mediante el comando `-seeds` se especifican las semillas del proceso aleatorio, pudiendo llevarse a cabo distintas simulaciones con el mismo modelo y combinación de parámetros. Esto permite obtener varias series distintas de una misma determinada extensión sin que el modelo, por falta de memoria, se colapse.

Por ejemplo, para simular una serie temporal de lluvia diaria de 10 años de longitud con los parámetros ajustados y guardados en el archivo *paramSGC.par* y

guardarla en el archivo *tsdSGC.ts* con las semillas del proceso aleatorio fijadas en los valores 1000, 2000 y 3000 el comando será:

```
-s paramSGC.par tsdSGC.ts 1950 10 86400 -dir Ejemplo -seeds 1000 2000 3000
```

Figura 21: Ejemplo del comando de sintaxis

Los archivos de las lluvias simuladas presentarán el mismo formato que las de las lluvias observadas.

```
0.0
0.0
0.0
1.3
14.2
8.3
10.1
6.7
0.0
0.0
0.0
22.1
13.5
19.7
42.4
11.5
24.7
7.1
19.8
3.3
0.2
4.7
5.7
23.1
21.9
5.9
40.4
35.2
63.0
13.7
17.7
6.6
3.7
0.0
0.0
```

Figura 22: Ejemplo del fichero de la lluvia simulada para la aplicación puntual.

1.3.2. Aplicación Espacial

Análisis

La sintaxis del comando de análisis es la siguiente:

```
RainSim -a-fcf<nombre del archivo plantilla de estadísticos>
... <nombre del fichero de salida de los estadísticos> [-dir <directorío de trabajo>]
```

Figura 23: Comando de análisis

Este comando es considerablemente más corto que en el caso puntual ya que gran parte de la información es definida en el archivo de configuración de la cuenca. El comando *-fcf* indica que el modelo debe usar el fichero de la cuenca para caracterizar esas propiedades.

Por ejemplo, para analizar un conjunto de series temporales cuyas características están definidas en el fichero de la cuenca, con los estadísticos especificados en el archivo *tpl_example.2D.sta*, guardándose los resultados en *stats.run2D.sta*

```
-a -fcf tpl_example.2D.sta stats.run2D.sta -dir Ejemplo
```

El archivo de los estadísticos obtenido como resultado sería:

Statistics	Comment	Example 2D template stats
NStats 84		
Month -1		
mean	A061 24	6.000000 ## 2.120430 0.919442 1.820968 2.902778 2.579032 1.435185 0.997581 0.909919 2.741267
pdry1.0	A061 24	6.000000 ## 0.833333 0.868020 0.822581 0.655556 0.733871 0.844444 0.899194 0.862903 0.776667
var	A061 24	2.000000 ## 42.504752 12.843025 26.610865 50.758372 35.088708 34.239538 20.310779 9.290484 66.6667
corr	A061 24	3.000000 1 A061 0.267176 0.192984 0.276780 0.218272 0.275760 0.088127 0.140240 0.070642 0.225525
skew	A061 24	2.000000 ## 4.062310 6.889155 3.506943 4.280254 3.153710 7.210290 6.504894 4.432913 4.400173
pdry0.1	A061 1	5.000000 ## 0.913530 0.945643 0.938172 0.898148 0.919859 0.955556 0.882359 0.975638 0.938194
var	A061 1	3.000000 ## 0.219407 0.062191 0.286562 0.421494 0.481799 0.416488 0.285726 0.213621 0.947637
skew	A061 1	3.000000 ## 1.010055 1.027891 1.927989 1.353473 1.075960 2.815516 1.970324 1.986716 1.986716
mean	A268 24	6.000000 ## 1.746774 2.841304 2.806452 3.814667 2.862366 0.471111 1.090605 1.760000 2.426667
pdry1.0	A268 24	6.000000 ## 0.774194 0.636364 0.596774 0.540000 0.639785 0.877778 0.870968 0.793548 0.690476
var	A268 24	2.000000 ## 25.059583 33.046155 32.818318 43.568911 35.188306 2.025448 22.686425 35.682285 39.682285
corr	A268 24	3.000000 1 A268 0.297361 0.329600 0.498580 0.209652 0.070069 0.319199 0.013419 0.069539 0.209462
skew	A268 24	2.000000 ## 3.893714 3.043958 3.404710 2.752179 3.297458 5.067457 6.607894 5.766361 4.361851
pdry0.1	A268 1	5.000000 ## 0.915995 0.839097 0.855511 0.839444 0.873880 0.945833 0.968817 0.955645 0.896230
var	A268 1	3.000000 ## 0.126909 0.208618 0.194521 0.375519 0.681968 0.013213 0.364037 0.556815 0.483952
skew	A268 1	3.000000 ## 7.445492 7.390606 5.568324 6.454582 26.713568 10.831668 22.915211 17.795363 18.1313
mean	A271 24	6.000000 ## 3.148387 2.801456 2.524731 2.938095 3.096774 1.995556 1.911229 1.829032 2.854815
pdry1.0	A271 24	6.000000 ## 0.724014 0.682848 0.634409 0.609524 0.629032 0.722222 0.822581 0.803226 0.707407
var	A271 24	2.000000 ## 76.048937 52.897591 29.899926 33.527011 35.84524 14.809200 16.620974 26.366889 4.402647
corr	A271 24	3.000000 1 A271 0.393823 0.331888 0.197528 0.238344 0.223032 0.146604 0.180810 0.077471 0.402647
skew	A271 24	2.000000 ## 4.262207 5.798126 4.162924 3.108897 2.409462 4.199547 6.815396 3.622442 3.808162
pdry0.1	A271 1	5.000000 ## 0.880526 0.865156 0.873208 0.873611 0.886089 0.926235 0.965558 0.958468 0.908796
var	A271 1	3.000000 ## 0.289620 0.223441 0.912106 0.335469 0.370496 0.477839 0.271823 0.490349 0.648099
skew	A271 1	3.000000 ## 6.022824 7.135956 6.809175 10.820567 7.851581 26.683686 17.802997 15.120543 16.3232
mean	A282 24	6.000000 ## 0.135484 0.328571 1.348387 0.770000 0.938710 1.426667 0.764516 0.812903 2.196667
pdry1.0	A282 24	6.000000 ## 0.935484 0.828571 0.774194 0.816667 0.870968 0.833333 0.903226 0.870968 0.783333
var	A282 24	2.000000 ## 0.281032 1.265820 11.053030 4.308915 7.025034 19.251678 9.024950 8.479831 37.47993
corr	A282 24	3.000000 1 A268 0.659862 -0.123245 0.306735 -0.023703 0.081207 0.354332 -0.038215 0.069446 0.2160
skew	A282 24	2.000000 ## 3.613884 3.842998 3.118963 3.251831 3.325623 3.385804 4.410504 4.956170 3.945804
pdry0.1	A282 1	5.000000 ## 0.983871 0.976190 0.935484 0.961806 0.973118 0.975000 0.983199 0.979839 0.940972
var	A282 1	3.000000 ## 0.002714 0.014239 0.089000 0.101458 0.150480 0.436183 0.166328 0.151858 0.457135
skew	A282 1	3.000000 ## 11.783844 12.923322 7.258904 19.45073 27.22896 14.934602 20.997399 18.064315 15.064315
mean	P015 24	6.000000 ## 2.273118 1.992293 2.096774 2.797778 2.820277 1.393333 1.909677 1.550806 3.318095
pdry1.0	P015 24	6.000000 ## 0.784496 0.770751 0.677419 0.655556 0.677419 0.816667 0.870968 0.818548 0.709524

Figura 25: Ejemplo del fichero de los estadísticos para la aplicación espacial.

Ajuste

Este módulo ejecuta una optimización condicionada por los límites proporcionados en el fichero correspondiente. La sintaxis del comando es la siguiente:

```
RainSim -f <nombre del archivo de los estadísticos> <archivo de los parámetros iniciales>
... <nombre del fichero de salida de los parámetros>
... [-fs <salida de los estadísticos ajustados>]
... [-b <fichero de los límites inferiores><fichero de los límites superiores>]]
... [-dir <directorio de trabajo>]
```

Figura 26: Comando de ajuste

Además del fichero con los valores de los parámetros ajustados, en el caso espacial, este módulo produce el fichero de parámetros espaciales que contienen los factores de escala. Este fichero se denomina igual que el fichero de salida de los parámetros con la terminación *.spar*

Por ejemplo, para ajustar un conjunto de parámetros a los estadísticos contenidos en *stats.run2D.sta* partiendo de los valores iniciales especificados en el archivo *init.2D.par* guardando los valores obtenidos en el archivo *param.fit2D.par*, los estadísticos ajustados en el fichero *fitted.2D.sta* y con límites superiores e inferiores especificados en los ficheros *upperbound.2D.par* y *lowerbound.2D.par* respectivamente el comando es:

```
-f stats.run2D.sta init.2D.par param.fit2D.par -dir Ejemplo -fs fitted.2D.sta
..... -b lowerbound.2D.par upperbound.2D.par
```

Figura 27: Ejemplo del comando de ajuste

El archivo de parámetros obtenido como resultado sería:

Parameters Starting	0.015755
Fitted to statistics: Example 2D template stats	0.029678
NCT 1	0.001485
Lambda	0.117284
0.002588	0.068328
0.005779	Eta
0.004045	0.805826
0.013320	0.438968
0.009912	0.695603
0.003889	4.526004
0.004622	11.994568
0.007161	9.214283
0.005125	3.488060
0.012246	3.341514
0.010035	4.790955
0.005873	1.202664
Beta	8.536707
0.048136	1.213393
0.059162	Xi
0.020000	0.743124
0.088016	0.626172
0.083729	0.648689
0.079270	0.167091
0.297707	0.059748
0.499996	0.046506
0.052417	0.052743
0.048175	0.087764
0.071472	0.116119
0.039310	0.365014
NCellsDist S	0.192548
IntensityDist E	0.970506
Rho	Gamma
0.000464	0.010003
0.154301	0.404004
0.021746	0.098506
0.036088	0.180399
0.439030	0.553175
0.365234	0.413303
0.059354	0.271792
0.015755	0.137399
0.029678	0.117503
0.001485	0.045984
0.117284	0.190269
0.068328	0.130657

Figura 28: Ejemplo del fichero de los estadísticos para la aplicación espacial.

El archivo de los parámetros de espaciales que contiene los factores de escala sería:

Statistics	Example 2D template stats
Comment	
NStats 9	
Month -1	
scf A061 24 1.000000 # #	0.706810 0.306481 0.606989 0.967593 0.859677 0.478395 0.332527 0.303306
scf A268 24 1.000000 # #	0.582258 0.947101 0.935484 1.271556 0.954122 0.157037 0.366022 0.586667
scf A271 24 1.000000 # #	1.049462 0.933819 0.841577 0.979365 1.032258 0.665185 0.397043 0.609677
scf A282 24 1.000000 # #	0.045161 0.109524 0.449462 0.256667 0.312903 0.475556 0.254839 0.270968
scf P015 24 1.000000 # #	0.757706 0.664098 0.698925 0.932593 0.940092 0.464444 0.636559 0.516935
scf P016 24 1.000000 # #	0.496344 0.619948 0.848029 0.846349 0.842294 0.692963 0.542204 0.493548
scf A062 24 1.000000 # #	1.511178 1.011476 1.348956 1.957618 1.857663 0.971441 1.008287 0.852076
scf A063 24 1.000000 # #	0.330776 0.574105 0.908344 0.880402 0.780928 0.552587 0.434383 0.558745
scf A080 24 1.000000 # #	0.900662 1.230419 1.190816 1.568692 1.267306 0.358852 0.486484 0.771641

Figura 29: Ejemplo del fichero de los parámetros espaciales.

Simulación

La sintaxis del comando tiene la siguiente estructura:

```
RainSim -s <nombre del archivo de los parámetros> <Series temporales simuladas >  
... <Año de inicio de la simulación> <Duración de la simulación (años) >  
... <Paso de tiempo>  
... [-seeds <Entero 1: 0-30000> <Entero 2> <Entero 3>]  
... [-dir <directorio de trabajo>]
```

Figura 30: Comando de sintaxis

El fichero con los parámetros espaciales se supone que tiene el mismo nombre que el fichero de los parámetros con la terminación *.spar*. Si se quiere simular en pluviómetros virtuales, habrá que completar este archivo con los valores asociados a los pluviómetros virtuales que se pueden obtener por interpolación espacial.

La salida de este módulo son las series temporales en los pluviómetros especificados en el fichero de la cuenca. Para analizar estas series habría que modificar el fichero de cuenca, de tal manera que describa las series simuladas como si fuesen observadas. Para facilitar este proceso, el modelo genera un fichero de cuenca, *simulated.simcat*, en el que se caracterizan las series simuladas, en vez de las observadas.

Por ejemplo, para simular un conjunto de series temporales de lluvia horaria de 10 años de longitud con los parámetros ajustados y guardados en el archivo *param.fit2D.par* y guardarlas en los archivos especificados en el archivo de la cuenca (-fcf) con las semillas del proceso aleatorio fijadas en los valores 1000, 2000 y 3000 el comando será:

```
-s param.fit2D.par -fcf 1998 10 3600 -dir Ejemplo -seeds 1000 2000 3000
```

Figura 31: Ejemplo del comando de sintaxis

Esto generará un conjunto de series temporales que se describirán en el archivo *simulated.simcat*.


```

Catchment Yesa_SIM
Comment Simulated version of Example 2D catchment application
NObs 9 NVir 0
OSite A061 First raingauge
684.393000 4716.479000 628.000000 1 Caso2\sim.A061.h.ts_sim.ts
1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.A061.h.ts f 0 1
OSite A268 Second raingauge
669.423000 4747.472000 775.300000 1 Caso2\sim.A268.h.ts_sim.ts
1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.A268.h.ts f 0 1
OSite A271 Third raingauge
702.745000 4732.877000 1045.000000 1 Caso2\sim.A271.h.ts_sim.ts
1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.A271.h.ts f 0 1
OSite A282 forth raingauge
673.812000 4717.834000 544.000000 1 Caso2\sim.A282.h.ts_sim.ts
1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.A282.h.ts f 0 1
OSite P015 fifth raingauge
684.023000 4733.446000 817.500000 1 Caso2\sim.P015.h.ts_sim.ts
1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.P015.h.ts f 0 1
OSite P016 sixth raingauge
677.529000 4736.296000 900.000000 1 Caso2\sim.P016.h.ts_sim.ts
1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.P016.h.ts f 0 1
OSite A062 firs virtual raingauge
681.570000 4725.183000 650.000000 1 Caso2\A062.gsim.ts_sim.ts
1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\A062.gsim.ts f 0 1
OSite A063 second virtual raingauge
663.062000 4723.515000 520.000000 1 Caso2\A063.gsim.ts_sim.ts
1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\A063.gsim.ts f 0 1
OSite A080 third virtual raingauge
678.169000 4748.074000 1187.000000 1 Caso2\A080.gsim.ts_sim.ts
1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\A080.gsim.ts f 0 1

```

Figura 32: Ejemplo del fichero de la cuenca simulada.

Análisis de las series simuladas

Para analizar las series simuladas habrá que modificar el fichero de la cuenca para que defina las nuevas series simuladas y no las observadas. Puesto que la correcta definición de las series simuladas está contenida en el fichero *simulated.simcat* generando por el módulo de simulación, bastará con copiar dicho fichero en el directorio de trabajo cambiándole el nombre por *rainsim.defcat* y ejecutar de nuevo el módulo de análisis mediante el mismo comando usado anteriormente.

```

RainSim -a-fcf<nombre del archivo plantilla de estadísticos>
... <nombre del fichero de salida de los estadísticos> [-dir <directorio de trabajo>]

```

Figura 33: Comando de análisis de las series simuladas

Por ejemplo:

```
-a -fcf tpl_example.2D.sta stats.run2D.sta -dir Ejemplo
```

Figura 34: Ejemplo del comando de análisis de las series simuladas

1.4. Validación de resultados

Una vez que se han generado las series de lluvia sintéticas, tanto en el caso puntual como en el espacial, habrá que comprobar que las series obtenidas representan adecuadamente las series observadas. Para ello es conveniente comparar los valores de los estadísticos obtenidos para las series observadas y simuladas.

Puesto que una de las principales aplicaciones de este modelo es la generación de series sintéticas de lluvia arbitrariamente largas que permitan representar el comportamiento extremal de la lluvia en la cuenca se pueden comparar también las leyes de frecuencia de la lluvia diaria u horaria de los distintos pluviómetros, e incluso de la lluvia media en la cuenca obtenida a través de los polígonos de Thiessen.

1.5. Ejemplo de aplicación

Para ilustrar este procedimiento se va a desarrollar a continuación un ejemplo de aplicación. El caso elegido es la generación de series estocásticas de lluvia en la cuenca vertiente asociada a la presa de Yesa.

1.5.1. Datos

La información de partida ha sido proporcionada por la Confederación Hidrográfica del Ebro y consiste en 11 series temporales de lluvia 15 minutales dispuestas en la cuenca del río Aragón asociada a la presa de Yesa. La información se resume en la tabla siguiente:

Tabla 4: Estaciones Pluviométricas en la cuenca del Aragón proporcionadas por la Confederación del Tajo.

Estaciones	X	Y	Fecha Inicial	Fecha Final	Longitud (Años)	Longitud (Meses)
A061	684393.0	4716479.0	01/01/1998	20/05/2013	15	4
A062	581570.0	4725183.0	06/11/2008	20/05/2013	4	6
A063	663062.0	4723515.0	06/11/2001	20/05/2013	11	6
A080	578169.0	4748074.0	02/07/2009	20/05/2013	3	10
A268	669423.0	4747472.0	01/01/1998	20/05/2013	15	4
A271	702745.0	4732877.0	01/01/1998	20/05/2013	15	4
A282	673812.0	4717834.0	01/01/2005	20/05/2013	8	4
P015	584023.4	4733446.0	01/01/1998	20/05/2013	15	4
P016	677529.0	4736296.0	01/01/1998	20/05/2013	15	4
P076	701528.0	4740679.0	11/03/2011	20/05/2013	2	2
P080	675759.0	4756989.0	18/08/2009	20/05/2013	3	9

Las series temporales de lluvia 15 minutal se han transformado en series de lluvia horaria para poder ejecutar el modelo y se han analizado para determinar cuáles de ellas son las más apropiadas para ser usadas en la generación de lluvia estocástica.

Para una mejor caracterización de la lluvia, es necesario que las series temporales tengan cierta longitud. Por ello, inicialmente se eligieron las series de mayor longitud (A061, A063, A268, A271, A282, P015, P016) descartándose posteriormente la estación A063 por el gran número de datos faltantes.

Las estaciones A062, A063 y A080 no son apropiadas para la caracterización de la lluvia, pero en ellas se pueden generar series sintéticas de lluvia disponiéndose en el modelo como pluviómetros virtuales. En cambio, las estaciones P076 y P080 son descartadas definitivamente del estudio ya que la longitud de la serie es muy corta y presentan muchos datos faltantes.

La disposición de estas estaciones en la cuenca se muestra en el mapa siguiente junto con los polígonos de Thiessen asociados:

Figura 35. a) Pluviómetros proporcionados por la Confederación del Ebro en el MDT de la cuenca asociada al embalse de Yesa y b) los polígonos de Thiessen asociados.

1.5.2. Definición de la cuenca

Como ya se ha comentado, el archivo de definición de la cuenca contiene la información acerca de las estaciones que se van a usar para caracterizar la lluvia en la cuenca y en los puntos en los que a pesar de no tener información, o que esta no sea suficiente, como es nuestro caso, se quieren generar series sintéticas de lluvia.

El archivo de definición de la cuenca es el siguiente:

Catchment	Yesa
Comment	Example 2D catchment application
NObs	6 NWir 3
OSite	A061 First raingauge
1	684.393 4716.479 628 1 sim.A061.h.ts
1998	1 15 5 1 A061.h.ts f 0 1
OSite	A268 Second raingauge
1	669.423 4747.472 775.3 1 sim.A268.h.ts
1998	1 15 5 1 A268.h.ts f 0 1
OSite	A271 Third raingauge
1	702.745 4732.877 1045 1 sim.A271.h.ts
1998	1 15 5 1 A271.h.ts f 0 1
OSite	A282 forth raingauge
1	673.812 4717.834 544 1 sim.A282.h.ts
2005	1 8 5 1 A282.h.ts f 0 1
OSite	P015 fifth raingauge
1	684.023 4733.446 817.5 1 sim.P015.h.ts
1998	1 15 5 1 P015.h.ts f 0 1
OSite	P016 sixth raingauge
1	677.529 4736.296 900 1 sim.P016.h.ts
1998	1 15 5 1 P016.h.ts f 0 1
VSite	A062 firs virtual raingauge
1	681.570 4725.183 650 1 A062.gsim.ts
VSite	A063 second virtual raingauge
1	663.062 4723.515 520 1 A063.gsim.ts
VSite	A080 third virtual raingauge
1	678.169 4748.074 1187 1 A080.gsim.ts

Figura 36: Archivo rainsim.defcat de la Cuenca del río Aragón

1.5.3. Definición de los estadísticos.

Los estadísticos que permiten obtener una mejor caracterización de la cuenca y los pesos adecuados de los mismos son difíciles de determinar a priori, por lo que habrá que probar con diversas combinaciones y ver cuál de ellas da lugar a mejores resultados. Como punto de partida se pueden tomar las recomendaciones hechas anteriormente.

En el caso que nos ocupa, la combinación más adecuada de parámetros es:

Tabla 5: Combinación de estadísticos y pesos elegidos para este caso.

Estadístico	Período de agregación	Peso
mean	24	6
pdry1.0	24	6
var	24	2
auto-corr	24	3
skew	24	2
pdry0.1	1	5
var	1	3
skew	1	3
cross-corr	24	0.12245

El archivo plantilla de los estadísticos será el siguiente:

Statistics															
Comment Example 2D template stats															
NStats	84														
Month	-1														
mean	A061	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry1.0	A061	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	A061	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	1	#	A061	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	A061	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry0.1	A061	1	5	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	A061	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	A061	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
mean	A268	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry1.0	A268	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	A268	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A268	24	3	1	A268	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	A268	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry0.1	A268	1	5	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	A268	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	A268	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
mean	A271	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry1.0	A271	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	A271	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A271	24	3	1	A271	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	A271	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry0.1	A271	1	5	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	A271	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	A271	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
mean	A282	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry1.0	A282	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	A282	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A282	24	3	1	A282	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	A282	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry0.1	A282	1	5	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	A282	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	A282	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
mean	P015	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry1.0	P015	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	P015	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P015	24	3	1	P015	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	P015	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry0.1	P015	1	5	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	P015	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	P015	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
mean	P016	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry1.0	P016	24	6	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	P016	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P016	24	3	1	P016	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	P016	24	2	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
pdry0.1	P016	1	5	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
var	P016	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
skew	P016	1	3	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	A061	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	A268	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	A271	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	A282	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	P015	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A061	24	0.12245	0	P016	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A268	24	0.12245	0	A061	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A268	24	0.12245	0	A268	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A268	24	0.12245	0	A271	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A268	24	0.12245	0	A282	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A268	24	0.12245	0	P015	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A268	24	0.12245	0	P016	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A271	24	0.12245	0	A061	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A271	24	0.12245	0	A268	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A271	24	0.12245	0	A271	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A271	24	0.12245	0	A282	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A271	24	0.12245	0	P015	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A271	24	0.12245	0	P016	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A282	24	0.12245	0	A061	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A282	24	0.12245	0	A268	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A282	24	0.12245	0	A271	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A282	24	0.12245	0	A282	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A282	24	0.12245	0	P015	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	A282	24	0.12245	0	P016	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P015	24	0.12245	0	A061	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P015	24	0.12245	0	A268	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P015	24	0.12245	0	A271	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P015	24	0.12245	0	A282	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P015	24	0.12245	0	P015	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P015	24	0.12245	0	P016	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P016	24	0.12245	0	A061	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P016	24	0.12245	0	A268	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P016	24	0.12245	0	A271	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P016	24	0.12245	0	A282	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P016	24	0.12245	0	P015	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
corr	P016	24	0.12245	0	P016	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#

Figura 37: Archivo de configuración de los estadísticos del caso de ejemplo.

1.5.4. Definición de los parámetros.

Los parámetros que definen el comportamiento de la lluvia, al tratarse de una aplicación espacial, serán: λ , tiempo medio entre tormentas; β , tiempo medio entre el origen de la tormenta y las celdas de lluvia; ρ , densidad espacial de los centros de las celdas; γ , radio medio de las celdas; Φ , factores de escala; η , duración media de la lluvia; ξ , intensidad media de la lluvia.

El vector de los factores de escala Φ se obtendrá como una salida, *param.fit2D.par.spar*, del módulo de ajuste y puesto que en este caso se quieren obtener series estocásticas de lluvia en pluviómetros virtuales, habrá que añadir estos factores que se pueden calcular por interpolación espacial.

El resto de los parámetros deben inicializarse y limitar sus valores máximos y mínimos mediante sus respectivos ficheros de configuración:

- Ini.2D.par

Parameters Starting_2D	1
Initial parameters for 2D catchment	1
NCT 1	1
Lambda	1
0.0005	1
0.0005	1
0.0005	1
0.0005	1
0.0005	Eta
0.0005	0.03
0.0005	0.03
0.0005	0.03
0.0005	0.03
0.0005	0.03
0.0005	0.03
0.0005	0.03
0.0005	0.03
Beta	0.03
0.1	0.03
0.1	0.03
0.1	0.03
0.1	0.03
0.1	Xi
0.1	0.1
0.1	0.1
0.1	0.1
0.1	0.1
0.1	0.1
0.1	0.1
0.1	0.1
0.1	0.1
0.1	0.1
NCellsDist S	0.1
IntensityDist E	0.1
Rho	0.1
1	0.1
1	Gamma
1	1
1	1
1	1
1	1
1	1
1	1
1	1
1	1
1	1
1	1
Eta	1
0.03	1
0.03	1

Figura 38: Archivo de configuración de los parámetros del caso de ejemplo.

- Lowerbound.2D.par

Parameters	2DLowerBound	0
Two dimensional lower bound		0
NCT	1	0
Lambda		0
0.001		0
0.001		0
0.001		Eta
0.001		0.1
0.001		0.1
0.001		0.1
0.001		0.1
0.001		0.1
0.001		0.1
0.001		0.1
0.001		0.1
0.001		0.1
Beta		0.1
0.02		0.1
0.02		0.1
0.02		Xi
0.02		0.01
0.02		0.01
0.02		0.01
0.02		0.01
0.02		0.01
0.02		0.01
0.02		0.01
0.02		0.01
0.02		0.01
0.02		0.01
0.02		0.01
NCellsDist	S	0.01
IntensityDist	E	0.01
Rho		0.01
0		Gamma
0		0.01
0		0.01
0		0.01
0		0.01
0		0.01
0		0.01
0		0.01
0		0.01
0		0.01
0		0.01
0		0.01
0		0.01
Eta		0.01
0.1		
0.1		

Figura 39: Archivo de los límites inferiores de los parámetros del caso de ejemplo.

