

GUÍAS TÉCNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

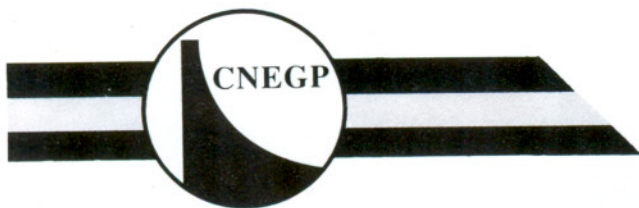
AVENIDA DE PROYECTO



COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE
GRANDES PRESAS



**COMITE NACIONAL ESPAÑOL DE
GRANDES PRESAS**

GUIAS TECNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

GUIA N° 4

AVENIDA DE PROYECTO

Foto portada: Aliviadero del Embalse de Ricobayo

Edita: Comité Nacional Español de Grandes Presas

I.S.B.N.: 84-89567-05-0

Depósito Legal: M-10312-1997

Imprime: *Gráficas Rito.*

Arroyo Bueno, 2 - 28021 Madrid

PRESENTACIÓN

La publicación de las Guías Técnicas de Seguridad de Presas necesita una explicación sobre su finalidad y la conveniencia de disponer de ellas. En los párrafos siguientes se intenta dar algunas de las razones que aconsejaron al Comité Español de Grandes Presas a lanzarse a la tarea de redactar unas Guías Técnicas de Seguridad de Presas.

Es previsible que la actividad de construcción de presas continúe en España con notable intensidad. Por otra parte el gran número de presas existentes exige una gran dedicación a su explotación, conservación, mantenimiento y reparación. De aquí se deduce que será necesario que un gran número de ingenieros dedique su esfuerzo a trabajos relacionados con las presas.

Las técnicas implicadas en el proyecto, la construcción y la explotación de presas son muchas, muy variadas y es prácticamente imposible que una persona pueda llegar a dominarlas todas en grado suficiente. Además, estas técnicas están evolucionando muy rápidamente y es muy difícil estar al día en todo lo que se publica y experimenta en el mundo. La formación permanente en estos temas requiere un tiempo y un esfuerzo difícilmente disponible, pero es necesario que los ingenieros españoles conozcan las técnicas específicas y sean capaces de analizar situaciones complicadas y nuevas con la finalidad de mantener y mejorar la seguridad de las presas actuales y futuras.

El concepto de seguridad de una presa es complejo y depende de un gran número de variables y circunstancias. La seguridad absoluta es inalcanzable pero es preciso acotar el riesgo y para ello existen métodos suficientemente desarrollados que es preciso conocer y aplicar. La experiencia de los sucesos anteriores es una fuente de información que debe ayudar a aumentar la seguridad de las presas.

Hasta ahora esta experiencia había cristalizado en la Instrucción para Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas, donde se acumulaba la experiencia de muchos años y de muchas personas, lo que daba lugar a una serie de prescripciones de obligado cumplimiento, permitiendo así que los ingenieros con poca experiencia disfrutaran de los resultados obtenidos por los que les precedieron. Sin embargo, esta forma de proceder asumía implícitamente que cumpliendo la Instrucción se garantizaba la seguridad de la presa.

La Instrucción era muy detallada y dejaba poco margen de maniobra al ingeniero y además daba la impresión de que en el momento de su redacción se disponía de la totalidad de los conocimientos necesarios para obtener una obra absolutamente segura, aunque la experiencia ha demostrado que la realidad es tan compleja que no se somete al articulado de una norma. Además, las presas (como toda obra humana) envejecen y lo que es seguro hoy puede no serlo dentro de unos años.

Por estas razones la Instrucción dejó de ser operativa y se ha sustituido por el Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses que tiene una filosofía completamente diferente.

En el nuevo Reglamento se señala lo que debe hacerse pero no estipula la forma de hacerlo, dejando a los ingenieros una gran libertad para desarrollar su actividad. La consecuencia obligada es que recae sobre ellos una gran responsabilidad, que no queda aliviada con la excusa de haberlo hecho todo de acuerdo con la Instrucción. En esta verdad reside la grandeza y la servidumbre de la profesión: deben analizarse con profundidad los problemas, pues somos responsables de sus consecuencias y todo el mundo sabe que las consecuencias pueden tener repercusiones de gran entidad.