Statistics		Comments		Example 2D template stats									
NStats 84													
Month -1													
mean	A061 24	6.000000	##	2.120430	0.919442	1.820298	2.902778	2.579032	1.35185	0.997581	0.909919	2.741267	
pdry1.0	A061 24	6.000000	##	0.833333	0.868020	0.822581	0.655556	0.733871	0.844444	0.899194	0.862990	0.776667	
var	A061 24	2.000000	##	42.504752	12.843025	26.610865	50.758372	35.088708	34.239538	20.317079	9.290484	66.666667	
corr	A061 24	3.000000	1 A061	0.267176	0.192984	0.276780	0.218272	0.275760	0.088127	0.140240	0.070642	0.225255	
skew	A061 24	2.000000	##	4.062310	6.889155	3.506943	4.280254	3.153710	7.210290	6.504894	4.432913	4.400173	
pdry0.1	A061 1	5.000000	##	0.913530	0.945643	0.938172	0.898148	0.919859	0.955556	0.982359	0.973638	0.938191	
var	A061 1	3.000000	##	0.218407	0.062391	0.208662	0.421494	0.481798	0.416848	0.285726	0.213621	0.947633	
skew	A061 1	3.000000	##	8.010055	10.87812	10.92798	8.135473	10.759360	28.155159	19.70324	13.866667	19.999999	
mean	A268 24	6.000000	##	1.745774	2.841304	2.806452	3.814667	2.863236	0.711111	0.09805	0.760000	4.266567	
pdry1.0	A268 24	6.000000	##	0.774194	0.636364	0.596774	0.540000	0.639785	0.877778	0.870968	0.793548	0.690476	
var	A268 24	2.000000	##	25.059583	33.641655	32.818318	43.568911	35.188306	2.025448	22.686425	35.682285	39.999999	
corr	A268 24	3.000000	1 A268	0.297361	0.329600	0.498580	0.209652	0.070069	0.319199	0.013419	0.069539	0.209462	
skew	A268 24	2.000000	##	3.893714	3.043958	3.404710	2.752179	3.297458	0.67457	6.607894	5.376631	3.161851	
pdry0.1	A268 1	5.000000	##	0.915995	0.830997	0.855511	0.839444	0.873880	0.945833	0.968817	0.955645	0.896230	
var	A268 1	3.000000	##	0.126909	0.208618	0.194521	0.375519	0.681968	0.013213	0.364037	0.556815	0.483952	
skew	A268 1	3.000000	##	7.445492	7.390606	5.568324	6.454582	26.713568	10.831668	22.915211	17.795363	18.133333	
mean	A271 24	6.000000	##	3.148387	2.801456	2.524731	2.938095	3.096774	1.995556	1.191129	1.829032	2.854815	
pdry1.0	A271 24	6.000000	##	0.724014	0.682848	0.634409	0.609524	0.629032	0.722222	0.822581	0.803226	0.707407	
var	A271 24	2.000000	##	76.048937	52.875591	29.699326	23.937011	35.844524	24.809206	6.620974	26.336889	44.000000	
corr	A271 24	3.000000	1 A271	0.393823	0.331188	0.197528	0.238324	0.223032	0.146604	0.180810	0.077471	0.026547	
skew	A271 24	2.000000	##	4.262207	5.798126	4.162924	3.108897	2.409462	4.199547	6.815396	3.622424	3.808162	
pdry0.1	A271 1	5.000000	##	0.880526	0.865156	0.873208	0.873611	0.886089	0.926235	0.965558	0.958468	0.908796	
var	A271 1	3.000000	##	0.289620	0.223441	0.912106	0.335469	0.370496	0.477839	0.271823	0.490349	0.648099	
skew	A271 1	3.000000	##	6.022824	7.135956	6.809175	10.820567	7.851581	26.683686	17.802997	15.120543	16.323333	
mean	A282 24	6.000000	##	0.135484	0.328571	1.348387	0.770000	0.938710	1.426667	0.764516	0.812903	2.196667	
pdry1.0	A282 24	6.000000	##	0.935484	0.928571	0.774194	0.816667	0.807968	0.833333	0.903226	0.870968	0.783333	
var	A282 24	2.000000	##	0.281032	1.265820	11.053030	4.308915	7.025034	19.251678	9.024950	8.479831	37.479999	
corr	A282 24	3.000000	1 A268	0.659862	-0.123245	0.360735	-0.023703	0.081207	0.354332	-0.038215	0.069446	0.216000	
skew	A282 24	2.000000	##	3.613884	3.384298	3.118963	3.251831	3.256232	3.385804	4.410504	4.956170	3.945804	
pdry1.0	A282 1	5.000000	##	0.963871	0.961480	0.935484	0.961806	0.971318	0.975000	0.983194	0.979839	0.940972	
var	A282 1	3.000000	##	0.002714	0.014239	0.089000	0.101458	0.150480	0.436183	0.166328	0.151588	0.457133	
skew	A282 1	3.000000	##	11.783844	11.429322	7.259804	19.452073	17.327896	14.934602	0.997939	18.064315	12.000000	
mean	P015 24	6.000000	##	2.273118	1.992393	2.096774	2.797778	2.820277	1.393333	1.909677	1.508086	3.318095	
pdry1.0	P015 24	6.000000	##	0.784946	0.770751	0.677419	0.655556	0.677419	0.816667	0.870968	0.818548	0.709524	
var	P015 24	2.000000	##	47.484355	33.161221	26.772706	37.651392	40.788476	17.871687	64.013508	24.326477	6.000000	
corr	P015 24	3.000000	1 P015	0.451382	0.264333	0.359166	0.054262	0.248837	0.100955	0.023526	0.092369	0.303030	
skew	P015 24	2.000000	##	4.690532	5.384740	3.936467	3.250399	3.201165	4.430607	1.734581	4.515291	3.580054	
pdry0.1	P015 1	5.000000	##	0.903226	0.899374	0.897401	0.898380	0.913594	0.959491	0.975134	0.972446	0.927579	
var	P015 1	3.000000	##	0.178059	0.145574	0.194766	0.389427	0.530179	0.209011	1.358090	0.483211	0.088856	
skew	P015 1	3.000000	##	6.343265	7.822729	8.498340	13.361582	12.151250	12.114110	33.077325	18.675206	12.200000	
mean	P016 24	6.000000	##	1.489322	1.853843	2.544086	2.539048	2.526882	2.078889	1.626613	1.480645	3.570476	
pdry1.0	P016 24	6.000000	##	0.793548	0.793548	0.793548	0.666667	0.688222	0.944444	0.950833	0.844088	0.900000	
var	P016 24	2.000000	##	5.684230	26.688104	36.381188	39.600476	31.608030	48.0632	32.396368	22.108272	8.000000	
skew	P016 24	3.000000	1 P016	0.234008	0.286461	0.393727	0.064289	0.121881	0.136121	0.119786	0.194145	0.214311	
pdry0.1	P016 1	5.000000	##	0.939531	4.235369	3.794771	4.227228	3.132751	4.841969	4.442207	4.166204	3.481251	
var	P016 1	3.000000	##	0.918011	0.908957	0.886649	0.892460	0.918683	0.948611	0.974462	0.973118	0.911211	
skew	P016 1	3.000000	##	0.093100	0.153651	0.231681	0.444086	0.647787	0.659677	0.712119	0.490542	0.907214	
corr	A061 24	0.122450	0 A061	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	
corr	A061 24	0.122450	0 A268	0.645768	0.800823	0.636827	0.852707	0.366405	0.378860	0.606798	0.526687	0.579012	
corr	A061 24	0.122450	0 A271	0.721231	0.839683	0.659016	0.837047	0.840060	0.449735	0.855143	0.715368	0.754514	
corr	A061 24	0.122450	0 A282	0.967018	0.062357	0.516235	0.480439	0.557196	0.735464	0.657568	0.887603	0.865198	
corr	A061 24	0.122450	0 P015	0.929519	0.111440	0.684715	0.523333	0.825919	0.802567	0.489525	0.786593	0.538808	
corr	A061 24	0.122450	0 P016	0.712749	0.853524	0.684244	0.554181	0.555659	0.619526	0.649722	0.020688	0.726224	
corr	A268 24	0.122450	0 A061	0.645768	0.800823	0.636827	0.852707	0.366405	0.378860	0.606798	0.526687	0.579012	

Parameters starting	NCellsDist P
Fitted to statistics:	IntensityDist E
NCT 1	Nu
Lambda	21.839888
0.005621	29.996039
0.004414	3.373369
0.009637	10.492415
0.005690	10.114276
0.005347	2.530173
0.005858	0.115211
0.049985	9.648036
0.002452	5.977758
0.004632	0.480937
0.049994	12.425322
0.006507	7.124992
0.007272	Eta
Beta	0.840973
0.020000	11.613408
0.020001	0.100001
0.020001	0.226022
0.020000	0.154337
0.020000	0.118910
0.020002	0.390365
0.049985	0.143327
0.020000	0.197806
0.020000	0.121915
0.049995	0.477150
0.020000	0.100003
0.020001	Xi
NCellsDist P	0.451387
IntensityDist E	0.037364
Nu	1.318457
21.839888	1.403272
29.996039	1.984328
3.373369	1.161892
10.492415	0.319451
10.114276	1.935800
2.530173	0.926401
0.115211	0.776789
9.648036	0.558527
5.977758	1.532749
0.480937	

Figura 44: Archivo de los parámetros ajustados del caso de ejemplo.

Y el fichero de los parámetros espaciales, *param.fit2D.par*:

Statistics	Example 2D template stats														
Comment															
NStats 9															
Month -1															
scf A061 24 1.000000	#	#	0.706810	0.306481	0.606989	0.967593	0.859677	0.478395	0.332527	0.303306	0.913756	0.988656	0.856533	0.671326	
scf A268 24 1.000000	#	#	0.582258	0.947101	0.935484	1.271556	0.954122	0.157037	0.366022	0.586667	0.808889	1.213333	1.621667	1.262750	
scf A271 24 1.000000	#	#	1.049462	0.933819	0.841577	0.979365	1.032258	0.665185	0.397043	0.609677	0.951605	1.793011	1.482828	1.111241	
scf A282 24 1.000000	#	#	0.045161	0.109524	0.449462	0.256667	0.312903	0.475556	0.254839	0.270968	0.732222	1.000000	0.326667	0.486022	
scf P015 24 1.000000	#	#	0.757706	0.664098	0.698925	0.932593	0.940092	0.464444	0.636559	0.516935	1.106032	1.222120	1.473333	1.066667	
scf P016 24 1.000000	#	#	0.496344	0.619948	0.848029	0.846349	0.842294	0.692963	0.542204	0.493548	1.190159	1.372521	1.383889	1.173477	

Figura 45: Archivo de los parámetros espaciales ajustados del caso de ejemplo.

1.5.7. Simulación

Para llevar a cabo la simulación, será necesario completar el archivo de parámetros espaciales mediante interpolación espacial, quedando el archivo como se muestra a continuación:

Statistics	Example 2D template stats														
Comment															
NStats 9															
Month -1															
scf A061 24 1.000000	#	#	0.706810	0.306481	0.606989	0.967593	0.859677	0.478395	0.332527	0.303306	0.913756	0.988656	0.856533	0.671326	
scf A268 24 1.000000	#	#	0.582258	0.947101	0.935484	1.271556	0.954122	0.157037	0.366022	0.586667	0.808889	1.213333	1.621667	1.262750	
scf A271 24 1.000000	#	#	1.049462	0.933819	0.841577	0.979365	1.032258	0.665185	0.397043	0.609677	0.951605	1.793011	1.482828	1.111241	
scf A282 24 1.000000	#	#	0.045161	0.109524	0.449462	0.256667	0.312903	0.475556	0.254839	0.270968	0.732222	1.000000	0.326667	0.486022	
scf P015 24 1.000000	#	#	0.757706	0.664098	0.698925	0.932593	0.940092	0.464444	0.636559	0.516935	1.106032	1.222120	1.473333	1.066667	
scf P016 24 1.000000	#	#	0.496344	0.619948	0.848029	0.846349	0.842294	0.692963	0.542204	0.493548	1.190159	1.372521	1.383889	1.173477	
scf A062 24 1.000000	#	#	1.511178	1.011476	1.348956	1.957618	1.857663	0.971441	1.008287	0.952076	2.087901	2.286038	2.420599	1.803682	
scf A063 24 1.000000	#	#	0.330776	0.574105	0.908344	0.880402	0.780928	0.552587	0.434383	0.558745	1.129006	1.595175	1.122142	1.105438	
scf A080 24 1.000000	#	#	0.900662	1.230419	1.190816	1.568692	1.267306	0.358852	0.486484	0.771641	1.097603	1.757327	2.071552	1.599897	

Figura 46: Archivo de los parámetros espaciales completado con los pluviómetros virtuales del caso de ejemplo.

Una vez completados este fichero, se van a simular 1000 años de lluvia horaria en los pluviómetros observados y virtuales mediante el comando siguiente:

```
-s param.fit2D.par -fcf 1998 1000 3600 -dir Caso2
```

Figura 47: Comando de simulación del ejemplo de ejecución

Los resultados son los siguientes archivos de lluvia horaria con el mismo formato que los de lluvia observada:

- *sim.A061.h.ts*
- *sim.A268.h.ts*
- *sim.A271.h.ts*
- *sim.A282.h.ts*
- *sim.P015.h.ts*
- *sim.P016.h.ts*
- *A062.gsim.ts*
- *A063.gsim.ts*
- *A080.gsim.ts*

Este modulo también tiene como salida el fichero de la cuenca simulada *simulated.simcat*.

1.5.8. Análisis de las series simuladas

Por último, se llevará a cabo el análisis de las series simuladas. Para ello es necesario sustituir el archivo de definición de la cuenca por el de la cuenca simulada, para lo que bastará cambiarle el nombre a este último, *simulated.simcat*, por *rainsim.defcat*.

<pre>Catchment Vesa Comment Example 2D catchment application NObs 6 NVir 3 OSite A061 First raingauge 684.393 4716.479 628 1 sim.A061.h.ts 1 1998 1 15 5 1 A061.h.ts f 0 1 OSite A268 Second raingauge 669.423 4747.472 775.3 1 sim.A268.h.ts 1 1998 1 15 5 1 A268.h.ts f 0 1 OSite A271 Third raingauge 702.745 4732.877 1045 1 sim.A271.h.ts 1 1998 1 15 5 1 A271.h.ts f 0 1 OSite A282 forth raingauge 673.812 4717.834 544 1 sim.A282.h.ts 1 2005 1 8 5 1 A282.h.ts f 0 1 OSite P015 fifth raingauge 684.023 4733.446 817.5 1 sim.P015.h.ts 1 1998 1 15 5 1 P015.h.ts f 0 1 OSite P016 sixth raingauge 677.529 4736.296 900 1 sim.P016.h.ts 1 1998 1 15 5 1 P016.h.ts f 0 1 VSite A062 firs virtual raingauge 681.570 4725.183 650 1 A062.gsim.ts VSite A063 second virtual raingauge 663.062 4723.515 520 1 A063.gsim.ts VSite A080 third virtual raingauge 678.169 4748.074 1187 1 A080.gsim.ts</pre>	→	<pre>Catchment Vesa_SIM Comment Simulated version of Example 2D catchment application NObs 9 NVir 0 OSite A061 First raingauge 684.393000 4716.479000 628.000000 1 Caso2\sim.A061.h.ts_sim.ts 1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.A061.h.ts f 0 1 OSite A268 Second raingauge 669.423000 4747.472000 775.300000 1 Caso2\sim.A268.h.ts_sim.ts 1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.A268.h.ts f 0 1 OSite A271 Third raingauge 702.745000 4732.877000 1045.000000 1 Caso2\sim.A271.h.ts_sim.ts 1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.A271.h.ts f 0 1 OSite A282 forth raingauge 673.812000 4717.834000 544.000000 1 Caso2\sim.A282.h.ts_sim.ts 1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.A282.h.ts f 0 1 OSite P015 fifth raingauge 684.023000 4733.446000 817.500000 1 Caso2\sim.P015.h.ts_sim.ts 1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.P015.h.ts f 0 1 OSite P016 sixth raingauge 677.529000 4736.296000 900.000000 1 Caso2\sim.P016.h.ts_sim.ts 1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\sim.P016.h.ts f 0 1 OSite A062 firs virtual raingauge 681.570000 4725.183000 650.000000 1 Caso2\A062.gsim.ts_sim.ts 1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\A062.gsim.ts f 0 1 OSite A063 second virtual raingauge 663.062000 4723.515000 520.000000 1 Caso2\A063.gsim.ts_sim.ts 1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\A063.gsim.ts f 0 1 OSite A080 third virtual raingauge 678.169000 4748.074000 1187.000000 1 Caso2\A080.gsim.ts_sim.ts 1 1998 1 1000 0 1.000000 Caso2\A080.gsim.ts f 0 1</pre>
---	---	---

Figura 48: Archivo de definición de la cuenca a) observada y b) simulada.

El análisis se hará mediante el siguiente comando, que solo varía respecto al del primer análisis en el archivo de salida, *sim.2D.sta*:

```
-a -fcf tpl_example.2D.sta sim.2D.sta -dir Caso2
```

Figura 49: Comando de análisis de las series simuladas del ejemplo de ejecución

El resultado es un archivo de estadísticos de las series simuladas.

1.5.9. Validación

Los estadísticos más apropiados y sus pesos asociados no se conocen previamente, por lo que habrá que probar diversas combinaciones, compararlas y elegir la más adecuada. Una buena manera de comparar los resultados obtenidos con diversas combinaciones de estadísticos y pesos es comparar el ajuste de los estadísticos de las series observada y simuladas.

Por ejemplo, la comparación entre los estadísticos del pluviómetro A271 de las series observadas y simuladas para la combinación de estadísticos elegidos:

Figura 50: Estadísticos simulados y observados en el pluviómetro A271.

En este gráfico se observa que los estadísticos de las series simuladas se ajustan relativamente bien a los de las series observadas.

Puesto que uno de los principales objetivos de las series simuladas es caracterizar el comportamiento extremal de la lluvia en la cuenca, otra manera de determinar la bondad del ajuste es comparar las leyes de frecuencia de la máxima lluvia en 24h.

Figura 51: Ley de frecuencia observada y simulada de la máxima lluvia en 24h en el pluviómetro A271.

Este gráfico presenta las leyes de frecuencia de la lluvia máxima en 24h observadas y simuladas en el mismo pluviómetro que el gráfico anterior. En él se puede ver que la ley de frecuencia simulada se ajusta bastante bien a la observada.

ANEJO 2. DIFUSIÓN CIENTÍFICA DE LA TESIS

2.1. Artículos publicados

A continuación se enumeran los artículos publicados a raíz de los trabajos desarrollados en esta tesis que se adjuntan al final de este anejo

2.1.1. *Deriving bivariate flood frequency distributions for dam safety evaluation.*

Flores I, Sordo-Ward A, Mediero L, Garrote L (2013) Deriving bivariate flood frequency distributions for dam safety evaluation. In Proceedings of EWRA 2013: water resources management in an interdisciplinary changing context: Session 4, 93

2.1.2. *Probabilistic methods for hydrologic dam safety analysis.*

Flores-Montoya, I., Sordo-Ward, A., Garrote, L., 2015. Probabilistic methods for hydrologic dam safety analysis. In: Toledo, M.A., Moran, R., Oñate, E. (Eds.), Dam Protections Against Overtopping and Accidental Leakage. Taylor and Francis Group, London, pp. 261–273.

2.1.3. *Extension of observed flood series by combining a distributed hydro-meteorological model and a copula-based model.*

Requena, A. I., Flores, I., Mediero, L., & Garrote, L. (2016). Extension of observed flood series by combining a distributed hydro-meteorological model and a copula-based model. Stochastic environmental research and risk assessment, 30(5), 1363-1378.

2.1.4. *Fully stochastic distributed methodology for multivariate flood frequency analysis.*

Flores-Montoya, I., Sordo-Ward, A., Mediero, L., Garrote, L., 2016. Fully stochastic distributed methodology for multivariate flood frequency analysis. Water 8 (6).

2.2. Congresos, conferencias y workshops

2.2.1. *Synthetic generation of arbitrarily long series of flood hydrographs for flood risk assessment.*

Flores, I., Sordo-Ward, A., Mediero, L., & Garrote, L. (2013, April). Synthetic generation of arbitrarily long series of flood hydrographs for flood risk assessment. In EGU General Assembly Conference Abstracts (Vol. 15, p. 8387).

Flood risk assessment is an essential component of natural disaster management. Flood frequency analysis has traditionally been approached by fitting relatively short series of annual maxima of observations to a parametric probability distribution. Under this approach, only one relevant variable (usually peak discharge) can be analyzed, while in many practical applications, like dam safety analysis, the entire flood hydrograph is of interest. Obtaining a good representation of the ensemble of hydrographs would require extremely long historical flood series which almost never exist. Hydrometeorological modelling tools can be applied to extend the relatively short series of observations and generate an arbitrarily long series of synthetic events that can be used in flood risk assessment. The heavy computational burden of these processes requires the contribution of Information and Communication Technology (ICT) developments to enable the practical application of the hydrometeorological modelling chain for this purpose. In this paper, an example of this methodology is applied to the Santillana reservoir, located in the Manzanares basin, in Spain. The methodology is based on the Monte Carlo generation of synthetic hydrographs from rainstorms events extracted from arbitrarily long synthetic rainfall time series. The rainfall series are generated with the RainSim software, a model based on a spatial-temporal Neyman-Scott rectangular pulses process. The highest event of every year is chosen, based on three different criteria. The selected rainstorm events are transformed into runoff by the RIBS distributed rainfall-runoff event model, obtaining the ensemble of hydrographs which make possible to evaluate the associated flood risk. The procedure has been validated by comparing the observed flood frequency series in the Santillana reservoir with the synthetic ones, obtaining a good agreement.

2.2.2. Deriving bivariate flood frequency distributions for dam safety evaluation

Isabel Flores-Montoya, Ana Requena, Álvaro Sordo-Ward, Luis Mediero and Luis Garrote (2013, June) Deriving bivariate flood frequency distributions for dam safety evaluation. In EWRA International Conference Abstract (Vol. 8, p.93).

Obtaining the flood frequency curve is necessary to design river structures and evaluate their risk. In some cases, like dams, the flood frequency curve may not be enough, since the hydrograph characteristics are also important to determine the response of these structures to the flood event. Hydrograph characteristics may be summarized in a bivariate probability distribution that considers both peak discharge and hydrograph volume. Unfortunately, obtaining that probability distribution requires long historical flood series which almost never exist so it is necessary to develop other methodologies to achieve them. This paper presents a possible methodology to obtain bivariate probability distributions using synthetic rainstorms events. These events are extracted from synthetic rainfall time series generated by a spatial-temporal Neyman-Scott rectangular pulses process (RainSim). The events are classified according to three different criteria and every year the highest ones are chosen. The selected rainstorm

events are transformed into runoff by a distributed rainfall-runoff event model, obtaining the hydrographs which make possibly to yield the probability distribution and to evaluate the associated risk. This methodology has been applied to Manzanares basin, in the centre of Spain.

2.2.3. Comparison of two different approaches for flood frequency estimation: SCHADEX and MODEX.

Flores, I., Paquet, E. & Garrote, L. (2014 February). Comparison of two different approaches for flood frequency estimation: SCHADEX and MODEX. COST FLOODREQ European Symposium on Flood Frequency Estimation and Implications for Risk Management en Potsdam, Alemania (Febrero 2014)

Extreme flood events characterization is essential for river structures design and flood risk analysis and management. Flood frequency analyses are traditionally carried out through estimation techniques based on the analysis of available series of observed events and the extrapolation of their behaviour to estimate the magnitude values of extreme events (e.g. the peak flow value associated to a high return period). Although many techniques have been proposed to do this extrapolation, this task still remains one of the major challenges of applied hydrology.

The FloodFreq COST Action arose to improve flood frequency estimations by comparing and evaluating different methods proposed in European countries, following their local practice.

The aim of this paper is to present the results of a Short Term Scientific Mission (STSM) carried out within the FloodFreq COST Action. The STSM consisted on applying two different methods, the SCHADEX and the MODEX methods, to the same case study, the Aragon basin in the northeast of Spain, comparing both methodologies and assessing the relative strengths and weaknesses of them.

SCHADEX and MODEX present a different approach to the estimation problem. SCHADEX is based on a semi-continuous rainfall-runoff simulation which produces an estimated distribution of flood volumes, as well as a distribution of flood peaks based on a peak-to-volume ratio. MODEX is based on an event rainfall-runoff simulation which produces an arbitrary long series of extreme flood hydrographs. The paper presents the comparison of both approaches to the same case study, gathering information on their adequacy for the evaluation of dam safety.

2.3. Guías metodológicas

Durante la realización de la presente tesis y en el marco del proyecto *Modelación físicamente basada para la caracterización extremal de la respuesta hidrológica de una cuenca bajo enfoque probabilístico. Aplicación a la seguridad de presas* (CGL2011-22868) se elaboraron un conjunto de guías metodológicas entre las que cabe destacar, por derivarse de los trabajos realizados en esta tesis, las siguientes:

2.3.1. Guía metodológica para la aplicación de modelos estocásticos de lluvia

El objetivos de esta Guía Metodológica es presentar desde un enfoque general los modelos estocásticos de lluvias, sus bases teóricas, los diferentes tipos de modelos que se utilizan en la actualidad, sus ventajas e inconvenientes para finalmente hacer una descripción más detallada del modelo RainSim V3, desarrollado por la Escuela de Ingeniería Civil y Geociencias de la Universidad de Newcastle, que está siendo utilizado en el proyecto MODEX.

2.3.2. Guía metodológica para la obtención de hidrogramas de diseño basado en la aplicación de modelos hidrometeorológicos bajo un enfoque probabilístico

El objetivo de esta Guía Metodológica es presentar una metodología para la obtención de Hidrogramas de Diseño basándose en modelos hidrometeorológicos desde un enfoque probabilístico. La metodología propuesta permite obtener series de hidrogramas sintéticos a partir de la combinación de un generador estocástico de lluvia y un modelo hidrometeorológico de evento, su laminación a través del embalse y la presa y caracterizar los hidrogramas de diseño en función del riesgo de la presa, entendiendo como tal, el riesgo de excedencia de un determinado nivel de agua en el embalse y/o de un determinado caudal vertido.

2.3.3. Guía técnica para el análisis probabilístico de la seguridad hidrológica de presas partir de modelos probabilísticos distribuidos

El objetivo de esta Guía Metodológica es presentar una metodología para el análisis probabilístico y multivariado de la seguridad hidrológica de presas a partir de modelos probabilísticos distribuidos. Esta metodología probabilística, permitirá tener en cuenta la incertidumbre asociada a los procesos que intervienen en la generación de las avenidas y su laminación, así como las propias del modelo. El carácter multivariado permite determinar la influencia de las distintas variables en la seguridad de las presas y llevar a cabo análisis de sensibilidad de las mismas. Y los modelos distribuidos representen con mayor precisión el comportamiento de la cuenca. Para ello se propone el desarrollo de un entorno de simulación de Monte Carlo en el que se combine un generador estocástico de lluvia con un modelo hidrológico distribuido y de eventos.

Article

Fully Stochastic Distributed Methodology for Multivariate Flood Frequency Analysis

Isabel Flores-Montoya *, Álvaro Sordo-Ward, Luis Mediero and Luis Garrote

Department of Civil Engineering: Hydraulic, Energy and Environment, Technical University of Madrid, Madrid 28040, Spain; alvaro.sordo.ward@upm.es (A.S.-W.); luis.mediero@upm.es (L.M.); l.garrote@upm.es (L.G.)

* Correspondence: Isabel.flores.montoya@gmail.com; Tel.: +34-600-243-594

Academic Editor: Yunqing Xuan

Received: 10 April 2016; Accepted: 23 May 2016; Published: 27 May 2016

Abstract: An adequate estimation of the extreme behavior of basin response is essential both for designing river structures and for evaluating their risk. The aim of this paper is to develop a new methodology to generate extreme hydrograph series of thousands of years using an event-based model. To this end, a spatial-temporal synthetic rainfall generator (RainSimV3) is combined with a distributed physically-based rainfall–runoff event-based model (RIBS). The use of an event-based model allows simulating longer hydrograph series with less computational and data requirements but need to characterize the initial basis state, which depends on the initial basin moisture distribution. To overcome this problem, this paper proposed a probabilistic calibration–simulation approach, which considers the initial state and the model parameters as random variables characterized by a probability distribution through a Monte Carlo simulation. This approach is compared with two other approaches, the deterministic and the semi-deterministic approaches. Both approaches use a unique initial state. The deterministic approach also uses a unique value of the model parameters while the semi-deterministic approach obtains these values from its probability distribution through a Monte Carlo simulation, considering the basin variability. This methodology has been applied to the Corbès and Générargues basins, in the Southeast of France. The results show that the probabilistic approach offers the best fit. That means that the proposed methodology can be successfully used to characterize the extreme behavior of the basin considering the basin variability and overcoming the basin initial state problem.

Keywords: derived flood frequency curve; stochastic rainfall model; distributed; event-based; rainfall–runoff model; probabilistic; initial soil moisture

1. Introduction

Characterizing the extreme behavior of basin response is necessary for hydraulic infrastructure design, territorial planning, flood management and risk analysis. The magnitude of a flood and its consequences may depend not only on the peak flow but also on the volume, duration and temporal distribution of the hydrograph. Therefore, a multivariate analysis may be needed in some cases. Statistical analyses are traditionally applied in engineering practice to obtain a unique design flood.

The methodologies traditionally applied in engineering practice are statistical analyses with the aim of obtaining a unique design flood. Statistical analyses consist in fitting the most appropriate extreme-value distribution to the observed series of maximum annual discharges, in order to estimate the peak flow associated to a given return period (usually high, e.g., 500 to 10,000 years, in the case of dams). These studies need long and robust observed series to obtain accurate quantile estimates. However, they are usually either not available or not long enough to ensure extrapolations with acceptable uncertainty.

Fortunately, long rainfall series are more often available than discharge ones. This makes it possible to estimate the areal rainfall depth associated to a given return period and to transform it deterministically into a design flood event. However, this approach presents some drawbacks. On the one hand, it erroneously assumes that the return periods associated with the rainfall depth and the derived flood event are the same [1–3]. On the other hand, some variables such as the shape and duration of the hyetograph, the initial soil moisture content in the basin or the parameters that characterize the runoff generation processes are arbitrarily defined by the designer. These deterministic assumptions lead to different values of the design flood and hamper the estimation of the real probability of exceedance of the event, as well as its uncertainty.

Some of these drawbacks have been overcome by the derived flood frequency approach proposed by Eagleson [4] that combines a storm event model with a rainfall–runoff (RR) model to obtain the peak flow frequency curve.

Recently, new rainfall and hydrological models have been developed allowing new modifications to the derived flood frequency approach. Some authors have maintained the event-based approach combining a simple stochastic storm generator [5,6] or a more complex model such as the Stochastic Storm Transposition (SST) method [7,8] with semi-distributed [9] or distributed [10] RR models. However, the problem of the characterization of the basin initial state remains unsolved.

This problem can be solved by a continuous simulation approach that combines a stochastic rainfall model such as the Generalized Neyman–Scott Rectangular Pulses (GNSRP) [11–20] with a continuous RR model. Continuous simulation needs more input data and computation requirements than event-based simulation. In order to simulate long discharge series without an excessive computational cost, most authors have chosen semi-distributed models (ARNO [21]; TOPMODEL [22–27]; and HEC-HMS [28]) or lumped models (MISDC [29–33]) or simple and conceptual distributed models (FEST [34] and TETIS [35,36]). A semi-continuous approach has also been developed by replacing observed rainfall events with stochastic ones in a continuous simulation of observed data (SCHADEX [37–39]), a Simplified Continuous Rainfall–Runoff Model (SCRRM) which used soil moisture data provided by ground, satellite and reanalysis data [40] and a Hybrid-CE approach which combines a long continuous simulation of the rainfall and a short continuous simulation run as inputs of an event-based rainfall–runoff model [41]. These approaches try to overcome the limitations of event-based models without increasing significantly the computational requirements.

In this context, a new methodology called MODEX is proposed in this study. It combines a spatial-temporal stochastic rainfall generator based on the GNSRP, the RainSim V3, with a spatially distributed, physically-based and event-based RR model, (RIBS) [42,43] through the identification and selection of the annual maximal storm events by the Exponential method and the maximum accumulated rainfall criteria.

The RainSim V3 rainfall model simulates continuous rainfall series that represent the spatial-temporal variability of the observed rainfall keeping its monthly statistics and extreme behavior. The RIBS model is event-based so independent rainfall events have to be identified. The Exponential method is used for this purpose [44,45]. Two consecutive events are independent when they are caused by different weather systems, so the occurrence of the second wet period is not conditional on the first occurrence. This is important from the point of view of flood risk because the consequences of a wet period after another wet period are much worse than after a long dry period. The storm selection reduces the number of simulations and ensures that only the most significant storm events are considered.

Event-based models have some advantages over the continuous models. They could represent better the extreme behavior of peak flows requiring less input data (neither temperature nor evapotranspiration) and the calibration process is simpler due to the smaller number of parameters to calibrate. Furthermore, event-based models require less computation effort so a more complex model, such as a distributed and physically-based one with a higher temporal resolution (hourly or

less), can be used. That way the basin spatial variability can be represented; real processes such as infiltration or percolation can be simulated; and complete hydrographs with different shapes and durations can be obtained. These are the main reasons for the selection of RIBS event-based RR model.

The main drawback of event-based models is the initial state characterization, which has a significant influence on the results [46–53]. This paper tries to overcome this problem. Mediero *et al.* [54] proposed a calibration process for the RIBS model (called here semi-probabilistic), which considers the model parameters as random variables characterized by a probability distribution though a Monte Carlo simulation but using a unique initial state. Based on this process, this paper proposes two other calibration–simulation approaches: the deterministic and the probabilistic (Table 1). The deterministic approach is a simplification of the semi-probabilistic one, which uses a unique value of the model parameters. On the other hand, the probabilistic approach characterizes the initial state and the model parameters through a probability distribution and uses the values obtained through a Monte Carlo simulation. That way the probabilistic approach tries to overcome the initial state characterization problem.

Table 1. Summary of the three calibration–simulation approaches.

Approach	Model Parameters		Initial State	
	Calibration	Simulation	Calibration	Simulation
Deterministic	Associated with a 50% probability of exceedance	Random	Random	Related to a intermediate recharge
Semi-probabilistic	Monte Carlo cases	Randomized probabilistic	Each MC case with all Initial State	Randomized probabilistic values
Probabilistic	Randomized probabilistic	Randomized probabilistic	Each MC case with all Initial State	Randomized probabilistic values

This methodology has been applied to the Corbès and Gènerargues basins, in the Southeast of France. The results obtained for each calibration–simulation approaches have been compared to show which approach is better. The probabilistic approach offer a really good fit and better than the others, especially when the peak flow is considered. This means the proposed methodology can be used to characterize the extreme behavior of the basin overcoming the main drawbacks of event-based models and also take into account the basin variability.

2. Methodology

The methodology involves four steps (see Figure 1): (i) stochastic generation of continuous series of rainfall through the RainSim V3 model; (ii) identification and selection of independent storm events from the rainfall series by applying the Exponential method; (iii) rainfall–runoff transformation through the distributed event-based RIBS model obtaining series of flood hydrographs; and (iv) validation of the methodology and analysis of the results, obtaining a multivariate frequency analysis of the hydrograph characteristics and an uncertainty estimation of the results. These four steps are detailed in the following sections.

Figure 1. General conceptual framework of the MODEX methodology.

2.1. Stochastic Rainfall Generation

Stochastic rainfall models generate arbitrarily long rainfall series that allow characterizing the extreme behavior of the basin and may be used as input in RR models.

The RainSim V3 model simulates the origins of storms based on a uniform Poisson distribution (parameter λ). Each event is composed of a random number of C rainfall cells. Each cell is delayed from the origin of the event according to an exponential distribution with parameter ν and distributed in the space following a Poisson distribution with parameter ρ . Each cell has an independent duration, intensity and radius, which are exponentially distributed (parameters γ , η and ξ , respectively). The RainSim parameters are summarized in Table 2. The intensity of rainfall at each point and time step is given by the sum of the intensities of the active cells at such instant.

Table 2. RainSim V3 calibration parameters.

Parameters	Description	Units
λ^{-1}	Mean waiting time between adjacent storm origins	(h)
β^{-1}	Mean waiting time for rain cell origins after storm origin	(h)
η^{-1}	Mean duration of rain cell	(h)
ξ^{-1}	Mean intensity of a rain cell	(mm/h)
γ^{-1}	Mean radius of rain cells	(km)
ρ	Spatial density of rain cell centers	(km ⁻²)
Φ	Vector of scale factors, Φ_m , one for each rain gauge, m	(-)

The RainSim V3 model consists of three modules (analysis, fitting and simulation) and runs in four steps. First, the analysis module calculates the monthly values of a set of statistics which characterize the observed rainfall. Second, the fitting module obtains the value of the model parameters that generate simulated rainfall series whose statistics are the most similar to the calculated from the observed series. The third module simulates synthetic rainfall series based on the adjusted parameters. Lastly, the analysis module is applied again to the synthetic series to compare the statistics from simulated and observed series and check the consistency of simulated ones.

The RainSim V3 model allows the simulation of continuous series of rainfall of N number of years for a set of rain gauges with an arbitrary time step. A detailed description of the model described above may be found in Burton *et al.* [19].

2.2. Storm Events Identification and Selection

As mentioned above, the selection of an event-based RR model requires the identification of independent storm events by fixing a minimum inter-event period (MIP) between two events (Figure 2). Several methods (such as arbitrary separation, auto-correlation, the exponential method and the range of correlation) have been used to identify individual storms [55–58].

The Exponential method (Figure 3) is used here because it better ensures the independency between events [45]. This method is derived from the Poisson process, which describes the arrival of the storm origins. Consequently, the duration of dry periods can be approximated by an exponential distribution with a mean equal to the standard deviation, $\mu = \sigma$, and therefore with a coefficient of variation, $CV = \sigma/\mu$, equal to the unity. A class-interval width is defined and the histogram of dry period durations is obtained. The CV associated to each class-interval is determined from:

$$CV_k = \frac{s_k}{\bar{t}_k} \quad (1)$$

where k is the number of the histogram class-interval, s_k is the standard deviation of dry period durations greater than the durations of the k th class and $\bar{t}_k$ is its mean. The MIP is the dry period duration at which $CV = 1$. A detailed description of the Exponential method may be found in Restrepo-Posada and Eagleson [44].

Figure 2. Flow chart that illustrates the steps carried out in storm identification and selection.

Figure 3. (a) Rainfall intensity series where dry periods are identified; (b) dry-period duration histogram; and (c) intersection of the curve of CV_k with the line $CV = 1$ that indicates the minimum inter-event period that ensures storm event independence.

The exponential method is applied to the basin areal rainfall considering a minimum rainfall threshold of 0.5 mm/h. The storm events that are separated by dry periods equal or longer than the MIP are identified. In order to reduce the number of simulations, a sub-set of w events is selected from each year. The objective is to characterize the basin extreme behavior, the selection criteria chosen is the maximum accumulated rainfall.

2.3. Rainfall–Runoff Model

The RIBS model simulates the response of the basin to spatially distributed rainfall. It is based on a digital terrain-based model and information provided in raster-style grids that are combined to determine the operating parameters. It consists of two modules: one that involves runoff generation and another of runoff propagation. The runoff generation module represents the soil characteristics and the runoff propagation module represents the soil characteristics.

determine the operating parameters. It consists of two modules: one that involves runoff generation and another of runoff propagation. The runoff generation module represents the soil characteristics by the Brooks-Corey parameterization where the saturated hydraulic conductivity, K_s , decreases exponentially in depth, y , in directions parallel, p , and normal, n , to the land surface accordingly to the following expression.

$$K_{S_n}(y) = K_{0_n} e^{-fy} \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^\varepsilon \quad (2)$$

$$K_{S_p}(y) = K_{0_p} e^{-fy} \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^\varepsilon \quad (3)$$

where K_{0_n} and K_{0_p} (mm/h) represent the saturated hydraulic conductivity in the directions normal and parallel to the surface, respectively, and have to be defined for each soil class; f (mm⁻¹) controls the reduction of the saturated hydraulic conductivity with depth; and θ , θ_r and θ_s represent, the soil moisture, the soil residual moisture and the saturated soil moisture for each soil class, respectively. In addition, ε is the soil porosity index [59]. Surface runoff occurs when either the rainfall intensity exceeds the infiltration capacity or the soil is completely saturated.

The runoff propagation module simulates the runoff routing through hill slopes and river channels. The water velocities in riverbed and hill-slope, v_s and v_h are considered to be uniform throughout the basin for each time t , and are related to each other through the dimensionless parameter K_v :

$$K_v = v_s(t) / v_h(t) \quad (4)$$

The riverbed velocity is given by the following equation:

$$v_s(t) = C_v [Q(t) / Q_{ref}]^r \quad (5)$$

where $Q(t)$ is the flow at the basin outlet at time t , Q_{ref} is a reference flow, r is a parameter that accounts for the degree of nonlinearity in the basin, and C_v is a calibration coefficient.

The initial state of the basin is characterized by the water table position in each cell, $N_{wt}(x, y)$. Initial states are obtained through a groundwater model [60], which considers only water movement in the saturated zone below the water level. This model leads to the balance of the drainage base flows when a long-term recharge, Ri , is applied uniformly to the basin. Larger recharge rates generate higher water table positions and an initial state closer to the soil saturation, $\theta \approx \theta_s$, while smaller recharge rates produce lower water table positions and consequently an initial state closer to the dry soil condition, $\theta \approx \theta_r$, (see Figure 4). Thus the variable that characterizes the initial state is Ri . A representative set of S initial states are considered, which means an enough large number of Ri values. The recharge values used to generate them cover the whole feasible range. The set of initial states generates a set of hydrographs uniformly distributed between the one obtained with dry soil and that obtained with saturated soil. A detailed description of the RIBS model may be found in Garrote and Bras [42,43].

Calibration and Synthetic Hydrograph Simulation

The sensitivity analysis carried out by Garrote and Bras [42,43] and Mediero *et al.* [46] concluded that the parameters f , C_v and K_v , have the most influence on the results of the RIBS model. Also the initial state, or Ri that generates it, is determinant for the results.

The calibration process consists on obtaining the parameter values that allow the model representing the best real system behavior by minimizing an objective function that quantifies the error between simulations and observations. However, a given set of parameters that produces good results for one event may generate worse results for another event, because of differences in the catchment response among flood events. A probabilistic approach accounts for this fact and characterizes each model parameter by a probability density function. The model is run with randomized combinations

flows when a long-term recharge, R_i , is applied uniformly to the basin. Larger recharge rates generate higher water table positions and an initial state closer to the soil saturation, $\theta \approx \theta_s$, while smaller recharge rates produce lower water table positions and consequently an initial state closer to the dry soil condition, $\theta \approx \theta_r$, (see Figure 4). Thus the variable that characterizes the initial state is R_i . A representative set of S initial states are considered, which means an enough large number of R_i values. The recharge values used to generate them cover the whole feasible range. The set of initial states generates a set of hydrographs uniformly distributed between the one obtained with dry soil and that obtained with saturated soil. A detailed description of the RIBS model may be found in Carro and Bras [12, 13].

Figure 4. Initial state and water table position in a cell for different recharges $R_1 > R_2 > R_3$: (a) R_1 generates an initial state with a high water table and a soil moisture close to the saturation soil moisture; (b) R_2 generates an initial state with an intermediate water table and a soil moisture; and (c) R_3 generates an initial state with a low water table and a soil moisture close to the residual soil moisture.

This study seeks to analyze and compare three calibration–simulation processes: deterministic, semi-probabilistic and probabilistic. The process proposed by Mediero [46], called here semi-probabilistic, consists on the simultaneous minimization of a set of objective functions, obtaining a set of optimal parameter value combinations based on the Pareto dominance. Each parameter is characterized by the probability distribution that best represents the set of values obtained as a result.

The choice of the objective functions depends on what aspects of the hydrograph have to be optimized. Given that the proposed methodology is applied to a flood frequency analysis, the objective functions selected represent the peak flow and hydrograph volume:

1. Relative error of peak flow (REP), that takes into account the relative difference between the observed (Q_{max}^{obs}) and simulated peak flows (Q_{max}^{sim}).

$$REP = \frac{|Q_{max}^{sim} - Q_{max}^{obs}|}{Q_{max}^{obs}} \quad (6)$$

2. Volume relative square error (VRSE), that quantifies the relative squared difference between volumes of observed (V^{obs}) and simulated hydrographs (V^{sim}):

$$VRSE = \frac{(V^{sim} - V^{obs})^2}{V^{obs^2}} \quad (7)$$

The calibration process is applied to K representative observed events. The number of extreme events that have enough rainfall and flow data to be used in the calibration process is usually reduced and cannot be considered representative from a point of view. However, models are usually calibrated with a reduce sample and then validate if the calibrated model reproduce the basin behavior for other events although the reduce number of events used in the calibration process.

A Monte Carlo simulation of M cases is carried out for each observed event, using a uniform distribution of the parameter values (f , C_v and K_v). The range of each parameter values is determined through a previous sensitivity analysis. A random initial state among the S considered is used as

input. As a result, the optimal values of each parameter that minimize the two objective functions are obtained (Figure 5).

The parameter variability. Finally, a set of synthetic events are simulated by considering randomized probabilistic values of the parameters according to the distributions adjusted and an initial moisture content corresponding to an intermediate recharge (Figure 5). The deterministic calibration-simulation approach is a simplification of the semi-probabilistic approach. In this case, the calibration process is the same but the synthetic events are simulated with the parameter variability. Finally, a set of synthetic events are simulated by considering randomized probabilistic values of the parameters according to the distributions adjusted and an initial moisture content corresponding to an intermediate recharge (Figure 5). Finally, the probabilistic calibration-simulation approach modifies both the calibration and the simulation processes to characterize the basin initial state by the probability density distribution of the recharge, R_i . Each Monte Carlo case is simulated using all the initial states, selecting the one that leads to a simulated hydrograph with the volume closest to the observed, as the optimal initial state. The initial state of moisture corresponding to an intermediate recharge (the probability density distribution of the recharge, R_i). Finally, the probabilistic calibration-simulation approach modifies both the calibration and the simulation processes to characterize the basin initial state by the probability density distribution of the recharge, R_i . Each Monte Carlo case is simulated using all the initial states, selecting the one that leads to a simulated hydrograph with the volume closest to the observed, as the optimal initial state. The set of Pareto optimal values of the parameters and their probability distributions are obtained. Each synthetic event is simulated with a randomized probabilistic value of the calibration parameters and the initial state associated to a randomized probabilistic value of the recharge (Figure 6). The set of Pareto optimal values of the parameters and their probability distributions are obtained. Each synthetic event is simulated with a randomized probabilistic value of the calibration parameters and the initial state associated to a randomized probabilistic value of the recharge (Figure 6).

Figure 6. Probabilistic calibration-simulation process.

2.4. Analysis of the Results: Validation

2.4. Analysis of the Results: Validation

Both, rainfall and RR model results are validated through the comparison between the observed and simulated nonparametric frequency curves. The observed data may also be adjusted to a parametric extreme probability distribution. The Gumbel and Generalised Extreme Value (GEV) distributions are adjusted to the observed data by the L-moments approach, choosing the one which fits best based on the chi-squared test. Due to the length of the observed series, the extrapolation of this function will be representative, approximately, up to a return period of 100 years (Klemeš 2000). Its 95% confidence intervals are also obtained. Therefore, in order to compare the observed series (of only some decades of years) with the simulated series (of thousands of years), P short-series of around 100 years are obtained by random sampling. The median and 95% uncertainty bounds derived from the P short-series are calculated.

The validation consists of comparing the observed, adjusted and median simulated frequency curves, checking if the observed and adjusted ones are contained between the uncertainty bounds. In addition, a quantitative analysis of the goodness-of-fit is performed by means of an objective functions that quantify the error, the Nash–Sutcliffe model efficiency coefficient (NSE). The NSE calculates the relative value of the variance of the residuals in relation to the variance of the observed values. Its optimal value is one.

$$NSE(\theta) = 1 - \frac{\sum_{Tr=2}^{Tr=100} [x_{Tr} - x'_{Tr}(\theta)]^2}{\sum_{Tr=2}^{Tr=100} [x_{Tr} - \bar{x}]^2} \quad (8)$$

where x_{Tr} represents the value of the adjusted distribution associated with the return period T_r , $x'_{Tr}(\theta)$ represents the value of the median simulated distribution associated with the return period T_r and $\bar{x}$ represents the average of the observed values. The interval of return periods considered is between two and 100 years, where the adjusted distribution may be considered representative (Klemeš 2000 [61]).

3. Case Study and Dataset

The methodology has been applied to two sub-basins of the Gardons River, Southeastern France: Saint-Jean-du-Gard and Mialet. The Gardons River rises in the Cevennes Mountains and runs through Languedoc-Roussillon, flowing into the Rhône near Beaucaire located between Avignon and Arles. The two sub-basins are located at the headwater of the Gardons River.

The Saint-Jean-du-Gard sub-basin is monitored at the Corbès gauging station and the Mialet sub-basin at the Générargues gauging station. Both gauging stations are located close to the confluence of the two rivers (see Figure 7). The drainage area at Corbès station is 262.3 km², whereas the one at Générargues site is 245.3 km². Both the sub-basins have a typical Mediterranean hydrological regime with major level rises in autumn (in October) and winter (in January), and low levels in summer (in July). A daily rainfall data series of 62 years (1948–2009) is available from eight gauges located in and around the basins (Figure 7) and also from hourly rainfall series (1988–2008) that are available only for two of them (PH_0194 and PH_0206). The flow data are obtained from the two discharge stations that provide hourly and daily data for the period 1971–2010.

From the data series, only 10 representative flood events have enough rainfall and flow data to calibrate the RIBS model (see Table 3). Although 10 events cannot be considered representative from this point of view, the model validation results show that the model reproduces quite well the basin behavior.

Drainage areas and slope directions maps, which are necessary for the RIBS model, are obtained from a digital elevation model with 200 × 200 m² cells. Twenty-three soil types are considered based on the Coordination of Information on the Environment Land Cover database [62], obtaining the soil parameters used in the RIBS model according to the Brooks-Corey parameterization.

Figure 8. Calibration of RainSim V3 in the Gardons basin. Statistical values (rain gauge PH_0194).

4.2. Rainfall Model Validation

Once the rainfall model is calibrated, a series of hourly rainfall for 6000 years for the eight rain gauges are generated and the series of annual maximum daily rainfall (AMR) are obtained from the observed and simulated rainfall series. Validation of the model is carried out with the series of 62 years of observed AMR and 300 short series of 125 years sampled from the 6000-year series of simulated AMR and 300 short series of 125 years sampled from the 6000-year series of simulated AMR by random sampling. The results of the validation are shown in Figure 9 and Table 4.

Figure 9. Frequency curves of the AMR for the eight rain gauges selected: observed data (circles); fitted distribution to observed data (solid line) with its 95% confidence interval (dotted line); and median of the 300 62-year series obtained from the simulation series with its 2.5% and 97.5% percentiles (dotted-dashed lines).

Table 4. NSE values calculated for the AMR for the eight rain gauges.

Station	PH_0194	PH_0206	PJ_0443	PJ_0517	PJ_0446	PJ_0516	PJ_0579	PJ_1905
NSE	0.99518	0.99364	0.94334	0.93327	0.9422	0.99498	0.95852	0.99248

As it can be seen, the results are very good for all of the rain gauges (see Table 4) with NSE coefficients greater than 0.93.

As it can be seen, the results are very good for all of the rain gauges (see Table 4) with NSE coefficients greater than 0.93.

12 of 19

4.3. RIBS Calibration

The RIBS model is calibrated using the three calibration–simulation processes, considering 10 representative observed events, 1000 Monte Carlo combinations of the calibration parameters (f , C_p and K_c) and 25 initial states. The following results are obtained: (a) a probability distribution for each parameter that is common for the deterministic and semi-probabilistic approaches; and (b) a probability distribution for each parameter and for the recharge (initial condition) in the case of the probabilistic approach.

4.4. Synthetic Events Simulation

After performing the three calibration–simulation processes, the three series of 6000 years with five events per year were simulated ($6000 \text{ years} \times 5 \text{ events} = 30,000$ hydrographs in total), obtaining three series of 30,000 hydrographs: deterministic, semi-probabilistic and probabilistic. These series enable the calculation of the nonparametric frequency curves of annual maximum peak flows and their associated hydrograph volumes (see Figure 10). This calculation is based on the Gringorten plotting position formula [63].

Figure 10. Frequency curves of peak flows (a, b) and the associated hydrograph volume (c, d). Deterministic (solid line), semi-probabilistic (dashed line) and probabilistic (dash-dot line) and observed data (circles). Results for the Générargues (a, c) and Corbès (b, d) basins.

Although the three curves fit the observations sufficiently well for low and medium return periods, the uncertainty increases for the high ones and the simulated curves spread out, with increasing the differences between themselves. In order to determine which type of calibration–simulation process would best represent the behavior of the basin, the validation is carried out.

4.5. Methodology Validation

The validation is applied to the 62-year series of observed annual maximum peak flow and hydrograph volume and 300 short-series of 125 years sampled from the three series of 6000 years of maximum annual peak flow and hydrograph volume. The validation results are compared to determine which calibration–simulation approach represents better the basin behavior (Figure 11 and Table 5).

The results show that, in the case of peak flows, the probabilistic calibration offers the best fit with NSE coefficients larger than 0.9. The deterministic approach presents an acceptable fit with NSE coefficients smaller than 0.5 while the semi-probabilistic calibration offers a poor fit with NSE coefficients smaller than zero. However, in the case of volumes, the results vary from one basin to another. At Générargues a truly good fit is not achieved by any of the approaches. The cause may be that the considered impervious area by the RR model may be greater than the actual because the RIBS model assumes that the cells through which the river flows are impervious. However, for Corbès, the semi-probabilistic approach leads to the best results (NSE coefficient equal to 0.97),

although the probabilistic calibration achieves also a good fit (NSE coefficient equal to 0.91). Therefore, it may be concluded that the best calibration–simulation approach for the cases analyzed is the probabilistic one, which characterizes the initial state and considers the variability of the basin behavior and the uncertainty inherent to the model. In contrast, the other two calibrations do not represent this variability either entirely or partially, which leads to an overestimation or underestimation of the variables that characterize the hydrographs.

Figure 11: Frequency curves of the peak flow and the associated hydrograph volume for the Générargues and the Corbès basins: (a) Deterministic; (b) semi-probabilistic; and (c) probabilistic. Observed data (circles); Distribution fitted to the observed series (solid line) with its 95% confidence limits (dotted line); median and 2.5% and 97.5% percentiles of model simulations (dashed lines).

Table 5: NSE values calculated for the simulated peak flows and hydrograph volumes by the deterministic, semi-probabilistic and probabilistic approaches. The bold text shows the approach that fits best and the *italics* text shows the worst fit.

Variable	Objective Function	Station	Simulation		
			Deterministic	Semi-Probabilistic	Probabilistic
Qmax	NSE	Générargues	<i>0.458</i>	<i>-0.989</i>	0.91
Qmax	NSE	Corbès	<i>0.07</i>	<i>-1.764</i>	0.968
VolQmax	NSE	Générargues	<i>-0.195</i>	<i>-0.231</i>	0.968
VolQmax	NSE	Corbès	<i>-1.598</i>	0.972	<i>0.908</i>

4.6. Bivariate and Uncertainty Analysis

The results show that, in the case of peak flows, the probabilistic calibration offers the best fit with NSE coefficients larger than 0.9. The deterministic approach presents an acceptable fit with NSE coefficients smaller than 0.5 while the semi-probabilistic calibration offers a poor fit with NSE coefficients smaller than zero. However, in the case of volumes, the results vary from one basin to another. At Générargues a truly good fit is not achieved by any of the approaches. The cause may be that the considered impervious area by the RR model may be greater than the actual because the RIBS model assumes that the cells through which the river flows are impervious. However, for Corbès,

the semi-probabilistic approach leads to the best results (NSE coefficient equal to 0.97), although the probabilistic calibration achieves also a good fit (NSE coefficient equal to 0.91). Therefore, it may be concluded that the best calibration–simulation approach for the cases analyzed is the probabilistic one, which characterizes the initial state and considers the variability of the basin behavior and the uncertainty inherent to the model. In contrast, the other two calibrations do not represent this variability either entirely or partially, which leads to an overestimation or underestimation of the variables that characterize the hydrographs.

4.6. Bivariate and Uncertainty Analysis

Once the proposed methodology is validated and the probabilistic approach is chosen, a bivariate and uncertainty analysis is carried out. The model results are the series of 6000 years with five complete hydrographs per year that allow characterizing the extreme behavior of the basin. To conduct the bivariate analysis, the peak flows and volumes of the simulated hydrographs are obtained and represented in the flow–volume space (Figure 12). These graphs show that the range of peak flows associated with a hydrograph volume increase with the volume value although the larger the hydrograph volume is, the smaller the number of events is, appearing them more scattered.

Figure 12. Peak flow and hydrograph volumes of the simulated hydrograph for the Générargues and the Corbès basins.

The uncertainty analysis consists on determining the variability in the estimates of the variables associated with a given return period. Hydrograph series of different length (2000, 1500, 1200, 1000, 750, 500, 250 and 125) are obtained from the 6000 years series by random sampling. The nonparametric frequency curves are obtained from each series based on the Gringorten formula and frequency curves are obtained from each series based on the Gringorten formula and the relationship between the exceedance probability and the return period. Only the uncertainty of the peak flow estimations for the Corbès basin is presented here (see Figure 13).

Figure 13. Peak flow frequency curves obtained from 2000, 1500, 1200, 1000, 750, 500, 250 and 125 years series for the Corbès basin.

Figure 13 shows that the variability increases with the return period. To see how the variability

The uncertainty analysis consists on determining the variability in the estimates of the variables associated with a given return period. Hydrograph series of different length (2000, 1500, 1200, 1000, 750, 500, 250 and 125) are obtained from the 6000 years series by random sampling. The nonparametric frequency curves are obtained from each series based on the Gringorten formula and the relationship between the exceedance probability and the return period. Only the uncertainty of the peak flow estimations for the Corbès basin is presented here (see Figure 13)

Figure 13. Peak flow frequency curves obtained from 2000, 1500, 1200, 1000, 750, 500, 250 and 125 years series for the Corbès basin.

Water 2016, 8, 225

Figure 13 shows that the variability increases with the return period. To see how the variability

Figure 14. Median, 25% and 75% percentiles and outlier values of the peak flows associated with return periods of 50, 100 and 500 years calculated from different series length for the Corbès basin.

In order to quantify, the uncertainty of the estimations, the interquartile range (IQR) is calculated. The IQR is the difference between the upper and lower quartiles and it is a measure of the statistical dispersion (Table 6). Values of the first (Q_1), second (Q_2), third (Q_3) quartiles, the interquartile range IQR, and the relative value of the IQR against Q_2 and against the mean of Q_1 and Q_3 .

Table 6. Values of the first (Q_1), second (Q_2), third (Q_3) quartiles, the interquartile range IQR, and the relative value of the IQR against Q_2 and against the mean of Q_1 and Q_3 .

Data length	Q_1	Q_2	Q_3	IQR	IQR/ Q_2	IQR/(($Q_1 + Q_3$)/2)
1000	1135.0	1300.0	1372.0	189.0	14.5%	14.8%
1250	1135.0	1300.0	1372.0	189.0	14.5%	14.8%
1500	1151.0	1300.0	1331.0	160.0	12.3%	12.8%
1000	1150.0	1300.0	1438.0	138.0	10.4%	10.1%
2000	1130.0	1300.0	1372.0	189.0	14.5%	14.8%
1250	1183.0	1301.0	1372.0	189.0	14.5%	14.8%
1500	1171.0	1300.0	1331.0	160.0	12.3%	12.8%
1000	1300.0	1331.0	1438.0	138.0	10.4%	10.1%
250	878.3	961.7	1022.0	99.0	10.2%	10.2%
500	923.0	968.6	1013.0	80.5	8.3%	8.3%
750	936.7	965.4	1008.0	71.3	7.4%	7.3%
1000	936.7	965.4	1008.0	71.3	7.4%	7.3%
125	761.3	828.8	903.4	51.2	6.2%	6.1%
250	794.1	846.4	903.4	109.4	12.9%	12.9%
500	801.0	833.7	876.2	75.2	9.0%	9.0%
750	819.3	831.8	870.6	51.2	6.2%	6.1%

Figure 14 and Table 5 show that the uncertainty decreases with the length of the series and increases with the return period. This means that the longer the simulated series are, the more

Figure 14 and Table 5 show that the uncertainty decreases with the length of the series and increases with the return period. This means that the longer the simulated series are, the more accurate the estimations associated to high return period are. This estimated uncertainty may be taken into account in the infrastructure design.

5. Conclusions

This study presents a stochastic methodology for the generation of flood event series of arbitrary length by the combination of a stochastic rainfall generator and a distributed rainfall–runoff event-based model through the identification of independent storm events and the selection of a sub-set of events for each year with the criterion of the higher accumulated rainfall.

The combination of the continuous stochastic rainfall generator with the identification of independent events through the exponential method allows an accurate simulation of the rainfall over the basin and the characterization of storm events considering spatial and temporal variability.

The probabilistic calibration–simulation approach proposed here overcomes the main drawback of event-based models, the basin initial state characterization. This approach considers the recharge (initial state of the basin) as a random variable and obtains its probability density function. The results are compared with those obtained for the other approaches (deterministic and semi-probabilistic). The comparison shows that the probabilistic approach better represents the basin behavior than the other two because of the characterization of the initial state, the representation of the runoff generation and propagation processes variability and the uncertainty inherent to the model through a probabilistic calibration and simulation.

The application of this methodology results in a set of complete hydrographs that allows the calculation of the frequency curves of all the variables that characterize the hydrographs and the development of a multivariate analysis.

The main pros and cons of the proposed methodology are:

Pros:

- The application of the RainSim model allows the generation of arbitrarily long hourly rainfall series, even from daily-observed rainfall series.
- The use of a distributed physically-based rainfall–runoff event-based model allows simulating extreme hydrograph series of thousands of years with an hourly resolution.
- The probabilistic approach characterizes the basin initial state and solves the main problem of event-base model.
- This approach also takes into account the basin variability through the runoff generation and propagation.
- The extreme hydrograph series obtained as results can be used in hydraulic infrastructure design, territorial planning, flood management and risk analysis.

Cons:

- The RIBS model assumes that the river cells are impervious, which means that all rain that falls on these cells transforms into runoff. Because of this, the runoff volume produced in the river cells could be greater than the real one and prevent obtaining a good fit.
- To calibrate the RIBS model, it is necessary to dispose of extreme rainfall events and the associated flood events with an hourly resolution. The number of these events is usually reduced, which may difficult the calibration process or make that the results are not quite representative from a statistical point of view
- It should be noted that the study is based on limited case studies and needs more verification in order to validate the proposed methodology

Considering these pros and cons, the methodology is appropriate if there are enough rainfall and flow data to calibrate the models, as well as, if there is a good characterization of the morphological and hydraulic characterization of the catchment available.

Therefore, the methodology presented here may be a useful tool to characterize the hydrological extreme behavior of basins, which, in turn, is essential for the design of hydraulic infrastructures, territorial planning, flood management and risk analysis.

Acknowledgments: The authors wish to acknowledge support from project MODEX Physically-based modeling of extreme hydrologic response under a probabilistic approach. Application to Dam Safety Analysis (CGL2011-22868), funded by the Spanish Ministry of Science and Innovation (now the Ministry of Economy and Competitiveness) and from the project DRIHM-Distributed Research Infrastructure for Hydro-Meteorology, funded by the European Commission through Grant Agreement No. 283568. The authors are also grateful for the financial contribution made by the COST Office grant ES0901 “European procedures for flood frequency estimation (FloodFreq)” and for the support and advice provided by Emmanuel Paquet during the stay of the first author at the Division Technique Générale (DTG) of Électricité de France in Grenoble in October 2013.

Author Contributions: Isabel Flores-Montoya, Álvaro Sordo-Ward, Luis Mediero and Luis Garrote conceived and designed the experiments; and Isabel Flores-Montoya performed the experiments and analyzed the data; Isabel Flores-Montoya wrote the paper with the contribution of Álvaro Sordo-Ward, Luis Mediero and Luis Garrote.

Conflicts of Interest: The authors declare no conflict of interest.

References

1. Adams, B.; Howard, C.D. Design storm pathology. *Can. Water Resour. J.* **1986**, *11*, 49–55. [[CrossRef](#)]
2. Alfieri, L.; Laio, F.; Claps, P. A simulation experiment for optimal design hyetograph selection. *Hydrol. Process.* **2008**, *22*, 813–820. [[CrossRef](#)]
3. Viglione, A.; Blöschl, G. On the role of storm duration in the mapping of rainfall to flood return periods. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* **2009**, *13*, 205–216. [[CrossRef](#)]
4. Eagleson, P.S. Dynamics of flood frequency. *Water Resour. Res.* **1972**, *8*, 878–898. [[CrossRef](#)]
5. Sordo-Ward, A.; Garrote, L.; Martín-Carrasco, F.; Dolores Bejarano, M. Extreme flood abatement in large dams with fixed-crest spillways. *J. Hydrol.* **2012**, *466*, 60–72. [[CrossRef](#)]
6. Sordo-Ward, A.; Garrote, L.; Bejarano, M.D.; Castillo, L.G. Extreme flood abatement in large dams with gate-controlled spillways. *J. Hydrol.* **2013**, *498*, 113–123. [[CrossRef](#)]
7. Foufoula-Georgiou, E. A probabilistic storm transposition approach for estimating exceedance probabilities of extreme precipitation depths. *Water Resour. Res.* **1989**, *25*, 799–815. [[CrossRef](#)]
8. Wilson, L.L.; Foufoula-Georgiou, E. Regional rainfall frequency analysis via stochastic storm transposition. *J. Hydraul. Eng.* **1990**, *116*, 859–880. [[CrossRef](#)]
9. Franchini, M.; Helmlinger, K.R.; Foufoula-Georgiou, E.; Todini, E. Stochastic storm transposition coupled with rainfall-runoff modeling for estimation of exceedance probabilities of design floods. *J. Hydrol.* **1996**, *175*, 511–532. [[CrossRef](#)]
10. England, J.F., Jr. Frequency Analysis and Two-Dimensional Simulations. Ph.D. Thesis, Colorado State University, Fort Collins, CO, USA, 2006.
11. Rodríguez-Iturbe, I.; Cox, D.; Isham, V. Some models for rainfall based on stochastic point processes. *Proc. R. Soc. Lond. Ser. A* **1987**, *410*, 269–288. [[CrossRef](#)]
12. Rodríguez-Iturbe, I.; Febres de Power, B.; Valdés, J. Rectangular pulses point process models for rainfall: Analysis of empirical data. *J. Geophys. Res.* **1987**, *92*, 9645–9656. [[CrossRef](#)]
13. Cowpertwait, P.S. A generalized point process model for rainfall. *Proc. R. Soc. Lond. Ser. A Math. Phys. Sci.* **1994**, *447*, 23–37. [[CrossRef](#)]
14. Cowpertwait, P.S. A generalized spatial-temporal model of rainfall based on a clustered point process. *Proc. R. Soc. Lond. Ser. A Math. Phys. Sci.* **1995**, *450*, 163–175. [[CrossRef](#)]
15. Cowpertwait, P.S.P.; O’Connell, P.E.; Metcalfe, A.V.; Mawdsley, J.A. Stochastic point process modelling of rainfall. I. Single-site fitting and validation. *J. Hydrol.* **1996**, *175*, 17–46. [[CrossRef](#)]

16. Cowpertwait, P.S. A spatial-temporal point process model with a continuous distribution of storm types. *Water Resour. Res.* **2010**, *46*. [[CrossRef](#)]
17. Kilsby, C.G.; Jones, P.D.; Burton, A.; Ford, A.C.; Fowler, H.J.; Harpham, C.; James, P.; Smith, A.; Wilby, R.L. A daily weather generator for use in climate change studies. *Environ. Model. Softw.* **2007**, *22*, 1705–1719. [[CrossRef](#)]
18. Leonard, M.; Lambert, M.F.; Metcalfe, A.V.; Cowpertwait, P.S.P. A space-time Neyman–Scott rainfall model with defined storm extent. *Water Resour. Res.* **2008**, *44*. [[CrossRef](#)]
19. Burton, A.; Kilsby, C.G.; Fowler, H.J.; Cowpertwait, P.S.P.; O’Connell, P.E. RainSim: A spatial-temporal stochastic rainfall modelling system. *Environ. Model. Softw.* **2008**, *23*, 1356–1369. [[CrossRef](#)]
20. Burton, A.; Fowler, H.J.; Kilsby, C.G.; O’Connell, P.E. A stochastic model for the spatial-temporal simulation of nonhomogeneous rainfall occurrence and amounts. *Water Resour. Res.* **2010**, *46*, W11501. [[CrossRef](#)]
21. Hashemi, A.M.; Franchini, M.; O’Connell, P.E. Climatic and basin factors affecting the flood frequency curve: PART I? A simple sensitivity analysis based on the continuous simulation approach. *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.* **2000**, *4*, 463–482. [[CrossRef](#)]
22. Cameron, D.S.; Beven, K.J.; Tawn, J.; Blazkova, S.; Naden, P. Flood frequency estimation by continuous simulation for a gauged upland catchment (with uncertainty). *J. Hydrol.* **1999**, *219*, 169–187. [[CrossRef](#)]
23. Cameron, D.; Beven, K.J.; Tawn, J.; Naden, P. Flood frequency estimation by continuous simulation (with likelihood based uncertainty estimation). *Hydrol. Earth Syst. Sci.* **2000**, *4*, 23–34. [[CrossRef](#)]
24. Cameron, D.; Beven, K.; Naden, P. Flood frequency estimation under climate change (with uncertainty). *Hydrol. Earth Syst. Sci.* **2001**, *4*, 393–405. [[CrossRef](#)]
25. Blazkova, S.; Beven, K.J. Frequency version of TOPMODEL as a tool for assessing the impact of climate variability on flow sources and flood peaks. *J. Hydrol. Hydromech.* **1995**, *43*, 392–411.
26. Blazkova, S.; Beven, K. Flood frequency estimation by continuous simulation for a catchment treated as ungauged (with uncertainty). *Water Resour.* **2002**, *38*, 1–14. [[CrossRef](#)]
27. Blazkova, S.; Beven, K. Flood frequency estimation by continuous simulation of subcatchment rainfalls and discharges with the aim of improving dam safety assessment in a large basin in the Czech Republic. *J. Hydrol.* **2004**, *292*, 153–172. [[CrossRef](#)]
28. Haberlandt, U.; Ebner von Eschenbach, A.D.; Buchwald, I. A space-time hybrid hourly rainfall model for derived flood frequency analysis. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* **2008**, *12*, 1353–1367. [[CrossRef](#)]
29. Brocca, L.; Melone, F.; Moramarco, T. Distributed rainfall-runoff modelling for flood frequency estimation and flood forecasting. *Hydrol. Process.* **2011**, *25*, 2801–2813. [[CrossRef](#)]
30. Brocca, L.; Liersch, S.; Melone, F.; Moramarco, T.; Volk, M. Application of a model-based rainfall-runoff database as efficient tool for flood risk management. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* **2013**, *17*, 3159–3169. [[CrossRef](#)]
31. Camici, S.; Tarpanelli, A.; Brocca, L.; Melone, F.; Moramarco, T. Design soil moisture estimation by comparing continuous and storm-based rainfall-runoff modeling. *Water Resour. Res.* **2011**, *47*. [[CrossRef](#)]
32. Ciabatta, L.; Brocca, L.; Massari, C.; Moramarco, T.; Gabellani, S.; Puca, S.; Wagner, W. Rainfall-runoff modelling by using SM2RAIN-derived and state-of-the-art satellite rainfall products over Italy. *Int. J. Appl. Earth Obs. Geoinform.* **2016**, *48*, 163–173. [[CrossRef](#)]
33. Loizu, J.; Álvarez-Mozos, J.; Casali, J.; Chahor, Y.; Brocca, L. Catorce años de simulación en continuo de caudales horarios en las cuencas navarras de los ríos Cidacos y Arga. Estudio comparativo de dos modelos hidrológicos. Available online: <http://www.uco.es/jia2015/ponencias/b/b011.pdf> (accessed on 26 February 2016).
34. Rulli, M.C.; Rosso, R. An integrated simulation method for flash-flood risk assessment: 1. Frequency predictions in the Bisagno River by combining stochastic and deterministic methods. *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.* **2002**, *6*, 267–284. [[CrossRef](#)]
35. Francés, F.; García-Bartual, R.; Bussi, G. High return period annual maximum reservoir water level quantiles estimation using synthetic generated flood events. In *Risk Analysis, Dam Safety, Dam Security and Critical Infrastructure Management*; CRC Press: Boca Raton, FL, USA, 2011; pp. 185–190.
36. Ocio, D.; Stocker, C.; Eraso, Á.; Cowpertwait, P. Regionalized extreme flows by means of stochastic storm generation coupled with a distributed hydrological model. The case of the basque country. In *E-Proceedings of the 36th IAHR World Congress, The Hague, The Netherlands, 28 June–3 July 2015*.

37. Paquet, E.; Garavaglia, F.; Garçon, R.; Gailhard, J. The SCHADEX method: A semi-continuous rainfall–runoff simulation for extreme flood estimation. *J. Hydrol.* **2013**, *495*, 23–37. [[CrossRef](#)]
38. Brigode, P.; Bernardara, P.; Paquet, E.; Gailhard, J.; Garavaglia, F.; Merz, R.; Micovic, Z.; Lawrence, D.; Ribstein, P. Sensitivity analysis of SCHADEX extreme flood estimations to observed hydrometeorological variability. *Water Resour. Res.* **2014**, *50*, 353–370. [[CrossRef](#)]
39. Lawrence, D.; Paquet, E.; Gailhard, J.; Fleig, A.K. Stochastic semi-continuous simulation for extreme flood estimation in catchments with combined rainfall–snowmelt flood regimes. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* **2014**, *14*, 1283–1298. [[CrossRef](#)]
40. Massari, C.; Brocca, L.; Barbetta, S.; Papathanasiou, C.; Mimikou, M.; Moramarco, T. Using globally available soil moisture indicators for flood modelling in Mediterranean catchments. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* **2014**, *18*, 839–853. [[CrossRef](#)]
41. Li, J.; Thyer, M.; Lambert, M.; Kuczera, G.; Metcalfe, A. An efficient causative event-based approach for deriving the annual flood frequency distribution. *J. Hydrol.* **2014**, *510*, 412–423. [[CrossRef](#)]
42. Garrote, L.; Brass, R.L. A distributed model for real-time flood forecasting using digital elevation models. *J. Hydrol.* **1995**, *167*, 279–306. [[CrossRef](#)]
43. Garrote, L.; Brass, R.L. An integrated software environment for real-time use of a distributed hydrologic model. *J. Hydrol.* **1995**, *167*, 307–326. [[CrossRef](#)]
44. Restrepo-Posada, P.J.; Eagleson, P.S. Identification of independent rainstorms. *J. Hydrol.* **1982**, *55*, 303–319. [[CrossRef](#)]
45. Bonta, J.V.; Rao, A.R. Factors affecting the identification of independent storm events. *J. Hydrol.* **1988**, *98*, 275–293. [[CrossRef](#)]
46. Cosby, B.J.; Hornberger, G.M.; Clapp, R.B.; Ginn, T. A statistical exploration of the relationships of soil moisture characteristics to the physical properties of soils. *Water Resour. Res.* **1984**, *20*, 682–690. [[CrossRef](#)]
47. Refsgaard, J.C.; Thorsen, M.; Jensen, J.B.; Kleeschulte, S.; Hansen, S. Large scale modelling of groundwater contamination from nitrate leaching. *J. Hydrol.* **1999**, *221*, 117–140. [[CrossRef](#)]
48. Castillo, V.M.; Gomez-Plaza, A.; Martinez-Mena, M. The role of antecedent soil water content in the runoff response of semiarid catchments: A simulation approach. *J. Hydrol.* **2003**, *284*, 114–130. [[CrossRef](#)]
49. Zehe, E.; Becker, R.; Bárdossy, A.; Plate, E. Uncertainty of simulated catchment runoff response in the presence of threshold processes: Role of initial soil moisture and precipitation. *J. Hydrol.* **2005**, *315*, 183–202. [[CrossRef](#)]
50. Noto, L.V.; Ivanov, V.Y.; Bras, R.L.; Vivoni, E.R. Effects of initialization on response of a fully-distributed hydrologic model. *J. Hydrol.* **2008**, *352*, 107–125. [[CrossRef](#)]
51. Moore, R.J.; Cole, S.J.; Bell, V.A.; Jones, D.A. *Issues in Flood Forecasting: Ungauged Basins, Extreme Floods and Uncertainty*; IAHS-AISH Publication: Wallingford, UK, 2006; pp. 103–122.
52. Vivoni, E.R.; Entekhabi, D.; Bras, R.L.; Ivanov, V.Y. Controls on runoff generation and scale-dependence in a distributed hydrologic model. *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.* **2007**, *4*, 983–1029. [[CrossRef](#)]
53. Berthet, L.; Andréassian, V.; Perrin, C.; Javelle, P. How crucial is it to account for the antecedent moisture conditions in flood forecasting? Comparison of event-based and continuous approaches on 178 catchments. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* **2009**, *13*, 819–831. [[CrossRef](#)]
54. Mediero, L.; Garrote, L.; Martín-Carrasco, F.J. Probabilistic calibration of a distributed hydrological model for flood forecasting. *Hydrol. Sci. J.* **2011**, *56*, 1129–1149. [[CrossRef](#)]
55. Sifalda, V. Entwicklung eines Berechnungsregens für die Bemessung von Kanalnetzen. *Wasser Abwasser* **1963**, *114*, 435–440.
56. Yen, B.C.; Chow, V.T. Design hyetographs for small drainage structures. *J. Hydraul. Div.* **1980**, *106*, 1055–1076.
57. Wenzel, H.G.; Voorhees, M.L. *An Evaluation of the Urban Design Storm Concept*; UILU-WRC-81-0164; University of Illinois at Urbana-Champaign, Water Resour. Center: Champaign, IL, USA, 1981.
58. Grace, R.A.; Eagleson, P.S. *The Synthesis of Short-Time Increment Rainfall Sequences*; Hydrodynamics Laboratory, Dept. of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology: Cambridge, UK, 1966; p. 105.
59. Cabral, M.C.; Garrote, L.; Bras, R.L.; Entekhabi, D. A kinematic model of infiltration and runoff generation in layered and sloped soils. *Adv. Water Resour.* **1992**, *15*, 311–324. [[CrossRef](#)]

60. Cabral, M.C.; Bras, R.L.; Tarboton, D.; Entekhabi, D. A distributed, physically-based, rainfall-runoff model incorporating topography for real-time flood forecasting (No. 332). Available online: www.researchgate.net (accessed on 24 January 2013).
61. Klemesš, V. Tall tales about tails of hydrological distributions: Parts I and II. *J. Hydrol. Eng.* **2000**, *5*, 227–239. [[CrossRef](#)]
62. CORINE Land Cover. *Coordination of Information on the Environment (2006)*; European Environment Agency: Copenhagen, Denmark, 2006.
63. Gringorten, I.I. A plotting rule for extreme probability paper. *J. Geophys. Res.* **1963**, *68*, 813–814. [[CrossRef](#)]

© 2016 by the authors; licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC-BY) license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

Deriving bivariate flood frequency distributions for dam safety evaluation

Isabel Flores-Montoya¹, Ana Requena¹, Álvaro Sordo-Ward², Luis Mediero¹ and Luis Garrote¹

(1) *Department of Hydraulic and Energy Engineering, Technical University of Madrid, Spain, e-mail: l.garrote@upm.es*

(2) *Department of Civil Engineering, Technical University of Cartagena, Spain, e-mail: alvaro.sordo@upct.es*

Abstract: Obtaining the flood frequency curve is necessary to design river structures and evaluate their risk. In some cases, like dams, the peak flow frequency curve may not be enough, since the hydrograph characteristics are also important to determine the response of these structures to the flood event. Hydrograph characteristics may be summarized in a bivariate probability distribution that considers both peak discharge and hydrograph volume. Unfortunately, obtaining that probability distribution requires long historical flood series which almost never exist, so it is necessary to develop other methodologies to achieve them. This paper presents a possible methodology to obtain bivariate probability distributions using synthetic rainstorms events. These events are extracted from synthetic rainfall time series generated by a spatial-temporal Neyman-Scott rectangular pulses process (RainSimV3). The events are classified according to three different criteria and every year the highest ones are chosen. The selected rainstorm events are transformed into runoff by a distributed rainfall-runoff event model, obtaining the hydrographs which make possible to yield the probability distribution and to evaluate the associated risk. This methodology has been applied to the Manzanares basin, in the centre of Spain.

Key words: Hydrology, Derived distribution, risk evaluation, bivariate flood frequency distribution, stochastic approach, stochastic rainfall, distributed hydrologic model, Monte Carlo framework, Dam Safety.

1. INTRODUCTION

The risk evaluation and safe design of hydraulic infrastructures have great importance in the functionality of these structures and the safety of people. In Spain, for hydrologic dam safety design studies, it is common practice to use a design storm with an associated return period and obtain a design flood with a similar return period applying a hydrometeorological model. Assigning the same return period (T_r) to the storm and to the corresponding flood is not necessarily good practice according to Adams and Howard (1986), Alfieri et al. (2008) and Viglione and Blöschl (2009). Other processes involved in dam safety analysis are defined in accordance with project criteria and included in a deterministic manner (e.g: storm durations, initial soil moisture conditions, parameters characterising the runoff generation, initial reservoir level, etc.). This methodology, which is essentially deterministic, is currently used because of its simplicity and low input requirements.

In addition, the peak discharge frequency curve is not enough to evaluate the risk of some structures, such as dams, since other hydrograph characteristics are also important in the response of these structures to floods events. The relative importance of the different hydrograph characteristics in the response of the dam to flood events depends on the basin characteristics, the reservoir volume and the spillway capacity.

The current development of both, hydrological science and computational capacity to model spatial-temporal hydrologic processes, have resulted in the ready availability of stochastic models to obtain multivariate flood frequency distributions through simulation. For dam safety analyses, hydrograph characteristic may be summarized in a bivariate probability distribution that considers both peak discharge and hydrograph volume.

The methodology proposed in this paper allows obtaining this bivariate probability function by a combination of: i) a generation of synthetic rainfall series; ii) identification and classification of

rainstorm events; and iii) a generation of synthetic flood events by a distributed rainfall-runoff model. The results of this methodology are annual series of the k worst hydrographs from where the bivariate probability function can be obtained.

2. METHODOLOGY

The objective of the methodology presented in this paper is to obtain a bivariate probability distribution of floods using synthetic rainstorms events. The procedure consists on the following steps:

- a) Rainfall generation: the synthetic rainfall series are generated by the RainSim model, which is based on a spatial-temporal Neyman-Scott rectangular pulse process, developed by the School of Civil Engineering and Geosciences of Newcastle University (Burton et al., 2008)
- b) Identification of rainstorm events: rainstorm events are identified from synthetic rainfall time series following the exponential method (Restrepo and Eagleson 1982)
- c) Classification of rainstorm events: rainstorm events are classified according to three different criteria: maximum accumulated rainfall, maximum average intensity and maximum duration. The k highest ones of every year according to each criterion are chosen.
- d) Rainfall-runoff Model: transformation of selected rainstorm events into flood events is simulated by the RIBS model (Garrote and Bras 1995a, 1995b), which is a distributed rainfall-runoff event model. In this way, inflow hydrographs in the reservoir are obtained.
- e) Result analysis: synthetic series of peak discharge and hydrograph volume are compared to observed data, in order to evaluate the goodness of fit of the model.

2.1 Rainfall generation

Long rainfall or flow time series are required to obtain flood frequency distributions (peak discharge and hydrograph volume) which are useful to design hydraulic infrastructures and to evaluate their risk. Usually, these records are not available or they are not long enough to represent accurately hydrological variables associated to high return periods, hence the use of stochastic models becomes an alternative. These models connect long stochastically generated rainfall with rainfall-runoff models to generate long discharge series to obtain the flood frequency distribution (Blazkova and Beven, 2002, 2009; Brath et al., 2002; Sivapalan et al., 2005; Faulkner and Wass, 2005).

In this study, the stochastic synthetic rainfall series are generated by applying the RainSimV3 model, proposed by Burton et al. (2008, 2010). RainSimV3 has three different modules: data analysis, statistics fitting and simulation of stochastic rainfall time series. The model has to be applied in four steps: First, the analysis module is applied to characterise observed time series by deriving rainfall statistics at various time aggregations (e.g. mean hourly rainfall, variance of daily rainfall). Second, the fitting module calibrates the model using a numerical optimization (Shuffled complex evolution approach proposed by Duan et al., 1993) to find the parameter set which best adjusts to the statistics previously calculated. Third, the simulation module generates synthetic rainfall time series based on the parameter set. Finally the analysis module is re-applied to check whether the simulated time series is consistent with observations (Burton et al. 2008).

2.2 Rainstorm events identification

The RainSim model provides continuous rainfall series that make it possible to apply a continuous rainfall-runoff model to generate the corresponding continuous discharge series. However, calibrating continuous rainfall-runoff models may be a daunting task when extreme events are the focus of the analysis. Event models may be easier to calibrate for the extreme events

that are critical on in risk evaluation of river structures. Furthermore, event models allow the generation of longer time series due to their smaller computational requirements.

In order to use an event rainfall-runoff model, individual rainstorm events have to be identified and extracted from the rainfall series. In the majority of cases, events are identified by fixing a rainless period which should be reached or exceeded before and after each event (David Dunkerley 2008). Different methods (arbitrary separation, autocorrelation, rank correlation and exponential distribution) have been used by different investigators to establish the minimum inter-event period. In this paper, the exponential method was used to fix the minimum inter-event period since it ensures independence between the events better than other methods (Bonta and Ramachandra 1987).

Bedside exponential method (Restrepo-Posada and Eagleson 1982) was used to calculate the minimum inter-event period. A minimum rain depth is required for an event to be recorded. The combination of both, exponential method and rain depth threshold was applied to the basin spatial-averaged rainfall series, calculated with the Thiessen polygons method, to obtain the minimum inter-event period and the hyetographs of individual events.

2.3 Rainstorm events classification

The objective of rainstorm classification is to choose the k events that would produce the worst hydrograph for the safety of the dam. Not knowing in advance which criterion of event classification will achieve better correlation between rainstorm attributes and dam risk, three proposed criteria (maximum accumulated rainfall, maximum mean intensity and maximum duration) were applied, compared and evaluated.

This evaluation consisted on comparing the classification order of the rainstorm event and the classification order of the associated hydrograph, according to three different criteria: maximum peak discharge, maximum hydrograph volume or maximum water level reached in the reservoir. The best event classification criterion is the one that produces the best coincidence between event order and hydrograph order.

Both peak discharge and volume are attributes of the inflow hydrograph, while water level is an attribute of reservoir routing which is obtained applying the volumetric assessment method (VAM)(Girón 1988; Bianucci et al.,2013).

2.4 Rainfall-runoff model

The Real-time Interactive Basin Simulator (RIBS) model is a distributed hydrological rainfall-runoff model that simulates the basin response to a spatially-distributed rainfall event. This model works over a grid of a digital terrain model in a matrix form and the data are stored in layers of raster-type information, which are combined to obtain the model parameters (Garrote and Bras 1995a, 1995b).

The RIBS model consists of two modules. The first is a runoff-generation module. In the zones, where rainfall intensity exceeds the infiltration capacity of the land, the soil is considered anisotropic and can be adequately represented by the Brooks-Corey parameterization, in which the saturated hydraulic conductivity (K_s) decreases with soil depth (y) following an exponential function, in normal (n) and parallel (p) directions to the soil surface, which are related by the anisotropy coefficient (a):

$$K_{s_n}(y) = K_{0_n} e^{-f_y(\theta - \theta_r / \theta_s - \theta_r)^\varepsilon} \quad (1)$$

$$K_{s_p}(y) = K_{0_p} e^{-f_y(\theta - \theta_r / \theta_s - \theta_r)^\varepsilon} \quad (2)$$

$$a = K_{0_p} / K_{0_n} \quad (3)$$

where K_{0n} and K_{0p} (mm h^{-1}) are the saturated hydraulic surface conductivities in directions normal and parallel to the surface, and must be defined for each type of soil considered in the basin; f (mm^{-1}) is a parameter that controls the reduction of saturated hydraulic conductivity with depth; θ is the soil moisture content; θ_r is the residual soil moisture content, meaning the minimum value of moisture under which the humidity cannot be extracted by capillary forces; θ_s is the saturated moisture content; and ε is the index of soil porosity (Cabral *et al.* 1992).

Surface runoff will occur either, when the value of the rainfall intensity exceeds the infiltration capacity of the land, or when the soil is completely saturated.

The second module is a runoff propagation module. The runoff travel has a hillside path, with velocity on the hillslope (v_h) and a river-bed path with velocity on the riverbed (v_s). The riverbed velocity grows proportionally to the rate between the relative value of flow at the discharge point of the basin, $Q(t)$ and a reference flow rate Q_{ref} raised to the exponent r with the riverbed velocity (C_v):

$$V_s(t) = C_v [Q(t)/Q_{\text{ref}}]^r \quad (4)$$

Moreover, the velocities in the channel (riverbed path) and in the hillslope are considered uniform throughout the basin at any time t , and are related by the dimensionless parameter, K_v :

$$K_v = v_s(t)/v_h(t) \quad (5)$$

The first module, runoff generation, is calibrated by estimating the values of the parameters f and α , while the second module, runoff transport, is calibrated by the parameters C_v and K_v . The calibration methodology followed in that case is the probabilistic calibration proposed by Mediero *et al.* (2011), which is based on a simultaneous minimisation of multiple objective functions. It results in a set of model parameters characterised by a probability density function. This probabilistic approach allows to take into account the different possible basin behaviours and the uncertainty inherent in the model.

2.4 Result analysis

Once the storm events have been transformed into flood events, inflow and outflow hydrographs are obtained. Therefore, the derived frequency curves of some variables such as the peak discharge, the hydrograph volume or the maximum level reached at the reservoir can be calculated easily. These curves were compared with recorded observations to assess the applicability of the method.

3. CASE STUDY

The Manzanares River basin in Spain is selected as a case study. The Manzanares River is located in the centre of the Iberian Peninsula, within the Tagus River basin, and crosses the city of Madrid, Spain. The main stream of the Manzanares River has a length of 80 km and a watershed area of 1248 km^2 . The Santillana reservoir is the first reservoir from which the natural system of the river is modified.

The Santillana Reservoir has a conservation pool and a flood control pool with storage capacities of 91.2 and $3.7 \times 10^6 \text{ m}^3$, respectively, and the gated spillway has a maximum capacity of 300 m^3/s .

Rainfall events were characterised by daily data from 15 rain-gauges supplied by the Agencia Estatal de Meteorología.

Considering the lack of instantaneous peak discharges at this location, daily inflows were used. 52 years of daily inflow volumes were available at this site.

We utilised 10 rain-gauges for model calibration and 5 for model validation. We generated 8000 hourly rainfall years in each rain-gauge by applying the RainSimV3 model. We validated the

procedure by comparing the statistical variables and the maximum 24 hours rainfall frequency curve obtained from modelled and calculated data.

Initially, 1000 years were used to choose the best rainfall classification criterion.

The probabilistic calibration was carried out in the Manzanares River basin in Mediero et al., 2011, obtaining a probability density function for each calibrated. The parameter values used in this work were obtained from these probability density functions, taking a deterministic value given by an exceedance probability of 0.5.

The objective of this methodology is to obtain flood frequency curves that could be used to evaluate risks in river structures. If the derived frequency curves were similar to the observed frequency curves, the model would be appropriate to this evaluation. The frequency curves of inflow volume for daily, two, three and four consecutive days were obtained from the observed and simulated data and have been compared to validate the model.

4. RESULTS AND DISCUSSION

4.1 Rainfall model calibration

By applying the Rain SimV3 model for each rain-gauge, 1000 years hourly rainfall series were simulated. We compared the monthly statistics values (mean, inter-event period (pdry), variance in 24 and 48 h, correlation in 24 h and skew in 24 and 48 h) which were calculated from daily observed data and by aggregation of the hourly simulated series into 24 and/or 48 h. The fittings were acceptable in most of the rain-gauges. The comparison of the maximum 24 h rainfall frequency curves calculated from observed data and by aggregation of the simulated series showed good fitting in most of the rain-gauges which were selected for validation (e.g: raingauge 3196, Fig. 1), and were adequate for the rain-gauges used for model calibration.

Figure 1. Validation of RainSimV3. Max. 24 h rainfall frequency curve from observed and simulated data (rain-gauge 3196)

4.2 Rainfall-runoff model calibration

The sensitivity analysis demonstrated that the anisotropy parameter (a) has very little influence on the results of the model, so the calibration was carried out on parameters f , K_v and C_v . Four

objective functions were used: Root mean square error (RMSE-P); mean absolute error (MAE-B); the coefficient of Nash-Sutcliffe efficiency (NSE) and Time to peak (TP)

A Pareto set of solutions was obtained from the four selected objective functions. Different functions were fitted to the set of the Pareto solutions for each parameter from all events (Mediero et al., 2011):

$$\text{Log}_{10}(f) = -3.15 + 2.85x_{f_{\text{beta}}} \quad (6)$$

$$f_{\text{beta}}(x) = \left(\frac{\Gamma(\alpha+\beta)}{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)} \right) x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} \quad (7)$$

The best fit for C_v is achieved by a normal distribution function with a mean (μ) of 1.883 and a standard deviation (σ) of 0.097.

$$f_{C_v}(x) = \left(\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \right) \exp \left[-\left(\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2} \right) \right] \quad (8)$$

Parameter K_v is represented by a Weibull function with parameters $\alpha = 8.82$ and $\beta = 7.78$

$$f_{K_v}(x) = \left(\frac{\beta}{\alpha} \right) \left(\frac{x}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp \left(-\left(\frac{x}{\alpha} \right)^{\beta} \right) \quad (9)$$

4.3 Rainstorm classification criterion choice

Firstly, a rainstorm classification criterion should be chosen according to the comparison between the rainstorm order and the hydrograph order.

Table 1. Comparison between rainstorm order and hydrograph order

Peak Flow Order																				
Rainfall Accumulated Order		1	2	3	4	5	Average Intensity Order		1	2	3	4	5	Duration Order		1	2	3	4	5
	1	495	221	144	83	57		1	254	217	200	181	148		1	316	235	162	152	135
	2	230	272	226	157	115		2	201	206	184	205	204		2	238	207	211	168	176
	3	126	220	221	243	190		3	179	209	211	203	198		3	202	227	192	205	174
	4	86	174	235	241	264		4	190	194	210	207	199		4	149	170	208	226	247
	5	63	113	174	276	374		5	176	174	195	204	251		5	95	161	227	249	268
Volume Order																				
Rainfall Accumulated Order		1	2	3	4	5	Average Intensity Order		1	2	3	4	5	Duration Order		1	2	3	4	5
	1	644	191	88	50	27		1	227	220	195	192	166		1	414	222	146	117	101
	2	200	370	220	138	72		2	217	212	189	197	185		2	238	234	212	164	152
	3	85	217	294	243	161		3	188	193	215	203	201		3	162	226	197	224	191
	4	44	148	230	291	287		4	201	203	198	197	201		4	121	174	216	231	258
	5	27	74	168	278	453		5	167	172	203	211	247		5	65	144	229	264	298
Maximum Level Order																				
Rainfall Accumulated Order		1	2	3	4	5	Average Intensity Order		1	2	3	4	5	Duration Order		1	2	3	4	5
	1	634	209	88	44	25		1	227	219	195	191	168		1	423	220	142	117	98
	2	218	366	215	128	73		2	217	214	192	197	180		2	233	244	211	159	153
	3	81	209	302	249	159		3	189	194	213	201	203		3	161	219	201	225	194
	4	41	148	227	300	284		4	204	202	197	198	199		4	118	172	216	239	255
	5	26	68	168	279	459		5	163	171	203	213	250		5	65	145	230	260	300

In most cases, the accumulated rainfall order agrees with all the hydrograph order criteria and only in a few cases the last rainstorm event becomes the first hydrograph in the hydrograph classification. The coincidence in the classification is smaller in the case of the average intensity and the duration criteria and there are more rainstorm events classified as the fourth or the fifth which become the first in the hydrograph classification (Table 3)

Based on this evaluation, the maximum accumulated rainfall was selected as the rainstorm classification criterion. This criterion is applied to 8,000 years of continuous rainfall to select each year the five events with the highest accumulated rainfall. Thus, 40,000 events were simulated, obtaining a set of inflow and outflow hydrographs to the Manzanares reservoir.

4.4 Validation

Model validation was applied to the volume data which were obtained from the directory published by the Ministry. The frequency curves of daily, two, three and four consecutive days inflow volume have been obtained from the observed and simulated data.

Figure 2. Frequency curves of inflow discharge for a) daily, b) two, c) three and d) four consecutive days obtained from observed data and simulated events classified by Maximum Rainfall Accumulated, Maximum Average Intensity and Maximum Duration

The derived frequency curves obtained fit the observed ones sufficiently well for low and medium return periods, while for the high ones, the uncertainty increases and the simulated curve presents higher deviations from the general tendency, showing sharper slope changes (Fig 2). It is expected that as the number of simulated years increase, the simulated curve will improve its accuracy.

Summarising, we can conclude that the frequency curves obtained from observed and simulated data are significantly similar. Therefore, the model provides good enough information to be applied in risk evaluation.

4.5 Model Result

The results of this methodology are annual series of the k worst hydrographs from where the bivariate probability function can be obtained. These hydrographs allow obtaining univariate frequency curves of different variables (Figure 3) which characterise the hydrological behaviour of the catchment (peak discharge, hydrograph volume) and the hydrological risk of the dam (water

level reached in the reservoir) which enable to approach the risk evaluation and dam safety from a broader perspective.

Figure 3. Frequency curves of peak discharge (a), hydrograph volume(b), and level reached in the reservoir (c).

Moreover, relation between the different variables and its influence on risk evaluation can be studied by bivariate graphics (Figure 4) such as inflow and outflow discharges and inflow discharge and maximum level reached at the dam. The relation between peak inflow and hydrograph volume classified by the level reached in the reservoir is particularly significant to analyse what are the hydrographs which jeopardise the dam safety.

Figure 4. Pairs of (d) inflow and outflow discharges (d) inflow discharge and the maximum level reached at the dam and (e) peak flow and hydrograph volume classified by the maximum level reached in the reservoir of the simulated events.

5. CONCLUSIONS

This study shows that the use of a spatial-temporal stochastic rainfall model (in this study RainSimV3) is a good alternative for the generation of hourly time series from daily data, preserving the main statistics. This generation can be used as input to hydrometeorological models for the estimation of high return period floods and dam safety assessment.

Regarding the classification criterion and according to the result obtained in the case study, the best criterion to classify rainstorm events in order to obtain the worst hydrograph is based on the maximum rainfall accumulation.

Besides, it was seen that the use of event based rainfall-runoff models, such as the RIBS model, can reproduce accurately the behaviour of extreme events.

To sum up, according to the results obtained, calibrated rainfall and rainfall-runoff models can simulate the behaviour of the real catchment and can be used to derive synthetic frequency curves. Moreover, this methodology provides a valuable tool to obtain bivariate flood frequency distributions, which are useful to design river structures and evaluate their risk.

6. ACKNOWLEDGMENTS

The study was made possible by the funds from MODEX project (CGL2011-22868) “Physically-based modelling for characterization of extreme hydrologic response under a probabilistic approach. Application to dam safety analysis and optimization of reservoir operation during floods” funded by the Spanish Ministry of Science and Innovation. The authors also acknowledge support from COST Action ES0901 FLOODFREQ: European Procedures for Flood Frequency Estimation.

REFERENCES

- Adams, B. and Howard, C.D., 1986. Design storm pathology, *Can. Water Resour. J.*, 11(3), 49-55.
- Alfieri, L., Laio, F., Claps, P., 2008. A simulation experiment for optimal design hyetograph selection, *Hydrol.Process.* 22 (6), 813–820.
- Bianucci, P., Sordo-Ward, A., Pérez, J. I., García-Palacios, J., Mediero, L., and Garrote, L., 2013. Risk-based methodology for parameter calibration of a reservoir flood control model. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 13, 1–17 “In press”
- Blazkova, S., Beven, K., 2002. Flood frequency estimation by continuous simulation for a catchment treated as ungauged (with uncertainty). *Water Resour.*; 38:1-14.
- Blazkova, S., Beven, K., 2009. A limits of acceptability approach to model evaluation and uncertainty estimation in flood frequency estimation by continuous simulation: Skalka catchment, Czech Republic. *Water Resour.*;45.
- Bonta, J.V., Rao, A.R., 1988. Factors affecting the identification of independent storm events. *Journal of Hydrol.*; 98: 275-293
- Brath, A., Montanari, A., Moretti, G., 2002. On the use of simulation techniques for the estimation of peak river flows. In *Proc. Int. Conf. on Flood Estimation.*; Rep II-17:587-599.
- Burton, A., Kilsby, C.G., Fowler, H.J., Cowpertwait, P.S.P., O'Connell P.E., 2008. RainSim: A spatial-temporal stochastic rainfall modelling system. *Environmental Modelling & Software.*; 23: 1356–1369.
- Burton, A., Fowler, H.J., Kilsby, C.G. and O'Connell, P.E., 2010. A stochastic model for the spatial-temporal simulation of nonhomogeneous rainfall occurrence and amounts. *Water Resour. Res.*, 46, W11501.
- Cabral, M.C., Garrote, L., Bras, R.L. and Entekhabi, D., 1992. A kinematic model of infiltration and runoff generation in layered and sloped soils. *Advances in Water Resources.*; 15: 311–324.
- Cowpertwait, P.S.P., O'Connell, P.E., Metcalfe, A.V., Mawdsley, J.A., 1996. Stochastic point process modelling of rainfall. I. Single-site fitting and validation *Journal of Hydrol.*; 175: 17-46.
- De Michele, D., Salvadori, G., 2002. On the derived flood frequency distribution: analytical formulation and the influence of antecedent soil moisture condition. *Journal of Hydrology.*; 262: 245-258.
- Duan, Q.Y., Gupta, V.K., Sorooshian, S., 1993. Shuffled complex evolution approach for effective and efficient global minimization. *Journal of Optimization Theory and Applications* 76 (3), 501–521.
- Dunkerley, D., 2008. Identifying individual rain events from pluviograph records: a review with analysis of data from an Australian dryland site. *Hydrol.Process.*, 22: 5024–5036.
- Faulkner, D., Wass, P., 2005. Flood estimation by continuous simulation in the Don catchment, South Yorkshire, UK. *Water Environ. J.*;19: 78–84.
- Garrote, L., Brass, R. L., 1995. A distributed model for real-time flood forecasting using digital elevation models. *Journal of Hydrol.*; 167:279-306.

- Garrote, L., Brass, R. L., 1995. An integrated software environment for real-time use of a distributed hydrologic model. *Journal of Hydrol.*; 167:307-326.
- Girón, F., 1988. The evacuation of floods during the operation of reservoirs. In *Trans. Sixteenth International Congress on Large Dams.*; 4: 1261-1283.
- Goel, N.K., Kurothe, R.S., Mathur, B.S., Vogel, R.M., 2000. A derived flood frequency distribution for correlated rainfall intensity and duration. *Journal of Hydrology.*; 228: 56-67.
- Kilsby, C.G., Jones, P.D., Burton, A., Ford, A.C., Fowler, H.J., Harpham, C., James, P., Smith, A., Wilby, R.L., 2007. A daily weather generator for use in climate change studies. *Environmental Modelling & Software.*; 22: 1705-1719.
- Mediero, L., Garrote, L., Martín-Carrasco, F.J., 2011. Probabilistic calibration of a distributed hydrological model for flood forecasting. *Hydrol. Sci. J.*; 56: 1129-1149.
- Palynchuk, P., Guo, Y., 2008. Threshold analysis of rainstorm depth and duration statistics at Toronto, Canada. *Journal of Hydrology.*; 348: 535-545.
- Rahman, A., Weinmann, P.E., Hoang, T.M.T., Laurenson, E.M., 2002. Monte Carlo simulation of flood frequency curves from rainfall. *Journal of Hydrology.*; 256: 196-210.
- Restrepo-Posada, P. J., Eagleson, P. S., 1982. Identification of independent rainstorms. *Journal of Hydrol.*; 55:303-319.
- Rogger, M., Kohl, B., Pirkel, H., Viglione, A., Komma, J., Kimbauer, R., Merz, R., Blöschl, G., 2012. Runoff models and flood frequency statistics for design flood estimation in Austria – Do they tell a consistent story?. *Journal of Hydrology.*; 456-457: 30-43.
- Sivapalan, M., Blöschl, G., Merz, R., Gutknecht, D., 2005. Linking flood frequency to long-term water balance incorporating effects of seasonality. *Water Resour.*; 41.
- USDA Soil Conservation Service, 1985, *SCS National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology.*
- Viglione, A. and Blöschl, G., 2009. On the role of storm duration in the mapping of rainfall to flood return periods, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 13, 205-216.

PROBABILISTIC METHODS FOR HYDROLOGIC DAM SAFETY ANALYSIS

ISABEL FLORES¹, ALVARO SORDO WARD¹ AND LUIS GARROTE¹

¹Technical University of Madrid (UPM)
Ramiro de Maeztu, 7
28040 Madrid, Spain
e-mail: alvaro.sordo.ward@upm.es

Key words: Hydrology, Modelling, Extreme forcing, Dam, Safety, Overtopping.

A group of probabilistic methods for hydrologic dam safety analysis is presented in this paper. The methods were proposed and validated in the MODEX project. The approach proposed in MODEX consisted on the generation of arbitrarily long series of basin response hydrographs in order to characterize the dam hydrologic forcing. Hydrographs can be generated from streamflow gauge observation through multivariate techniques or through use of multivariate stochastic rainfall generation models in conjunction with physically based distributed hydrological models. A pilot basin (Manzanares basin in Spain), where data availability allowed for proper probabilistic calibration of models, was selected. A Monte Carlo probabilistic simulation environment was developed integrating the hydrometeorological modeling chain. A computing platform was used to provide discharge time series that were used in the characterization of hydrographs for high return periods and applied to the hydrological dam safety assessment. Using the probabilistic framework, significant advances by accounting for uncertainties in the precipitation field and in processes governing the rainfall-runoff transformation were achieved. The scientific results of the project were applied to identify methodologies for analyzing hydrological dam safety under a probabilistic approach that can be widely implemented in the professional field. The determination of the real risk associated with existing infrastructure adds an objective criterion to the assessment and prioritization of investment on embankment dam protection.

1. INTRODUCTION

One of the main objectives in analyzing the hydrological risk of hydraulic infrastructures is the assessment and prioritization of investment on the actions needed to reduce the risk of infrastructure failure. The risk associated with a structure is related with its probability of failure. The failure of a structure occurs when it cannot perform its function. This is evidenced by the exceedance of threshold and may be examined in terms of return period of certain variable. The variables that characterize the risk of hydrological failure of a dam are the maximum water level reached in the reservoir during flood routing (overtopping risk) and the maximum discharge spilled (downstream flood risk). These variables depend on the inflow hydrograph, the dam-reservoir characteristics and the spillway design. (Sordo et al., 2012 [1]; 2013 [2]). Hydrographs with different peak flows and volume can result in a similar maximum water level reached at the reservoir, represent a similar risk and entail an equivalent return period. The peak flow-volume pairs associated to the same return period describe curves in the flow-volume space (Mediero et al., 2010 [3]). The characteristics of

hydrographs significant for dam safety vary with the characteristics of the dam-reservoir system as is shown in the changes of the shapes of the equal-risk curves (Requena et al., 2013 [4])

Dam safety analysis in Spain consists on identifying one deterministic design flood event. This flood event is obtained from a rainfall event, associated with a return period, through a rainfall-runoff model. The flood event is assumed to correspond to the same return period as the rainfall event. This practice is not advisable according to Adams and Howard (1986) [5], Alfieri et al. (2008) [6] and Viglione and Blöschl (2009) [7], because the probability of the event also depends on other variables such as the characteristics of the hydrograph and the basin and the initial soil moisture. Moreover, the designer determines the values of the rest of variables that influence the dam safety. This deterministic approach, which is currently used because of its simplicity and low input requirements, hampers the calculation of the real probability of occurrence of the event and its associated uncertainty.

However, scientific and technical developments have produced new hydrological and rainfall models which represent the spatial-temporal processes involved in the rain generation and the basin response more accurately and take into account a larger number of variables that influence them. These developments have allowed the application of stochastic hydro-meteorological models, which combine stochastic rainfall generators with rainfall-runoff models (Paquet et al., 2013 [8]; Blažkova and Beven, 2002 [9], 2004 [10]).

Rainfall models have evolved from the continuous-time Markov chains used to simulate the occurrence of dry and rainy periods (Gabriel, K. and Neumann, J., 1962 [11]), to those based on the Poisson process (Le Cam 1961 [12], Gupta and Waymire, 1979 [13]) (for example, the Poisson-cluster models), the Neyman-Scott rectangular pulses (NSRP) model (Cowpertwait, 1994 [14], 1995 [15], 2010 [16]; Kilsby et al. 2007 [17]; Leonard et al., 2008 [18]; Burton et al. 2008 [19], 2010 [20]) and Bartlett-Lewis (Rodriguez-Iturbe et al., 1987a [21], b [22]; Verhoest et al., 1997 [23]; Vandenberghe et al., 2011 [24]), which have provided good results in continuous spatial-temporal rainfall simulation.

The hydrological models could be continuous or event-based and lumped or distributed. They may also vary in temporal and spatial precision. High resolution, continuous distributed models need a large amount of input data, present a significant number of parameters to be calibrated and their simulations require high computing capacity and computation time. To avoid these drawbacks, continuous lumped or semi-aggregated models can be used, but the spatial precision is reduced, which limits their ability to simulate extreme events. Temporal aggregation of the variables reduces the computation requirements, but prevents the accurate simulation of reservoir flood routing. For these reasons, a distributed event-based model with a high temporal resolution has been selected in this paper.

Event-based models need to characterize the basin state at the beginning of the storm, which has a significant influence on the results (Castillo et al., 2003 [25]; Zehe et al., 2005 [26]; Noto et al., 2007 [27]; Vivoni et al., 2007 [28]; Berthet et al., 2009 [29]). The basin initial state depends on the soil moisture before the event starts. It is common to use a single initial state for all simulations based on a given criteria (Sordo-Ward et al., 2012 [1]). However, it is possible to treat the initial state as a random variable, characterised through the probability distribution of the initial soil moisture (Cabral et al., 1992 [30]; Garrote and Bras 1995a [31], 1995b [32])

This paper presents a new methodology to characterize the long-term behaviour of the hydrologic basin response to storm events. This methodology combines a stochastic spatial-temporal rainfall generator with a distributed and event-based hydrological model and results in a long series of basin hydrographs. The routing of these hydrographs through the dam-reservoir system allows obtaining the frequency curves of the maximum water level elevation in the reservoir and the outflow hydrograph which are used to evaluate the hydrological risk of the dam through a multivariate analysis.

2. METHODOLOGY

Figure 1: General conceptual framework of the methodology proposed.

The objective of the methodology proposed in this paper is to develop dam safety analysis from the hydrologic approach. The procedure consists on the following steps:

1. Stochastic rainfall generation: the synthetic rainfall series are generated by the RainSim V3 model, which is based on a spatial-temporal Neyman-Scott rectangular pulse process (NSRP), developed by the School of Civil Engineering and Geosciences of Newcastle University (Burton et al., 2008 [19])

2. Identification and selection of rainstorm events: rainstorm events are identified from synthetic rainfall time series following the exponential method (Restrepo and Eagleson 1982 [33]). The w highest ones of every year according to the maximum accumulated rainfall criteria are chosen.

3. Rainfall-runoff modeling: transformation of selected rainstorm events into flood events is performed by the RIBS model (Garrote and Bras 1995a [31], 1995b [32]), which is a distributed rainfall-runoff event model. In this way, an ensemble of inflow hydrographs in the reservoir is obtained.

4. Reservoir routing: The peak flow abatement at the reservoir of the generated hydrographs is computed following standard flood control management practices (Girón 1988 [34]). Outflow hydrograph and the evolution of the water elevation in the reservoir are obtained.

5. Risk analysis: the risk associated with the maximum water level is calculated from the series of water levels. A multi-varied analysis of this risk was carried out to characterize the risk by the input hydrograph and dam-reservoir system characteristics.

2.1. Stochastic rainfall generation.

The characterization of extremal behavior needs long rainfall or flow time series to be analyzed. Either these records are not available or they are not long enough to characterize high return periods. Stochastic models provide a tool to generate arbitrarily long series of rainfall that can be used as input in the rainfall-runoff model to obtain flow series.

The rainfall stochastic generator used is the Rainfall V3 model which is based on the spatial-temporal NSRP model (Cowpertwait, 1994 [14], 1995 [15]; Burton et al., 2008 [19]). This model allows the simulation of continuous series of rainfall of an N number of years for a set of raingauges in the basin and with an arbitrary time step. The model details are described in Burton et al. (2008)[19]

2.2. Identification and selection of rainstorm events.

Due to the computational requirements, complex calibration process, computation time and large amount of input data that continuous models require, an event-based model is selected. Consequently, a set of relevant storm events may be identified. In order to reduce the number of simulations a sub-set of w events is selected from each year. The selection criteria is chosen taking into account that the objective is to characterize the basin extremal behavior.

Storm events are identified by fixing a minimum dry period between events (where rainfall is less than a given threshold). The exponential method (Restrepo and Eagleson 1982 [33]) is used to determine the minimum dry period which ensures that the storm events identified are independent (Bonta and Rao 1987 [35]).

The exponential method assumes that dry periods follow an exponential distribution whose mean is equal to its standard deviation ($\mu=\sigma$) and consequently its coefficient of variation is equal to the unit. Dry periods are classified in one-hour class-intervals and the coefficient of variation associated to each one is calculated. The dry period whose coefficient of variation is closer to the unit will be the minimum inter-event period that ensures independence of the events.

Figure 2: Flow chart that illustrates the steps carried out in storm identification and selection

From each year a sub-set of w events is selected. As the objective is to characterize the extremal behavior the event which will generate the maximum volume or peak flow hydrograph has to be among those selected. The selection criteria used is the maximum accumulated rainfall.

2.3. Rainfall-runoff model

The RIBS model simulates the basin response to spatially distributed rainfall events and results in flood hydrographs at the basin discharge point.

This model works over a grid of a digital terrain model in a matrix form and the data are stored in layers of raster-type information, which are combined to obtain the model parameters (Garrote and Bras 1995a [31], 1995b [32]).

The RIBS model consists of two modules. The first is a runoff-generation module and the second simulates the runoff propagation. The runoff generation depends on the soil properties and the parameter f (mm^{-1}). The soil properties are the saturated hydraulic surface conductivities in directions normal K_{0n} and K_{0p} (mm h^{-1}) parallel to the surface, the residual soil moisture content θ_r , the saturated moisture content θ_s and the index of soil porosity ε and have to be defined for each soil class. The parameter f (mm^{-1}) controls the decrease of saturated hydraulic conductivity with depth and has to be calibrated (Cabral *et al.* 1992 [30]).

The runoff propagation depends on the hill-slope (v_h) and the riverbed (v_s) velocities. The riverbed velocity is directly proportional to the calibration parameter C_v and related to the hill-slope velocity by the parameter K_v .

Event models need as input the initial state of the basin which depends on the initial recharge value (R_i). A representative set of S initial states are considered. For a given storm, these initial states generate a range of hydrographs uniformly distributed between those associated to totally dry and completely saturated soils.

Figure 3: Flow chart that illustrates the steps for the calibration process.

Sensitivity analyses determine that the most influential parameters are f , C_v , K_v as well as the initial recharge (R_i). The calibration process considered are based on the methodology proposed by Mediero *et al.* (2011)[36]. The methodology consists on the simultaneous

minimization of various objective functions. It results in a set of optimal parameters values characterized by a probability density function.

K representative observed events are selected for calibration. A Monte Carlo simulation of M cases is carried out by using a uniform distribution of the calibration parameter values. Each event is simulated with all the Monte Carlo set of parameter values and a random initial state among the S considered. Through Pareto dominance, the set of parameter values that minimize the objective functions are obtained and the probability distribution functions that best represent the variability of each parameter are selected.

The synthetic events are simulated with a deterministic value of the parameters associated with a probability of exceedance of 50% and the initial state corresponding to an average initial recharge.

2.4. Reservoir routing

The hydrological risk is related to either overtopping at the crest and the damage suffered downstream. To assess the probability of exceedance of either a water level or flow discharge the routing through the dam-reservoir system may be simulated. It consists of the simulation of reservoir level by the storage indication routing method and the routing through the dam spillway (either fixed crest or controlled by gates). In the fixed crest spillway, the discharge depends only on the water level above the spillway and its length. In gated spillways, the discharge depends also on gate operation and, accordingly, on the management rules applied. In this case, the Volumetric Evaluation Method (Girón 1988[34]) was applied. This method is based on three principles: (i) outflow must be lower than inflow when the flow is increasing; (ii) outflow should increase proportionally to the inflow; (iii) the relative rate between the outflow and the inflow increases with reservoir level.

The results of the abatement simulation are the output hydrograph and the water level variation.

2.5. Risk analysis

The risk is defined in terms of the return period of a variable. As explained above, in the case of the hydrological risk of dams, these variables are the water level and the outflow. The frequency curves of them are obtained from the series of variation in water level and output hydrograph. If the dam is considered to fail either when the water level exceeds the dam crest or the outflow exceeds the downstream capacity, the probability of failure may be obtained from these frequency curves.

The risk variables depend on the inflow hydrograph, the reservoir and spillway characteristics. Hydrograph with different peak-flows and volumes may lead to the same maximum water level and, as consequence, entail equivalent return period. These hydrographs can be represented by a curve in the peak-volume space. The shape of these curves shows the relative influence of the hydrograph characteristics on the dam risk. Moreover, a sensitivity analysis of the shape of these risk curves for different configurations of the dam-reservoir system may be carried out.

3. CASE STUDY

The proposed methodology has been applied at the Manzanares basin in Spain.

The Manzanares River is located in the centre of the Iberian Peninsula, in the Tagus River basin, and crosses the city of Madrid, Spain. The hydrological regime is characterized by a great, both seasonal and year-on-year, irregularity with extremely low levels in summer and mayor levels in spring due to the thaw. The main stream of the Manzanares River has a length of 80 km and a watershed area of 1248 km². The Santillana reservoir is the first one which modifies the river natural regime, has a storage capacity of 91.2×10^6 m³ and the spillway has a maximum capacity of 300 m³/s.

Figure 4: Location of the Manzanares basin

The RIBS model calibration in the Manzanares River basin was carried out by Mediero et al., 2011 [38]. Six flooding events were considered in the calibration (Table 1). The probability density function of model parameters obtained as result has been applied in this research.

Table 1: Flood events considered in the RIBS model calibration

Event	Duration (h)	Maximum intensity (mm/15min)	Rainfall volume (hm ³)	Flow volume (hm ³)
1 27–30 March 2003	96	4.2	15.76	3.65
2 14–29 April 2003	144	9.2	20.91	1.71
3 30 September–3 October 2003	96	8.8	27.54	5.45
4 15–28 November 2003	336	7.8	45.95	7.11
5 5–11 December 2003	168	3.6	28.42	4.4
6 28–29 April 2004	48	9.2	16.93	1.75

Rainfall events were characterized by daily data from 15 raingauges supplied by the Agencia Estatal de Meteorología. These rainfall data were used to calibrate and validate the RainSimV3 model. Model validation was applied to the daily volume data which were recorded in the reservoir. The data used to validate the methodology consist of 52 years of daily reservoir storage and outflow volumes from which the daily inflow volume was calculated.

In both cases, maps that show drainage areas and slope directions, necessary for the RIBS rainfall-runoff model, were obtained from a digital elevation model.

4. RESULTS AND DISCUSSION

4.1. Rainfall model calibration

The RainSim V3 model is calibrated from the series available for the raingauges observed. The rainfall data obtained and correlation between each is characterised by the monthly statistics, calculated for different time intervals. These statistics are used to obtain the model parameters values $\{\lambda, \beta, \eta, \xi, \gamma, \rho, \text{ and } \Phi\}$. 1000 years of hourly rainfall series were simulated. The monthly statistic values of the simulated series are calculated and compared with the observed ones resulting in a good fit for most of the raingauges. The comparison of the maximum 24 h rainfall frequency curves calculated from observed data and by aggregation of the simulated series showed good fitting in most of the raingauges (e.g: raingauge 3196 and PH-0194, Figure 5).

Figure 5. Calibration of RainSim V3 Max. 24h rainfall frequency curve from observed and simulated data (Raingauge 3196)

Once the model is calibrated, series of hourly rainfall are generated in all the basins. The series generated in the Manzanares basin has a length of 8.000 years.

The exponential model is applied to the rainfall continuous series generated and the minimum inter-event period obtained is used to identify storm events. Five events are selected for each year according to the criterion of maximum accumulated rainfall. The results are an ensemble of 40.000 hourly rainfall events.

4.2. RIBS model calibration

The calibration process is applied to the study case. A Monte Carlo simulation of 1000 cases is performed by using uniform probability density functions on the calibration

parameters (f , C_v and K_v) and defining a set of 13 initial states. 1000 runs of RIBS are carried out for the six events considered using as input data the spatial distribution of rainfall, the set of parameters values resulting from the Monte Carlo simulation and a random initial state.

The multi-objective optimization is applied to the results of the events simulation with all the set of parameters considered and the set of optimal solutions are identified. The objective functions used were rootmean square error (RMSE-P); mean absolute error (MAE-B); the coefficient of Nash-Sutcliffe efficiency (NSE) and Time to peak (TP). The set of optimal values for each parameter are adjusted to various probability distribution functions and the one selected is that which best represents the variability of the parameter based on the chi-square and Kolmogorov-Smirnov goodness tests.

4.3. Synthetic hydrographs generation

Once, the calibration is finished, the rainfall events are transformed into hydrographs through the RIBS model. In the study case the series of five events of 8.000 years are simulated resulting in one series of 40000 hydrograph.

The nonparametric frequency curves of the annual maxima of the inflow hydrograph characteristics (peak flow and volume) are calculated. The relation between the variables and the return period is obtained through the Gringorten formula.

4.4. Model Validation

The series of hourly flow data available are not long enough to validate the model. Because of that, the validation data used consist of 52 years of daily reservoir storage and outflow volumes from which the daily inflow volume was calculated.

Two, three and four consecutive days inflow volumes are calculated and their frequency curves obtained by aggregation of daily inflow volume from the observed and simulated data (Figure 6)

Figure 6. Frequency curves of inflow discharge for a) one day, b) two, c) three and d) four consecutive days obtained from observed and simulated data.

The fitting is good for low and medium return periods, while for the high ones, the uncertainty increases and the simulated curve presents higher deviations from the general tendency, showing sharper slope changes.

Summarising, the frequency curves obtained from observed and simulated data are significantly similar. Therefore, the models provide good enough information to be applied in risk evaluation.

4.5. Reservoir routing and risk analysis

Once the models are validated, the reservoir routing of the series of hydrograph is performed. Here, two studies may be carried out: a risk analysis considering the current characteristics of the dam-reservoir system and a sensitivity analysis of the shape of the risk curves for different configurations of the dam-reservoir system. Depending on the case, the risk analysis may be approached in a different way.

The risk analysis will study the probability of failure of the hydraulic infrastructure and determine whether or not the risk is acceptable. The probability of failure is the probability of the water level exceeding the crest level that is calculated from the water level frequency curve. This is the case of the Santillana reservoir. Figure 7 shows the water level frequency curve obtained and the Figure 8 the peak flow volume pairs classified by maximum water levels (MWL) intervals.

The Santillana spillway is controlled by two gates of 5.5 m wide and 5.10 m tall.

Table 2: Significant levels of the dam to the abatement simulation

Significant levels	
Spillway crest level	889
Gate top level	894.1
Dam crest level	896.5

Figure 7: Frequency curve of the maximum water level reached at Santillana reservoir.

Also, peak flow volume pairs classified by maximum water levels (MWL) are obtained from the inflow hydrograph characteristics and the levels reached in the reservoir (Figure 8). No hydrograph generates a water level over the dam crest level (896.5 m) and produces the dam failure, but many hydrographs generate water levels over the gates crest level (894 m) which may jeopardise the dam safety.

Figure 8: Peak flow volume pairs classified by maximum water levels (MWL) intervals.

The figure 8 shows that different hydrographs with different peak flow and volume lead to similar MWL, therefore they have equal-risk. In addition the figure 8 shows that there are some hydrographs which lead to different MWL but have similar peak flow and volume. This overlap is due to the shape and duration of the hydrograph. The methodology allows considering hydrographs with more than one peak. Hydrographs with similar maximum peak flow and volume but different number of peaks lead to various MWL in the reservoir. The hydrographs with more than one peak produce higher levels at the reservoir because when the second peak reach the reservoir, the water level is higher than at the beginning of the flood.

The sensitivity analyses (Figure 9) allow examining how the hydrologic dam safety varies across a range of synthetic dams. For these analyses, fixed crest configurations were considered. Nine dam configurations results of the combination of three possible spillway length (5, 11 and 17 m) and three possible spillway crest heights (878, 889, 900 m) and the respective reservoir volumes. The frequency curves of the maximum level above the spillway calculated for each dam-reservoir system are different. The risk decreases if the spillway length increase and the volume do not change. If the volume increase and the spillway length remain the same, the risk also decreases (Figure 9).

Figure 9: Maximum water level (MWL) over the spillway crest frequency curves for the dam-reservoir configurations

Figure 10: Comparison of risk curves related to the maximum water level (MWL) in the reservoir depending on the reservoir volume or spillway level (E) and spillway length (L)

The risk curves also change with the different configurations. The hydrograph are grouped according to the maximum water level (MWL) reached in half-meter intervals and

the resulting risk curves plotted. The differences between the curve shapes reveal what hydrographs represent a greater risk of failure for each configuration. The greater the reservoir volume, the greater the temporary storage capacity is and the greater attenuation of the peak flow results. In these cases, the hydrograph which represent a significant risk are those with a higher volume and the risk curves are more horizontal. Moreover, the shorter the spillway length, the lower discharge capacity is and a greater temporary store capacity is require. So the hydrographs with a greater peak flows represent a greater risk and the curves are also more horizontal (Figure 10)

5. CONCLUSIONS

Analysis of the risk of failure of hydraulic infrastructure is a complex issue due to the number of variables that influence the processes, the long data series required to characterize the extremal behavior and the necessity to simulate the routing through the dam-reservoir system to characterize the variables which determine the hydrological risk. Because of that, simplified models are not advisable.

The methodology proposed combines a stochastic rainfall generator (RainSim V3) with a distributed event-based model (RIBS) to characterize the extremal behavior of the basins. The RainSim V3 permits extending the rainfall series preserving the main statistics. These series represent adequately the rainfall extremal behavior.

The most extreme events are identified and selected from these series and transformed into runoff through the RIBS model. The rainfall-runoff model calibration and simulation processes take into account the variability of the runoff generation and propagation processes and reproduce accurately the behavior of the basin.

The results of the methodology are discharge hydrograph series which may be routed through the dam-reservoir system to characterize the variables which determine the dam-reservoir risk.

Two studies may be carried out: a risk analysis and a sensitivity analysis of the equal-risk curves. The objective of the study may be to calculate the risk associated to the dam overtopping, and determine if it is needed to improve the security and what are the optimal action plan to reduce the risk.

The sensitivity analysis study focus on determine the risk associated to different options and analyze how the risk vary and what are the more representative hydrographs.

This methodology becomes a useful tool to obtain flood frequency distributions of the risk variables and relate them with the hydrograph characteristics through a multivariate analysis, which are useful to design river structures and evaluate their risk.

6. ACKNOWLEDGEMENT

The study was made possible by the funds from MODEX project (CGL2011-22868) “Physically-based modelling for characterization of extreme hydrologic response under a probabilistic approach. Application to dam safety analysis and optimization of reservoir operation during floods” funded by the Spanish Ministry of Science and Innovation.

REFERENCES

- [1] Sordo-Ward, A., Garrote, L., Martín-Carrasco, F., & Dolores Bejarano, M. (2012). *Extreme flood abatement in large dams with fixed-crest spillways*. Journal of Hydrology, 466, 60-72.

- [2] Sordo-Ward, A., Garrote, L., Bejarano, M. D., & Castillo, L. G. (2013). *Extreme flood abatement in large dams with gate-controlled spillways*. Journal of Hydrology, 498, 113-123.
- [3] Mediero, L., Jimenez-Olivarez, A., and Garrote, L.: *Design flood hydrographs from the relationship between flood peak and volume*, Hydro. Earth Syst. Sci., 14, 2495–2505, doi: 10.5194/hess-14- 2495-2010, 2010.
- [4] Requena, A. I., Mediero, L., and Garrote, L.: *A bivariate return period based on copulas for hydrologic dam design: accounting for reservoir routing in risk estimation*, Hydrol. Earth Syst. Sci., 17, 3023-3038, doi:10.5194/hess-17-3023-2013, 2013.
- [5] Adams, B. and Howard, C.D., 1986. *Design storm pathology*, Can. Water Resour. J., 11(3), 49-55.
- [6] Alfieri, L., Laio, F., Claps, P., 2008. *A simulation experiment for optimal design hyetograph selection*, Hydrol.Process. 22 (6), 813–820.
- [7] Viglione, A. and Blöschl, G., 2009. *On the role of storm duration in the mapping of rainfall to flood return periods*, Hydrol. Earth Syst. Sci., 13, 205-216.
- [8] Paquet, E., Garavaglia, F., Garçon, R., & Gailhard, J. (2013). *The SCHADEX method: A semi-continuous rainfall–runoff simulation for extreme flood estimation*. Journal of Hydrology, 495, 23-37.
- [9] Blažkova, S., Beven, K., 2002. *Flood frequency estimation by continuous simulation for a catchment treated as ungauged (with uncertainty)*. Water Resour.; 38:1-14.
- [10] Blažkova, S., Beven, K., 2009. *A limits of acceptability approach to model evaluation and uncertainty estimation in flood frequency estimation by continuous simulation: Skalka catchment, Czech Republic*. Water Resour.; 45.
- [11] Gabriel, K.R., Neumann, J., 1962. *A Markov chain model for daily rainfall occurrence at Tel Aviv*. Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society 88, 90–95.
- [12] Le Cam, L.M., 1961. *A stochastic description of precipitation*. In: Neyman, J. (Ed.), Proceedings of the Fourth Berkeley Symposium on Mathematical Statistics and Probability, vol. 3. University of California, Berkeley, California, pp. 165–186.
- [13] Gupta, V.K., Waymire, E., 1979. *A stochastic kinematic study of subsynoptic space-time rainfall*. Water Resources Research 15, 637–644.
- [14] Cowpertwait, P. S. (1994). *A generalized point process model for rainfall*. Proceedings of the Royal Society of London. Series A: Mathematical and Physical Sciences, 447(1929), 23-37.
- [15] Cowpertwait, P. S. (1995). *A generalized spatial-temporal model of rainfall based on a clustered point process*. Proceedings of the Royal Society of London. Series A: Mathematical and Physical Sciences, 450(1938), 163-175.
- [16] Cowpertwait, P. S. (2010). *A spatial-temporal point process model with a continuous distribution of storm types*. Water Resources Research, 46(12).
- [17] Kilsby, C.G., Jones, P.D., Burton, A., Ford, A.C., Fowler, H.J., Harpham, C., James, P., Smith, A., Wilby, R.L., 2007 *A daily weather generator for use in climate change studies*, Environmental Modelling & Software.; 22: 1705-1719.
- [18] Leonard, M., Lambert, M. F., Metcalfe, A. V., & Cowpertwait, P. S. P. (2008). *A space-time Neyman–Scott rainfall model with defined storm extent*. Water Resources Research, 44(9).
- [19] Burton, A., Kilsby, C.G., Fowler, H.J., Cowpertwait, P.S.P., O'Connell P.E., 2008. *RainSim: A spatial–temporal stochastic rainfall modelling system*. Environmental Modelling & Software.; 23: 1356–1369.

- [20] Burton, A., Fowler, H.J., Kilsby, C.G. and O'Connell, P.E., 2010. *A stochastic model for the spatial-temporal simulation of nonhomogeneous rainfall occurrence and amounts*. Water Resour. Res., 46, W11501.
- [21] Rodriguez-Iturbe, I.; Cox, D. and Isham, V., 1987 (a). *Some models for rainfall based on stochastic point processes*. Proceedings of the Royal Society of London. Series A 410. pp. 269-288.
- [22] Rodriguez-Iturbe, I.; Febres de Power, B. and Valdés, J., 1987 (b). *Rectangular pulses point process models for rainfall: analysis of empirical data*. Journal of Geophysical Research. 92. pp. 9645-9656.
- [23] Verhoest, N., Troch, P. A., & De Troch, F. P. (1997). *On the applicability of Bartlett–Lewis rectangular pulses models in the modelling of design storms at a point*. Journal of Hydrology, 202(1), 108-120.
- [24] Vandenbergh, S., Verhoest, N. E. C., Onof, C., & De Baets, B. (2011). *A comparative copula-based bivariate frequency analysis of observed and simulated storm events: A case study on Bartlett-Lewis modeled rainfall*. Water Resources Research, 47(7).
- [25] Castillo, V. M., Gomez-Plaza, A., & Martinez-Mena, M. (2003). *The role of antecedent soil water content in the runoff response of semiarid catchments: a simulation approach*. Journal of Hydrology, 284(1), 114-130.
- [26] Zehe, E., Becker, R., Bárdossy, A., & Plate, E. (2005). *Uncertainty of simulated catchment runoff response in the presence of threshold processes: Role of initial soil moisture and precipitation*. Journal of hydrology, 315(1), 183-202.
- [27] Noto, L. V., Ivanov, V. Y., Bras, R. L., & Vivoni, E. R. (2008). *Effects of initialization on response of a fully-distributed hydrologic model*. Journal of Hydrology, 352(1), 107-125.
- [28] Vivoni, E. R., Entekhabi, D., Bras, R. L., & Ivanov, V. Y. (2007). *Controls on runoff generation and scale-dependence in a distributed hydrologic model*. Hydrology and Earth System Sciences Discussions, 4(3), 983-1029.
- [29] Berthet, L., Andréassian, V., Perrin, C., & Javelle, P. (2009). *How crucial is it to account for the antecedent moisture conditions in flood forecasting? Comparison of event-based and continuous approaches on 178 catchments*. Hydrology & Earth System Sciences, 13(6).
- [30] Cabral, M.C., Garrote, L., Bras, R.L. and Entekhabi, D., 1992. *A kinematic model of infiltration and runoff generation in layered and sloped soils*. Advances in Water Resources.; 15: 311–324.
- [31] Garrote, L., Brass, R. L., 1995. *A distributed model for real-time flood forecasting using digital elevation models*. Journal of Hydrol.; 167:279-306.
- [32] Garrote, L., Brass, R. L., 1995. *An integrated software environment for real-time use of a distributed hydrologic model*. Journal of Hydrol.; 167:307-326.
- [33] Restrepo-Posada, P. J., Eagleson, P. S., 1982. *Identification of independent rainstorms*. Journal of Hydrol.; 55:303-319.
- [34] Girón, F., 1988. *The evacuation of floods during the operation of reservoirs*. In Trans. Sixteenth International Congress on Large Dams.; 4: 1261-1283.
- [35] Bonta, J.V., Rao, A.R., 1988. *Factors affecting the identification of independent storm events*. Journal of Hydrol.; 98: 275-293
- [36] Mediero, L., Garrote, L., Martín-Carrasco, F.J., 2011. *Probabilistic calibration of a distributed hydrological model for flood forecasting*. Hydrol. Sci. J.; 56: 1129–1149.

Extension of observed flood series by combining a distributed hydro-meteorological model and a copula-based model

Ana I. Requena¹ · Isabel Flores¹ · Luis Mediero¹ · Luis Garrote¹

© Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2015

Abstract Long flood series are required to accurately estimate flood quantiles associated with high return periods, in order to design and assess the risk in hydraulic structures such as dams. However, observed flood series are commonly short. Flood series can be extended through hydro-meteorological modelling, yet the computational effort can be very demanding in case of a distributed model with a short time step is considered to obtain an accurate flood hydrograph characterisation. Statistical models can also be used, where the copula approach is spreading for performing multivariate flood frequency analyses. Nevertheless, the selection of the copula to characterise the dependence structure of short data series involves a large uncertainty. In the present study, a methodology to extend flood series by combining both approaches is introduced. First, the minimum number of flood hydrographs required to be simulated by a spatially distributed hydro-meteorological model is identified in terms of the uncertainty of quantile estimates obtained by both copula and marginal distributions. Second, a large synthetic sample is generated by a bivariate copula-based model, reducing the computation time required by the hydro-meteorological model.

The hydro-meteorological modelling chain consists of the RainSim stochastic rainfall generator and the Real-time Interactive Basin Simulator (RIBS) rainfall-runoff model. The proposed procedure is applied to a case study in Spain. As a result, a large synthetic sample of peak-volume pairs is stochastically generated, keeping the statistical properties of the simulated series generated by the hydro-meteorological model. This method reduces the computation time consumed. The extended sample, consisting of the joint simulated and synthetic sample, can be used for improving flood risk assessment studies.

Keywords Flood stochastic generation · Copulas · Rainfall-runoff modelling · Short data series · Flood frequency analysis

1 Introduction

Estimates of flood quantiles for high return periods are essential for designing and assessing flood risk in hydraulic structures such as dams. Such quantiles are usually estimated by flood frequency analyses. There are many studies throughout the literature that involve univariate flood frequency analyses, usually focused on the study of the peak flow (e.g., Cunnane 1989; GREHYS 1996). Nevertheless, the multivariate nature of floods requires a multivariate flood frequency analysis (Chebana and Ouarda 2011) for certain applications. Lately, bivariate approaches studying the peak flow and hydrograph volume jointly have become widespread (e.g., Goel et al. 1998; Yue et al. 1999; Favre et al. 2004; Shiau et al. 2006). The more complex trivariate approach is considered in some studies by including the duration of the hydrograph (e.g., Serinaldi and Grimaldi 2007).

✉ Ana I. Requena
ana.requena@caminos.upm.es

Isabel Flores
isabel.flores.montoya@gmail.com

Luis Mediero
luis.mediero@upm.es

Luis Garrote
l.garrote@upm.es

¹ Department of Civil Engineering: Hydraulics, Energy and Environment, Technical University of Madrid, C/Profesor Aranguren s/n, 28040 Madrid, Spain

Long flood series are required to obtain accurate estimates of quantiles associated with high return periods (Saad et al. 2015), which in the case of a multivariate flood frequency analysis is even more important because of a higher uncertainty derived from a larger number of parameters involved in the study. Nevertheless, the available flood data series are short in practice, commonly between 30 and 80 years (e.g., Zhang and Singh 2007; Klein et al. 2010; Requena et al. 2015b). The need for extending observed data series to perform a proper flood frequency analysis can be addressed by either: (i) simulation via hydro-meteorological modelling, reproducing the catchment response by using long (observed or synthetic) rainfall series; or (ii) stochastic generation via a statistical analysis, such as by a multivariate model that represents the joint distribution of the studied variables.

Regarding hydro-meteorological simulation, Beven (1987) first proposed the idea of coupling a stochastic rainfall generator and a rainfall-runoff model to reproduce the flood frequency curve in a Welsh catchment, following the theoretical work presented by Eagleson (1972). Later, Cameron et al. (1999) elaborated on the idea of calibrating the predicted flood frequency curve by a model through the observed flood series for small return periods and using it to extrapolate flood magnitudes for larger return periods. Blazkova and Beven (1997, 2004) applied the procedure to several Czech catchments for dam safety evaluation. Calver and Lamb (1995) evaluated the proposed approach in ten catchments in the UK. Similar methodologies have been applied in Australia, (Boughton et al. 2002), US (England et al. 2007), France (Paquet et al. 2013), Norway (Lawrence et al. 2014), Russia (Kuchment et al. 2003), South Africa (Chetty and Smithers 2005) and other countries (Boughton and Droop 2003). These approaches are based on combining a stochastic rainfall generator and a hydrological model that reproduces the rainfall-runoff response in the catchment (Vrugt et al. 2002; Engeland et al. 2005). Such hydrological models can be classified into distributed or lumped, depending on whether the parameter values are spatially distributed or averaged in the catchment; and continuous or event-based, depending on whether a long time series, usually with a daily time step, or independent flood events, usually with around an hourly time step, are simulated. The underlying assumption is that a hydrological model calibrated with the observed data is able to simulate a set of feasible flood hydrographs that can be generated in a catchment, using synthetic rainfall events and the catchment characteristics as input. The main advantage of this approach is to provide not only the statistical characterisation of extreme values for the relevant variable, but also an ensemble of hydrographs that can force the structure under design, thus allowing for a better performance characterisation. A distributed event-based

model with a high temporal and spatial resolution is required to represent correctly the variability of flood generation processes in the catchment. However, the higher is the model resolution, the longer is the computation time. Therefore, the required computation time can prevent the generation of arbitrarily long series with a good characterisation of the catchment response.

A multivariate distribution can be used for extending the available flood series, stochastically generating a larger series that keeps the statistical properties of the original sample and allows obtaining quantiles for high return periods. The shortcomings of the traditional multivariate distributions, such as the need for using the same marginal distribution for characterising all variables involved in the analysis, and the assumption of a linear relation between them, are overcome by using copulas (e.g., Salvadori et al. 2007). The use of copulas in hydrology and specially in multivariate flood frequency analysis is increasingly spreading (e.g., De Michele et al. 2005; Zhang and Singh 2006; Song and Singh 2010; Requena et al. 2013; Zhang et al. 2013). The multivariate distribution of several random variables can be obtained via the marginal distribution of each variable and a copula function, which is a multivariate distribution with uniform margins that characterises the dependence structure between them. The main advantages of the stochastic generation of flood data by a multivariate distribution based on copulas are twofold: (i) they only need a flood series as input; and (ii) the computation time required once the multivariate distribution is fitted is negligible. The drawback resides in the difficulty of properly selecting and fitting the multivariate distribution when the available data length is short. In this case, several copula families usually pass the goodness-of-fit test and a larger uncertainty is involved in fitting the parameters, which leads to larger uncertainties in estimates of the right tail of both copula and marginal distributions.

Some studies dealt with the idea of considering both approaches. Candela et al. (2014) applied a bivariate Archimedean copula-based distribution for characterising rainfall duration and intensity, in order to generate single synthetic rainfall events to be used as input in a conceptual fully distributed rainfall-runoff model based on the curve number method. The copula approach was then applied to the peak flow and hydrograph volume series of 5000 events synthetically generated from such a procedure, to obtain the flood design hydrograph related to a given joint return period. Klein et al. (2010) used 10,000 flood hydrographs generated from a distributed hydro-meteorological model as initial data for developing a copula-based flood frequency analysis in which dam safety was assessed. Dam safety was also evaluated by Giustarini et al. (2010), analysing the water level reached at a given dam by three sets of synthetic flood hydrographs. The first and second sets

were obtained by generating peak-volume pairs from an Archimedean copula-based distribution fitted to observed data, and to several 1000-length synthetic data generated from a continuous hydro-meteorological model, respectively. The third set consisted of flood hydrographs generated directly from the continuous model. Dam-overtopping results were of the same order of magnitude for the three sets, although more dangerous events were obtained by the second set. On the basis of the drawbacks and advantages regarding the generation of each set, the notion of combining approaches was highlighted.

A long sample length was arbitrarily generated via hydro-meteorological modelling in the three aforementioned studies. The main aim of the present study is to determine the minimum number of flood hydrographs needed to be simulated by a hydro-meteorological model, in order to be used as input for a copula-based distribution. This is motivated by the need of obtaining a large synthetic series in short time, as the hydro-meteorological model is computationally very demanding because of entailing a high spatial and temporal resolution. The longer simulated sample improves the fitting of the distribution, as observed series are usually short and the hydro-meteorological model simulates the variability in the catchment response. Then, the flood series can be extended again by stochastically generating an (arbitrarily) long sample by the fitted copula-based distribution. The proposed mixed approach addresses the need for extending short observed peak-volume series, combining the ability to simulate the feasible catchment responses by a distributed rainfall-runoff model and the computational efficiency offered by statistical models. The hydro-meteorological modelling chain used in the present study consists of the RainSim stochastic rainfall generator, and the Real-time Interactive Basin Simulator (RIBS) hydrological rainfall-runoff model. The RainSim model is a spatial-temporal stochastic rainfall generator (Burton et al. 2008), while the RIBS model is an event-based distributed rainfall-runoff simulator of the catchment response under rainfall events that are spatially distributed (Garrote and Bras 1995a, b). The structure of the present paper is divided into the following sections: Methodology is presented in Sect. 2, Application consisting of the case study and results is shown in Sect. 3 and Conclusions are summarised in Sect. 4.

2 Methodology

The present study focuses on a bivariate analysis of floods by using the maximum peak flow (Q) and its associated hydrograph volume (V). The methodology consists of the following steps (see Fig. 1 for an overview): (i) simulation of a set of flood hydrographs by a hydro-meteorological

model calibrated with observed flood series, using synthetic rainfall series from a stochastic rainfall generator; (ii) sensitivity analysis to identify the minimum data length needed for keeping the statistical properties of the whole simulated data series when the marginal distribution and copula candidates are fitted; (iii) identification of the bivariate model based on copulas consisted of the marginal distribution that best fits each univariate variable and the copula that best represents the dependence structure between them, as well as the corresponding minimum data length to be fitted; and (iv) validation of the methodology by comparing the flood frequency curve (of each marginal distribution) and the copula level curves of a large sample simulated by the hydro-meteorological model, with those of a set of synthetic samples generated with the same size by the proposed mixed-approach. That is, synthetic samples generated via the bivariate distribution fitted to samples from the hydro-meteorological model with the data length identified in step (iii). Moreover, as an illustration of the results obtained by the application of the procedure, joint return period curves estimated by using the large simulated sample are compared with those obtained by a given synthetic sample. The proposed methodology allows reducing the computation time, while maintaining the statistical properties of the flood series simulated by the hydro-meteorological model. The methodology is applied to the Santillana reservoir catchment in the Manzanares River located in Spain.

2.1 Simulation of flood hydrographs by a hydro-meteorological model

A set of flood hydrographs is generated by the hydro-meteorological modelling chain consisting of the RainSim rainfall simulator and the RIBS rainfall-runoff model. The RainSim V3 model is a stochastic rainfall generator based on the spatial-temporal Neyman-Scott rectangular pulses (NSRP) model (Cowpertwait 1994, 1995). This model allows the simulation of continuous series of rainfall of a number of years for a set of rain gauges in the catchment and with an arbitrary time step. The model details are described in Burton et al. (2008). The RIBS model simulates the catchment response to spatially distributed rainfall events and results in flood events at the catchment discharge point (Garrote and Bras 1995a, b). The RIBS model consists of two modules. The first is a runoff-generation module and the second simulates the runoff propagation. The runoff generation depends on the calibration parameter f (mm^{-1}) that controls the decrease of saturated hydraulic conductivity with depth and the soil properties that have to be defined for each soil class. These properties are the saturated hydraulic surface conductivities in directions normal and parallel to the surface, the residual soil

Fig. 1 Diagram of the steps forming the proposed methodology

moisture content, the saturated moisture content and the index of soil porosity (Cabral et al. 1992). The runoff propagation depends on the hill-slope and the riverbed velocities. The latter is proportional to the coefficient C_v ($m s^{-1}$) that characterises the relation between riverbed velocity and discharge at the catchment outlet. Both velocities are considered uniform throughout the catchment at any time, and defined by their relationship to the dimensionless parameter K_v . Event-based models need an estimate of the initial moisture content in the catchment at the beginning of the flood event. In the case of the RIBS, it corresponds to the water table depth that is in long term equilibrium with a constant recharge rate.

Once a large set of flood hydrographs is simulated, the associated Q – V series is extracted by identifying the maximum peak flow and the hydrograph volume (see Sect. 3.2.1). Such simulated Q – V series is divided into two samples: the model selection sample with a sample length

n_{sel} , for performing steps (ii) and (iii); and the simulated validation sample with a sample length n_{val} , for carrying out step (iv). At this point it is important to verify if, as expected, the studied variables Q and V are dependent, in which case the joint analysis (by the marginal distributions and copula) is needed. This is done by the rank-based non-parametric Kendall's tau (τ) measure, through which the independence between variables is rejected if the associated p -value is less than 0.05 (Genest and Favre 2007).

2.2 Sensitivity analysis: minimum data length needed

A prior step to the selection of the bivariate distribution of the Q – V series is the identification of the minimum data length (n) necessary for both marginal distribution and copula fits to be robust enough in terms of uncertainty of estimates. When marginal distributions are considered, the

variable chosen for performing the sensitivity analysis is the univariate quantile (q_T) for a given return period value (T). Note that T is the inverse of $(1 - p)$, where p is the non-exceedance probability of q_T .

In the case of using copulas, the bivariate quantile is a curve in the Q – V space instead of a single value like in the univariate case. However, a single-value variable is needed for conducting the sensitivity analysis. The Kendall's return period (Salvadori and De Michele 2004; Salvadori et al. 2011) could be a suitable variable to be used as a surrogate of the bivariate quantile, as each bivariate quantile curve is associated with a given Kendall's return period value that depends on the copula. Moreover, the Kendall's return period is the joint return period that provides an analogous definition of quantile to that considered in the univariate approach (Salvadori and De Michele 2010). Nevertheless, a long computation time is needed for performing the sensitivity analysis based directly on this variable. Consequently, as the aim of the proposed method is to reduce the computation time, the copula parameter (θ) is chosen to conduct the sensitivity analysis on the bivariate series. It should be noted that θ is needed for estimating the Kendall's return period. In summary, the minimum required n is obtained by analysing the univariate quantile associated with a given T , q_T , for marginal distributions, and the copula parameter, θ , for bivariate copulas.

The proposed procedure is the following: (i) 1000 bootstrap samples of varying length $n = 25, 50, \dots, 1000$ are obtained from the model selection sample of length n_{sel} , without replacement; (ii) both q_T and θ are estimated for the 1000 bootstrap samples associated with each n , considering the set of candidate marginal distributions and copulas; (iii) the sample distribution of either q_T or θ for each n is displayed in a box plot where the 25th and 75th percentiles are shown as the borders of the box, hereafter such a statistical interval is named as confidence interval; (iv) the minimum length required for each either univariate distribution function (named as n_m) or copula (named as n_c) is determined as the smallest n for which the confidence interval of the bootstrap samples lies within boundaries related to the model selection sample. These boundaries are the sampling confidence interval of the model selection sample increased by 5 %, assuming that an increase of 5 % in the uncertainty of estimates at the expense of reducing the record length is acceptable. In the case of the marginal distributions, the sampling confidence interval is obtained by generating 10,000 samples by the distribution function fitted to the model selection sample, calculating the value of q_T for each sample and obtaining the 25th and 75th percentiles. Note that in the case of copulas, only 1000 bootstrap samples are generated to avoid a long computation time for generating such a confidence interval in terms of the copula parameter θ .

As a result, the value of n_m for each marginal distribution (named as $n_{m,Q}$ for Q and $n_{m,V}$ for V) as well as the value of n_c for each copula is obtained. Note that in the case of two-parameter copulas, n_c is identified as the maximum of the two values obtained by applying the procedure to each parameter. Also note that n_m can be slightly different for a same distribution function for each variable, as the sampling uncertainty depends on its distribution parameters.

2.3 Identification of the bivariate model based on copulas

The bivariate model for accomplishing the stochastic generation of large Q – V samples is based on the Sklar's Theorem (Sklar 1959), through which the bivariate joint cumulative distribution of the variables Q and V , $H(q, v)$, is obtained as:

$$H(q, v) = C(F_Q(q), F_V(v)), \quad q, v \in \mathbb{R}, \quad (1)$$

where $F_Q(\cdot)$ is the cumulative marginal distribution of Q , q is a given value of such a variable (the same holds for V), and the copula function $C(u_1, u_2) : [0, 1]^2 \rightarrow [0, 1]$ is a bivariate joint cumulative distribution with uniform marginal distributions that can be expressed by using $u_1 = F_Q(q)$ and $u_2 = F_V(v)$. Thus, the estimate of $H(q, v)$ requires the identification of the marginal distributions that best represent the univariate Q and V variables, as well as the copula that best characterises the dependence structure between them. The minimum sample length for fitting such a bivariate distribution, n_b , is determined as the maximum of the minimum required lengths for fitting the marginal distributions, $n_{m,Q}$ and $n_{m,V}$, and the copula, n_c , i.e., $n_b = \max(n_{m,Q}, n_{m,V}, n_c)$. The procedure for identifying the bivariate distribution begins with the selection of the copula, since the copula is expected to require a larger data length than the marginal distributions because of its bivariate nature. As a result, the marginal distributions and copula to use for obtaining the bivariate distribution of Q and V are selected, and n_b is identified.

2.3.1 Selection of the copula

The best copula is selected by considering 1000 bootstrap samples of the corresponding length n_c obtained in Sect. 2.2, for each copula. One-parameter copulas, such as the Clayton, Frank, Gumbel and Plackett copula, and two-parameter copulas, such as the BB1 copula (Joe 1997), are considered as copula candidates in the present study.

The selection of the best copula among the candidates is not straightforward and different criteria should be considered (Chowdhary et al. 2011; Requena et al. 2013). Because of the nature of the present study, the procedure

for selecting the best copula is based on three criteria, for which results are drawn in a box plot for each copula: the fit of the copula to the data, the adequacy of the estimate of a high Kendall's return period value that is directly related to the bivariate quantile estimate, and the results of a model selection criterion that allows ranking the copulas.

The first criterion, related to the ability of the copula to characterise the data, is performed under the goodness-of-fit test based on the Cramér-von Mises statistic (Genest et al. 2009), S_n :

$$S_n = \sum_{i=1}^{n_c} \left\{ C_n \left(\frac{R_i}{n_c + 1}, \frac{S_i}{n_c + 1} \right) - C_\theta \left(\frac{R_i}{n_c + 1}, \frac{S_i}{n_c + 1} \right) \right\}^2, \quad (2)$$

where (R_i, S_i) are the ranks of the (Q_i, V_i) pairs of each bootstrap sample, C_θ is the copula fitted to such data estimating the parameter(s) by the maximum pseudo-likelihood method (Genest et al. 1995) and C_n is the empirical copula:

$$C_n(u_1, u_2) = \frac{1}{n_c} \sum_{i=1}^{n_c} 1 \left(\frac{R_i}{n_c + 1} \leq u_1, \frac{S_i}{n_c + 1} \leq u_2 \right), \quad u_1, u_2 \in [0, 1], \quad (3)$$

where $1(A)$ is the indicator function of the set A (that equals 1 inside A and 0 otherwise). S_n is indeed an error measure between the values of the empirical copula and those obtained by the fitted copula. Thus, the smaller is the (median) S_n value, the better is the copula. The p -value associated with S_n , estimated by a parametric bootstrap procedure (Genest and Remillard 2008) where 1000 simulations are employed in the present study because of computation time limitations, is also obtained to carry out the goodness-of-fit test itself. A copula is formally accepted when its (median) p -value is greater than 0.05. However, as it happens with other statistical tools, it is expected not to obtain suitable p -values in case of a large sample size is considered (see Vandenberghe et al. 2010; Requena et al. 2015a). In addition, a formal goodness-of-fit test is not performed in the copula selection process in some studies (e.g., Klein et al. 2010). In fact, the p -value is very useful to test if a sample comes from a given copula. However, in practice, observed flood series could not follow any of the existing copulas, due to the natural variability of floods. Consequently, the copula that best characterises the observed sample should be found, instead of the true copula that could represent the observed sample perfectly, as in some cases it does not exist.

The second criterion is related to the adequacy of the Kendall's return period estimated by the copula, for a large copula value $t \in [0, 1]$, which is based on the Kendall's

function $K_C(t) = P[C_\theta(u_1, u_2) \leq t]$ (Genest and Rivest 1993). Its theoretical estimate (T_K) is expressed as:

$$T_K = \frac{1}{1 - K_C(t)} \quad (4)$$

The Kendall's function has an analytical expression for Archimedean copulas (e.g., the Clayton, Frank and Gumbel copula), but simulation is required for the rest of copula families (Salvadori et al. 2011). The issue is that extreme value copulas (e.g., the Gumbel and Galambos copula) have associated the same Kendall's function (Genest et al. 2006) and therefore the criteria based on the Kendall's function is not able to distinguish among them. The value of the Kendall's return period is also estimated and the results of each copula are plotted. In this case, the best copula is that with the closest (median) theoretical Kendall's return period to the empirical Kendall's return period ($\hat{T}_K$), estimated by the Kendall's function associated with the empirical copula of the whole model selection sample.

The third criterion is the Akaike Information Criterion (AIC) (e.g., Zhang and Singh 2006).

$$AIC = -2 \sum_{i=1}^{n_c} \ln \left[c_\theta \left(\frac{R_i}{n_c + 1}, \frac{S_i}{n_c + 1} \right) \right] + 2k, \quad (5)$$

where $c_\theta(\cdot)$ is the density function of the fitted copula, and k is the number of copula parameters. The best copula for this criterion is that with the smallest (median) AIC value. The AIC penalises the copulas with more parameters, as it can be seen through the second term of its formula.

Note that although the median is the value considered to assess the performance of each criterion, the variability in the results (i.e., the height of the boxes) should also be considered in the decision process, as it makes reference to the uncertainty in the results given by the copula. As a result of taking into account all the information provided by these criteria, the best copula is selected and its minimum required sample length, n_c^* , is identified. As illustration and in order to provide a visual support of the behaviour of the copulas, the empirical (i.e., based on C_n) and theoretical estimate of the Kendall's function for the model selection sample is also provided.

2.3.2 Selection of the marginal distributions

If the minimum sample length required for the selected copula n_c^* is greater than any of the n_m values obtained in Sect. 2.2, the minimum sample length required by the bivariate distribution is given by that of the copula, i.e., $n_b = n_c^*$ and hence, the selection of the marginal distributions is done under 1000 bootstrap samples of size n_b . Distributions usually used in hydrology, such as the

Gumbel (G), generalised extreme value (GEV), generalised logistic (GLO) and log-normal (LNO) distribution, are the marginal distributions selected as candidates. Because of the nature of this study, the best marginal distribution is identified as that with the smallest distance between the median quantile estimate obtained by a given marginal distribution, $\hat{q}_T$ (named as $\hat{q}_T^Q$ for Q and $\hat{q}_T^V$ for V), and the median quantile estimate obtained by the empirical distribution, $\hat{q}_T$, both assessed by using 1000 bootstrap samples of size n_b . Such a distance is expressed as the relative error (RE) in percentage:

$$RE = 100 \frac{\text{median}(\hat{q}_T) - \text{median}(\hat{q}_T^Q)}{\text{median}(\hat{q}_T)} \quad (6)$$

As a result, the marginal distribution with the smallest absolute value of RE is selected for each variable (Q and V).

Note that in the (more unlikely) case that n_c^* is less than some n_m , the selection of the marginal distributions is conducted by using 1000 bootstrap samples of the corresponding size n_m . Then, as $n_b = \max(n_{m,Q}^*, n_{m,V}^*, n_c^*)$, the selection process should be repeated for the marginal distribution or copula for which $n_{m,Q}^*$, $n_{m,V}^*$ or n_c^* is different from n_b (see Fig. 1 for a diagram of the process). As illustration, the fit of the marginal distributions to the model selection sample is also provided to visually check how the marginal distributions behave regarding the whole sample.

2.4 Validation of the methodology

The aim of this section is to check the adequacy of the proposed methodology by comparing the behaviour of a large sample obtained directly through the hydro-meteorological model (i.e., the simulated validation sample introduced in Sect. 2.1), with samples of the same length (called synthetic validation samples) stochastically generated by fitting the selected bivariate distribution to smaller samples of size n_b belonging to such a simulated validation sample. The present section consists of the procedure needed to generate synthetic samples by the bivariate copula-based distribution, followed by the validation of the marginal distributions, the validation of the copula, and an example of the results provided by the application of the methodology in comparison to those obtained by only using the hydro-meteorological model.

The generation of synthetic validation samples is conducted by using the bivariate distribution identified in Sect. 2.3 based on the information provided by the model selection sample, and small bootstrap samples obtained from the simulated validation sample. The procedure is described below: (i) a bootstrap Q – V sample of size n_b is obtained from the simulated validation sample without replacement;

(ii) the selected copula is fitted to the bootstrap sample, generating a synthetic sample of size n_{val} consisted of (u_1, u_2) pairs; (iii) the selected marginal distribution of Q and V are used for transforming the (u_1, u_2) pairs into (Q, V) pairs formed by the components $q = F_Q^{-1}(u_1)$ and $v = F_V^{-1}(u_2)$, where $F_Q^{-1}(\cdot)$ and $F_V^{-1}(\cdot)$ are the inverses of the marginal distributions of Q and V , respectively. This synthetic Q – V sample of size n_{val} is called synthetic validation sample. A new synthetic validation sample is generated each time the process is performed.

The validation of the marginal distributions is performed based on the following procedure: (i) the selected marginal distributions for Q and V are fitted to the whole simulated validation sample, obtaining their flood frequency curve; (ii) the selected marginal distributions are also fitted to each of the 10,000 synthetic validation samples generated by the procedure described above, obtaining their associated flood frequency curves; (iii) the confidence interval (i.e., the statistical interval consisted of the 25th and 75th percentiles) from the 10,000 synthetic flood frequency curves is obtained for given T values; and (iv) such a confidence interval is compared with the flood frequency curve obtained by the simulated validation sample in the first step of the present procedure.

An analogous process is carried out for the validation of the copula: (i) the copula selected is fitted to the whole simulated validation sample, obtaining the copula probability level curve for given p -values; (ii) the selected copula is also fitted to each of the 1000 synthetic validation samples generated by the procedure described at the beginning of the present section, obtaining their associated copula probability level curves formed by the (u_1, u_2) points that fulfil $C(u_1, u_2) = p$, for given probability values p . Only 1000 samples instead of 10,000 are used for avoiding a long computation time when the confidence intervals are estimated; (iii) For each u_1 value, the confidence interval of the u_2 values for the 1000 synthetic probability curves is obtained for each p ; and (iv) the confidence interval associated with each probability value p is compared with the copula probability level curve obtained when fitted to the simulated validation sample.

As illustration of the results obtained by applying the proposed methodology, a given synthetic validation sample is plotted together with the simulated validation sample, and the Kendall's return period curves for both samples are also estimated and drawn.

3 Application

The case study and the results obtained by the application of the proposed methodology are shown in the present section.

3.1 Case study

The application of the methodology is carried out on the gauging station of the Santillana reservoir in the Manzanares River, which belongs to the Tagus River catchment and is located in the centre of Spain (Fig. 2). The catchment drainage area of the Santillana reservoir gauging station is 325.6 km². Mean daily outflow discharge and reservoir volume series are available at this gauging station for the period 1958–2002, from which the series of mean daily inflow discharges was extracted. This case study is chosen due to the previously available calibration of the hydro-meteorological model RainSim-RIBS. The rainfall simulator was calibrated

Fig. 2 Location of the case study: catchment of the Santillana reservoir gauging station

Fig. 3 Validation of the hydro-meteorological model. Observed data and empirical frequency curves of inflow volume for **a** one; **b** two; **c** three; and **d** four consecutive days

by Flores et al. (2013) and the rainfall-runoff model by Mediero et al. (2011). The RainSim V3 model was calibrated through a set of observed daily series recorded at 15 rain-gauges with varying length between 11 and 118 years, where the largest series entails the period 1893–2011. As a result, a 9000-year length hourly rainfall series was generated by the calibrated model at each rain-gauge. The RIBS model was calibrated in the entire Manzanares River catchment with a drainage area of 1248 km², where the Santillana reservoir catchment is its headwaters. The calibration process is based on a simultaneous minimisation of four objective functions (root mean square error, mean absolute error, coefficient of Nash–Sutcliffe efficiency and time to peak) that account for different hydrograph characteristics, resulting in a probability density function for characterising each of the model parameters subject to calibration. Validation of the probabilistic model was performed via simulations of the calibrated model for each validation event; assessing the bias of the results through a variation of the Nash–Sutcliffe efficiency coefficient, and the accuracy of the results by the inclusion coefficient.

3.2 Results

3.2.1 Simulation of flood hydrographs by a hydro-meteorological model

Storm events were then simulated individually from the 9000-year length hourly rainfall series generated in the 15 rain-gauges, as RIBS is an event-based model. Independent storm events were identified via the exponential method

Fig. 4 Scatter plot of the (Q, V) pairs of the samples generated through the hydro-meteorological model divided into the model selection sample and the simulated validation sample

(Restrepo-Posada and Eagleson 1982), fixing a minimum dry period between events, in which rainfall is less than a given threshold (Bonta and Rao 1988). In order to reduce the number of simulations, a specific subset of five events

was selected from each year, assuming that the event generating the maximum volume or peak flow hydrograph in a year is included among them.

Consequently, 45,000 synthetic flood events were generated through the calibrated RIBS rainfall-runoff model, accounting for random initial moisture content states among a representative set of 13 initial states in the catchment, in order to generate an ensemble of hydrographs that covers the range of totally dry to completely saturated soils. Each year, the hydrograph with the maximum peak flow was selected and its volume calculated, obtaining 9000 years of synthetic Q – V series. In order to validate the model in terms of the flood frequency curve, the observed and simulated frequency curves for 1-, 2-, 3- and 4-days accumulated inflow volumes were calculated and compared (Fig. 3). Validation was conducted by using inflow volumes for different durations, as information about the instantaneous peak flow of observed inflow hydrographs is not available at this site. It should be noted that the 1-day inflow volume series is used to validate the peak flow of observed inflow hydrographs, as it is characterised by the mean daily discharge. Results show that the model represents suitably the flood frequency curves. Therefore, the hydro-meteorological model can be used for extending the observed series to enable an accurate flood frequency analysis by selecting and fitting the bivariate

Fig. 5 Sensitivity analysis for identifying the minimum sample length required for the marginal distributions. The box plot of the quantiles estimated from the bootstrap samples of length n is plotted along the x -axis, where the points represent the outliers

copula-based distribution via the Q – V series extracted from the flood hydrographs simulated by the calibrated hydro-meteorological model, instead of via the short-length observed flood data.

As a result, the 9000 synthetic Q – V pairs obtained through the hydro-meteorological model, entailing a 1-h temporal and 100-m spatial resolution, were used. The computation time needed for its generation was approximately 20 days with a computer with a processor Intel Core i7-870 2.93 GHz with four cores. Such a (simulated) Q – V sample was divided into the model selection sample with $n_{\text{sel}} = 2000$ (Q, V) pairs and the simulated validation sample with $n_{\text{val}} = 7000$ (Q, V) pairs. Their scatter plots are shown in Fig. 4. The Kendall's τ of both samples is 0.7 with a suitable p -value less than 0.05, indicating a positive dependence relation between variables.

3.2.2 Sensitivity analysis: minimum data length needed

The sensitivity analyses to identify the minimum sample length required for obtaining robust quantile estimates by each marginal distribution, in terms of the uncertainty of the quantile estimate by using the whole univariate either Q or V series, are shown in Fig. 5. The 100-year quantile was

selected in this study (named as $\hat{q}_{100}$) as a trade-off between a high enough quantile and a quantile not entailing a large uncertainty. Following the procedure explained in Sect. 2.2, the box plots of the quantiles obtained from the bootstrap samples (from the model selection sample) of each length n are plotted along the x -axis. The boundaries associated with the confidence interval for the model selection sample are added as two horizontal lines. The minimum data length, n_m , for which the confidence interval (i.e., the borders of the box) is inside such boundaries, i.e., $n_{m,Q}$ and $n_{m,V}$, are marked by a dotted line in Fig. 5 for each marginal distribution. As expected, the n_m required in the case of the two-parameter G distribution is less than that needed for the three-parameter (GEV, GLO and LNO) distributions. Moreover, the quantile related to Q requires the same or a similar data length than that related to V for each marginal distribution, with the exception of the GLO distribution for which the difference is larger (due to the randomness of the process and the data step considered).

The results of the sensitivity analyses of the copula parameter estimate are shown in Fig. 6. In this case, the objective of the analysis is to identify the minimum record length, n_c , required for assuming that the parameter estimated for each copula is robust enough in reference to

Fig. 6 Sensitivity analysis for identifying the minimum sample length required for each copula. The *box plot* of the copula parameter(s) estimated from the bootstrap samples of length n is plotted along the x -axis, where the *points* represent the outliers

Fig. 7 Copula selection process based on 1000 bootstrap samples with a sample length n_c for each copula. *Box plots* for each copula show **a** the assessment of the fit to the data via S_n ; **b** the results of the formal goodness-of-fit test by the p -value of S_n ; **c** the adequacy of the

Kendall's return period $T_{K(0.99)}$ in reference to the empirical Kendall's return period $\hat{T}_{K(0.99)}$; and **d** the evaluation of the AIC for ranking the copulas. The *points* in the *box plots* represent the outliers

Fig. 8 Comparison among the empirical estimate of the Kendall's function (for t copula values) and the theoretical estimate, regarding the model selection sample, obtained by **a** the Clayton, Frank and Gumbel copula; and **b** the Galambos, Plackett and BB1 copula. Results are divided into two figures for clarity

uncertainty of the parameter estimate via the whole bivariate Q – V series. Analogously to the univariate case, the required n_c , identified as the minimum data length for which the confidence interval is less than the boundaries associated with the confidence interval of the copula

parameter for the model selection sample (i.e., the two horizontal lines), is marked in Fig. 6 for each copula. Note that for the BB1 copula $n_c = 525$, which is the maximum of the two values obtained by applying the procedure to each copula parameter. As expected, the n_c needed for the

Fig. 9 Selection of the marginal distributions (for Q and V) based on 1000 bootstrap samples from the model selection sample. Box plots show the variability of the univariate quantile estimated for $T = 100$ years, $\hat{q}_{100}$, plotting its median value to be compared with

its median empirical quantile estimate, $\hat{q}_{100}$, for bootstrap samples with a sample length equal to n_m . Points in the box plots represent the outliers

two-parameter copula BB1 is greater than that needed for the rest of the one-parameter (Clayton, Frank, Gumbel, Galambos and Plackett) copulas. Although in general and as expected, the minimum record length for a copula is greater than that needed for a marginal distribution, the value associated with the Gumbel copula is less than those associated with some marginal distributions.

3.2.3 Identification of the bivariate model based on copulas

The identification of the bivariate distribution of Q and V , requiring the selection of the marginal distributions and the copula, is conducted by the procedure detailed in Sect. 2.3. First, the results obtained for the copula selection process are shown in Fig. 7. The assessment of the fit of each copula to the data is displayed in Fig. 7a, via the box plot of the S_n values obtained by Eq. 2, considering the corresponding bootstrap sample of length n_c obtained previously. As a result, the Clayton copula was identified as the worst copula in terms of fitting to the data, as both the median value of the S_n and its variability represented by the height of the box are the largest. The values obtained for the rest of the copulas are smaller and similar to each other, obtaining the best results

Table 1 Relative error (RE) of the (median) quantile estimated for 1000 bootstrap samples of length $n_b = 525$

Marginal distribution	RE (%) for $n_b = 525$	
	Q	V
G	-5.9	-9.0
GEV	-1.4	3.2
GLO	3.2	7.1
LNO	-2.6	1.0

for the Frank and BB1 copula. Consequently, the Clayton copula is discarded, as it is not able to represent the dependence between the observed $Q-V$ pairs.

The box plots of the p -values associated with the S_n values are displayed in Fig. 7b. As expected, because of the use of large sample lengths (see Sect. 2.3.1 for more details), poor results were obtained by the goodness-of-fit test. Only some p -values greater than 0.05, where such a threshold is indicated as a horizontal line, were obtained as outliers for the Frank, Gumbel, Galambos and BB1 copula. The results for a smaller sample length ($n_c = 50$), which is in the range of the common observed data lengths recorded

Fig. 10 **a** Fit of the marginal distributions of Q and V to the model selection sample; **b** Comparison between the flood frequency curve fitted to the simulated validation sample generated through the hydro-meteorological model, and the confidence interval obtained by the synthetic validation samples generated by the bivariate distribution

Table 2 Confidence interval (in percentage) of the flood frequency curves obtained via 10,000 synthetic validation samples, for $T = 10, 25, 100$ and 500 years

Variable	Marginal distribution	Confidence interval range (%) for T			
		10	25	100	500
Q	GEV	± 1.8	± 2.5	$(-3.8, +3.9)$	$(-5.5, +6.0)$
V	LNO	± 2	± 2.7	± 3.7	$(-4.9, +5.0)$

in practice (see Sect. 1), are also plotted in the upper right corner of Fig. 7b for illustration purposes. As expected, more suitable p -values were obtained. All copulas except the Clayton copula pass the goodness-of-fit test in this case. Consequently, the p -value is not used for identifying the suitable copulas in this study.

The adequacy of the Kendall's return period estimate for a high copula value $t = 0.99$, $T_{K(0.99)}$ (Eq. 4), is analysed in Fig. 7c. The box plot of $T_{K(0.99)}$ for each copula is displayed together with the empirical value associated with the whole model selection sample as it was indicated in Sect. 2.3.1, $\hat{T}_{K(0.99)} = 200$ years, which is plotted as a horizontal line. It can be seen that besides the already discarded Clayton copula in terms of S_n results, the Frank and Plackett copula show a large overestimate of the empirical value (in decreasing order). The Clayton and Frank copula also show a larger variability. Closer estimates to the empirical value, involving underestimate,

were obtained by the Gumbel, Galambos and BB1 copula. For the first two copulas $T_{K(0.99)} = 150$ years, while for the BB1 copula $T_{K(0.99)} = 192$ years, being the last the best estimate. Note that an underestimate of the return period entails being on the safety side. As a result, the Frank and Plackett copulas are also discarded.

The results obtained by the AIC (Eq. 5) are shown in Fig. 7d. As it can be seen, the sample length affects the results, obtaining better values those copulas considering larger lengths. As a consequence, AIC results were obtained by using the same sample length for all copulas (not shown), resulting the BB1 copula the best copula in all cases. Hence, considering all the information provided by the copula selection process, the BB1 copula was chosen as the best copula for characterising the Q - V series, requiring a minimum sample length $n_c^* = 525$. A visual support of the behaviour of the copulas regarding the model selection sample (with $n_{sel} = 2000$), by the comparison of the

theoretical Kendall's function of each copula and the empirical estimate, is plotted as an example in Fig. 8. It can be seen that the BB1 copula (Fig. 8b) involves the best fit.

As n_c^* is greater than any n_m (see Fig. 5), $n_b = n_c^* = 525$ and hence, the selection of the marginal distributions is conducted under 1000 bootstrap samples of such a length, estimating the (median) quantile $\hat{q}_{100}$ for each marginal distribution, as well as the (median) empirical quantile $\hat{q}_{100}$. The distances between both quantiles are plotted in Fig. 9, and the RE values obtained via Eq. 6 are shown in Table 1. It was found that the best marginal distributions are the GEV for Q and the LNO for V , as they entail the minimum absolute value of RE in each case. The fit of the marginal distributions to the model selection sample is plotted in Fig. 10a as an illustration of the behaviour of the marginal distributions. It can be seen that the fit of the GEV distribution is the closest to the peak flow data, Q , and the fit of the LNO distribution is the closest to the volume data, V . In summary, the bivariate distribution selected to represent the Q – V series consists of the BB1 copula, the GEV distribution for Q and the LNO distribution for V , with a sample length of $n_b = 525$.

Fig. 11 Comparison between the Kendall's return period curves estimated by the simulated validation sample generated through the hydro-meteorological model, and by a given synthetic sample generated by the bivariate distribution

3.2.4 Validation of the methodology

The methodology is then validated according to Sect. 2.4. Synthetic validation samples (of size $n_{val} = 7000$) are generated by fitting the selected bivariate distribution to bootstrap samples of the identified length ($n_b = 525$), obtained without replacement from the simulated validation sample. Regarding the marginal distributions, the flood frequency curve of the simulated validation sample is drawn together with the confidence interval related to the flood frequency curves of 10,000 synthetic validation samples (Fig. 10b). The flood frequency curve is tightly fitted by the confidence interval for small T values. The range slightly increases for larger values of T , as the uncertainty is larger. The simulated data remain inside the synthetic confidence interval in the case of V , and only two data points are outside in the case of Q , as the three largest peaks show similar values. The confidence interval in percentage is shown in Table 2 for several T values. The confidence intervals associated with the copula level curves of 1000 synthetic validation samples are almost equal to the corresponding curves obtained via the simulated validation sample (not shown).

As an example of the results obtained by the application of the methodology, the simulated validation sample is plotted together with a given synthetic validation sample in Fig. 11. The Kendall's return period curves estimated by the bivariate distribution fitted to each sample are also displayed (estimated parameters shown in Table 3). It can be seen that both scatter plots are visually similar and that the results regarding the Kendall's return period curves are comparable. The Kendall's return period curves are practically identical for small Kendall's return period values, while as expected, such a difference becomes slightly larger the larger the return period value is, because of the increasing uncertainty.

4 Conclusions

In the present paper a bivariate procedure to extend flood series due to the need of achieving more appropriate flood frequency analyses is addressed, determining the minimum number of flood hydrographs required to be simulated by a hydro-

Table 3 Parameters of the fitted bivariate distribution (marginal distributions and copula) for the simulated validation sample, and a given bootstrap sample of size $n_b = 525$ that belongs to the simulated validation sample, whereby the synthetic validation sample is generated

Validation sample	GEV distribution for Q			LNO distribution for V			BB1 copula	
	Location	Scale	Shape	Location	Scale	Shape	$\hat{\theta}_1$	$\hat{\theta}_2$
Simulated	55.939	23.011	−0.065	8.788	4.441	−0.497	1.132	2.035
Synthetic	55.662	21.771	−0.095	8.836	4.401	−0.551	1.178	1.933

meteorological model to be used as input for obtaining an extended flood series by a bivariate model based on copulas.

A previously calibrated distributed hydro-meteorological model is used for simulating a series of flood hydrographs, with the aim of extending the observed peak-volume series by a bivariate distribution consisting of two marginal distributions and a copula. The minimum data length needed to be simulated by the hydro-meteorological model is defined through a sensitivity analysis in order to obtain robust estimates from both marginal distributions and copula. The marginal distribution and copula selection process is performed, where the copula selection process is carried out by taking into account the fit of the copula to the data, the adequacy of high joint return period estimates (using the Kendall's return period), and the results of a model selection criterion. As a result, the selected bivariate distribution fitted to a small sample simulated by the hydro-meteorological model is used for generating arbitrarily large synthetic samples. The adequacy of the procedure is checked by comparing the flood frequency curve (of each marginal distribution) and the copula level curves fitted to a large sample simulated by the hydro-meteorological model, with the corresponding confidence intervals obtained from a large amount of synthetic samples generated by the bivariate distribution.

The proposed methodology was applied to the Santillana reservoir gauging station in the Manzanares River located in Spain. It was found that a minimum data length of 525 flood hydrographs should be simulated through the hydro-meteorological model in order to accomplish a robust fit by a bivariate distribution based on the two-parameter BB1 copula, which was chosen as the best copula by the copula selection process. In this regard, it is suggested considering the BB1 copula as potential candidate for characterising peak-volume series in other catchments. As expected, a smaller data length (in the order of 200 data) should be required in the case of a one-parameter copula was selected. The generalised extreme value distribution for the peak flow and the log-normal distribution for the hydrograph volume were found to be the best marginal distributions for a record length of 525 years. As a result, large synthetic samples were stochastically generated by fitting the bivariate distribution to a random set of 525-length samples simulated by the hydro-meteorological model. The comparable performance of such synthetic samples in relation to a sample of the same length simulated by the hydro-meteorological model supported the use of the proposed methodology. The procedure provides an extended sample composed of 525 data from the simulation through a hydro-meteorological model and a much larger synthetic sample stochastically generated by fitting the bivariate distribution.

The proposed procedure allows cutting down the computation time required for generating a large sample of peak-volume pairs, in comparison to the time needed by a

hydro-meteorological modelling chain (specifically, from a month scale to few days for the sample length generated for the case study), allowing the generation of a peak-volume sample as long as desired to enable more suitable flood risk assessment studies.

Acknowledgments This work has been supported by the *Carlos González Cruz* Foundation and the project 'MODEX-Physically-based modelling of extreme hydrologic response under a probabilistic approach. Application to Dam Safety Analysis' (CGL2011-22868), funded by the Spanish Ministry of Science and Innovation (now the Ministry of Economy and Competitiveness). The Authors would like to thank two anonymous reviewers for the useful comments provided to improve the quality of the paper.

References

- Beven KJ (1987) Towards the use of catchment geomorphology in flood frequency predictions. *Earth Surf Proc Land* 12:69–82
- Blazkova S, Beven KJ (1997) Flood frequency prediction for data limited catchments in the Czech Republic using stochastic rainfall model and TOPMODEL. *J Hydrol* 195:256–278
- Blazkova S, Beven K (2004) Flood frequency estimation by continuous simulation of subcatchment rainfalls and discharges with the aim of improving dam safety assessment in a large basin in the Czech Republic. *J Hydrol* 292:153–172
- Bonta JV, Rao AR (1988) Factors affecting the identification of independent storm events. *J Hydrol* 98:275–293
- Boughton W, Droop O (2003) Continuous simulation for design flood estimation—a review. *Environ Model Softw* 18:309–318
- Boughton W, Srikanthan S, Weinmann E (2002) Benchmarking a new design flood estimation system. *Aust J Water Resour* 6(1):45–52
- Burton A, Kilsby C, Fowler H, Cowpertwait P, O'Connell P (2008) RainSim: a spatial-temporal stochastic rainfall modelling system. *Environ Model Softw* 23:1356–1369
- Cabral MC, Garrote L, Bras RL, Entekhabi D (1992) A kinematic model of infiltration and runoff generation in layered and sloped soils. *Adv Water Resour* 15:311–324
- Calver A, Lamb R (1995) Flood frequency estimation using continuous rainfall-runoff modelling. *Phys Chem Earth* 20:479–483
- Cameron DS, Beven KJ, Tawn J, Blazkova S, Naden P (1999) Flood frequency estimation by continuous simulation for a gauged upland catchment (with uncertainty). *J Hydrol* 219:169–187
- Candela A, Brigandi G, Aronica G (2014) Estimation of synthetic flood design hydrographs using a distributed rainfall-runoff model coupled with a copula-based single storm rainfall generator. *Nat Hazard Earth Syst* 14:1819–1833
- Chebana F, Ouarda TBMJ (2011) Multivariate quantiles in hydrological frequency analysis. *Environmetrics* 22:63–78
- Chetty K, Smithers J (2005) Continuous simulation modelling for design flood estimation in South Africa: preliminary investigations in the Thukela catchment. *Phys Chem Earth* 30:634–638
- Chowdhary H, Escobar LA, Singh VP (2011) Identification of suitable copulas for bivariate frequency analysis of flood peak and flood volume data. *Hydrol Res* 42:193–216
- Cowpertwait PS (1994) A generalized point process model for rainfall. *Proc R Soc Lond A* 447(1929):23–37
- Cowpertwait PS (1995) A generalized spatial-temporal model of rainfall based on a clustered point process. *Proc R Soc Lond A* 450(1938):163–175
- Cunnane C (1989) Statistical distributions for flood frequency analysis. World Meteorological Organization, Geneva, Switzerland, Operational Hydrology Report, pp 23–33

- De Michele C, Salvadori G, Canossi M, Petaccia A, Rosso R (2005) Bivariate statistical approach to check adequacy of dam spillway. *J Hydrol Eng* 10:50–57
- Eagleson P (1972) Dynamics of flood frequency. *Water Resour Res* 8(4):878–898
- Engeland K, Xu C, Gottschalk L (2005) Assessing uncertainties in a conceptual water balance model using Bayesian methodology. *Hydrol Sci J* 50:45–63
- England JF Jr, Velleux ML, Julien PY (2007) Two-dimensional simulations of extreme floods on a large watershed. *J Hydrol* 347:229–241
- Favre AC, El Adlouni S, Perreault L, Thiémonge N, Bobée B (2004) Multivariate hydrological frequency analysis using copulas. *Water Resour Res* 40:W01101
- Flores I, Sordo-Ward A, Mediero L, Garrote L (2013) Deriving bivariate flood frequency distributions for dam safety evaluation. In *Proceedings of EWRA 2013: water resources management in an interdisciplinary changing context: Session 4*, 93
- Garrote L, Bras RL (1995a) A distributed model for real-time flood forecasting using digital elevation models. *J Hydrol* 167: 279–306
- Garrote L, Bras RL (1995b) An integrated software environment for real-time use of a distributed hydrologic model. *J Hydrol* 167: 307–326
- Genest C, Favre AC (2007) Everything you always wanted to know about copula modeling but were afraid to ask. *J Hydrol* 12: 347–368
- Genest C, Remillard B (2008) Validity of the parametric bootstrap for goodness-of-fit testing in semiparametric models. *Annales De L'Institut Henri Poincaré-Probabilités Et Statistiques* 44:1096–1127
- Genest C, Rivest L (1993) Statistical inference procedures for bivariate archimedean copulas. *J Am Stat Assoc* 88:1034–1043
- Genest C, Ghoudi K, Rivest L (1995) A semiparametric estimation procedure of dependence parameters in multivariate families of distributions. *Biometrika* 82:543–552
- Genest C, Quessy JF, Remillard B (2006) Goodness-of-fit procedures for copula models based on the probability integral transformation. *Scand J Stat* 33:337–366
- Genest C, Remillard B, Beaudoin D (2009) Goodness-of-fit tests for copulas: a review and a power study. *Insur Math Econ* 44:199–213
- Giustarini L, Camici S, Tarpanelli A, Brocca L, Melone F, Moramacro T (2010) Dam spillways adequacy evaluation through bivariate flood frequency analysis and hydrological continuous simulation. *Conference proceedings of the World Environmental and Water Resources Congress 2010: Challenges of Change*, ASCE
- Goel N, Seth S, Chandra S (1998) Multivariate modeling of flood flows. *J Hydraul Eng-ASCE* 124:146–155
- GREHYS (1996) Presentation and review of some methods for regional flood frequency analysis. *J Hydrol* 186:63–84
- Joe H (1997) *Multivariate model and dependence concepts*. Chapman and Hall, London
- Klein B, Pahlow M, Hundecha Y, Schumann A (2010) Probability analysis of hydrological loads for the design of flood control systems using copulas. *J Hydrol Eng* 15:360–369
- Kuchment LS, Gelfan AN, Demidov VN (2003) Application of dynamic-stochastic runoff generation models for estimating extreme flood frequency distributions. *IAHS-AISH P* 281: 107–114
- Lawrence D, Paquet E, Gailhard J, Fleig AK (2014) Stochastic semi-continuous simulation for extreme flood estimation in catchments with combined rainfall–snowmelt flood regimes. *Nat Hazard Earth Sys* 14:1283–1298
- Mediero L, Garrote L, Martín-Carrasco F (2011) Probabilistic calibration of a distributed hydrological model for flood forecasting. *Hydrol Sci J* 56:1129–1149
- Paquet E, Garavaglia F, Garçon R, Gailhard J (2013) The SCHADEX method: a semi-continuous rainfall–runoff simulation for extreme flood estimation. *J Hydrol* 495:23–37
- Requena AI, Mediero L, Garrote L (2013) A bivariate return period based on copulas for hydrologic dam design: accounting for reservoir routing in risk estimation. *Hydrol Earth Syst Sc* 17:3023–3038
- Requena AI, Chebana F, Mediero L (2015a) A complete procedure for multivariate index-flood model application. *J Hydrol.* (**under review**)
- Requena AI, Prodocimi I, Kjeldsen TR, Mediero L (2015b) A bivariate trend analysis to investigate the effect of increasing urbanisation on flood characteristics. *Hydrol Res.* (**under review**)
- Restrepo-Posada PJ, Eagleson PS (1982) Identification of independent rainstorms. *J Hydrol* 55:303–319
- Saad C, El Adlouni S, St-Hilaire A, Gachon P (2015) A nested multivariate copula approach to hydrometeorological simulations of spring floods: the case of the Richelieu River (Québec, Canada) record flood. *Stoch Environ Res Risk Assess* 29:275–294
- Salvadori G, De Michele C (2004) Frequency analysis via copulas: theoretical aspects and applications to hydrological events. *Water Resour Res* 40:W12511
- Salvadori G, De Michele C (2010) Multivariate multiparameter extreme value models and return periods: a copula approach. *Water Resour Res* 46:W10501
- Salvadori G, De Michele C, Kottegoda NT, Rosso R (2007) *Extremes in nature: an approach using copulas*. Springer, Dordrecht
- Salvadori G, De Michele C, Durante F (2011) On the return period and design in a multivariate framework. *Hydrol Earth Syst Sc* 15:3293–3305
- Serinaldi F, Grimaldi S (2007) Fully nested 3-copula: procedure and application on hydrological data. *J Hydrol Eng* 12:420–430
- Shiau J, Wang H, Tsai C (2006) Bivariate frequency analysis of floods using copulas. *J Am Water Resour As* 42:1549–1564
- Sklar A (1959) Fonctions de répartition à n dimensions et leurs marges. *Publ Inst Statist Univ Paris* 8:229–231
- Song S, Singh VP (2010) Frequency analysis of droughts using the Plackett copula and parameter estimation by genetic algorithm. *Stoch Environ Res Risk Assess* 24(5):783–805
- Vandenberghe S, Verhoest NEC, De Baets B (2010) Fitting bivariate copulas to the dependence structure between storm characteristics: a detailed analysis based on 105 year 10 min rainfall. *Water Resour Res* 46:W01512
- Vrugt JA, Bouten W, Gupta HV, Sorooshian S (2002) Toward improved identifiability of hydrologic model parameters: the information content on experimental data. *Water Resour Res* 38(12):48–1–48–13
- Yue S, Ouarda T, Bobée B, Legendre P, Bruneau P (1999) The Gumbel mixed model for flood frequency analysis. *J Hydrol* 226:88–100
- Zhang L, Singh VP (2006) Bivariate flood frequency analysis using the copula method. *J Hydrol Eng* 11:150–164
- Zhang L, Singh VP (2007) Trivariate flood frequency analysis using the Gumbel–Hougaard copula. *J Hydrol Eng* 12:431–439
- Zhang Q, Xiao M, Singh VP, Chen X (2013) Copula-based risk evaluation of hydrological droughts in the East River basin, China. *Stoch Environ Res Risk Assess* 27(6):1397–1406