La aplicación del Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses puede dar lugar a situaciones ambiguas, pues algunos ingenieros experimentarán dudas respecto a lo que deben hacer y la búsqueda de información suficiente puede distraerles de lo importante del problema y hacerles consumir mucho tiempo, no siempre disponible.

Para intentar ayudar a los ingenieros de presas, el Comité Español de Grandes Presas ha tomado conciencia de estos problemas y ha creído que era su obligación preparar unas Guías Técnicas de Seguridad de Presas, que contuvieran con suficiente detalle lo que podría llamarse la “buena práctica” en el arte de proyectar, construir y explotar presas, con la finalidad de llenar la laguna que pueda presentarse a algunos ingenieros en la aplicación del Reglamento Técnico.

Para la redacción de las Guías Técnicas, el Comité ha movilizó a sus miembros, entre los cuales hay ingenieros de gran experiencia y prestigio, que han colaborado desinteresadamente, con la finalidad de aportar sus conocimientos para beneficio de la profesión. Sin embargo, para determinados aspectos se ha buscado la colaboración de personas ajenas al Comité, con lo cual se ha ampliado el espectro de conocimientos disponibles.

Las Guías Técnicas se han estructurado en nueve publicaciones distintas, cada una de las cuales cubre un aspecto diferente de la seguridad, pero todas ellas están coordinadas y dirigidas a un objetivo único: ayudar a aumentar la seguridad actual y futura de las presas.

Los títulos de las nueve Guías son los siguientes:

GUÍA Nº 1 SEGURIDAD DE PRESAS

GUÍA Nº 2 CRITERIOS DE PROYECTO DE PRESAS Y OBRAS AJENAS

GUÍA Nº 3 ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS Y PROSPECCIÓN DE MATERIALES

GUÍA Nº 4 AVENIDA DE PROYECTO

GUÍA Nº 5 ALIVIADEROS Y DESAGÜES

GUÍA Nº 6 CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y CONTROL DE CALIDAD

GUÍA Nº 7 AUSCULTACIÓN DE LAS PRESAS Y SUS CIMIENTOS

GUÍA Nº 8 EXPLOTACIÓN Y CONSERVACIÓN DE PRESAS

GUÍA Nº 9 ASPECTOS AMBIENTALES

Cada una de las Guías ha sido encargada a un Comité Técnico dentro del Comité Español de Grandes Presas que para su redacción ha buscado las colaboraciones que ha estimado convenientes. La versión final ha sido o será revisada por un comité especial, llamado Comité de Guías y su publicación aprobada por el Pleno del Comité Español de Grandes Presas.

Es de justicia mencionar que el apoyo económico recibido de la Dirección General de Obras Hidráulicas ha hecho posible lanzarse a un trabajo de esta envergadura, que quedaba fuera de las disponibilidades del Comité Español de Grandes Presas. En este momento se está trabajando activamente en la redacción de las Guías y tenemos la esperanza de poder publicárlas en breve plazo.

La Guía que hoy se publica es la nº 4 Avenida de Proyecto y ha sido preparada por un comité presidido por D. Luis Berga al cual desde aquí queremos agradecerle el gran esfuerzo que ha realizado y que hacemos extensivo a sus colaboradores.

La publicación de las Guías Técnicas quiere ser una contribución del Comité Español de Grandes Presas con el objetivo de aumentar la calidad técnica de nuestros proyectos, incrementar la seguridad de las presas y ayudar a los ingenieros que dedican su trabajo y su tiempo al apasionante mundo de las presas.

No se descarta que con el paso del tiempo sea necesario proceder a la revisión de algunos capítulos de las Guías para adaptarlos a los avances técnicos que el futuro aconseje. Por ello rogamos a los lectores de ellas que hagan llegar al Comité Español sus comentarios y sugerencias para tenerlos en cuenta en el momento de su eventual revisión.

No puede terminarse esta presentación sin agradecer profundamente el gran esfuerzo que han hecho todos los que han colaborado en ellas encontrando tiempo para escribir sus aportaciones, asistiendo a numerosas reuniones y prestando en todo momento su apoyo a este esfuerzo común que esperamos sea de utilidad y en el cual el Comité Español de Grandes Presas ha puesto una gran ilusión.

Muchas gracias a todos.

J.L. Guitart

Presidente del Comité Español de Grandes Presas

El Comité de Guías está formado por los miembros de Comité siguientes:

Manuel Alonso Franco

Luis Berga Casafont

Alejandro del Campo Aguilera

Rodrigo del Hoyo Fdez-Gago

Carlos Duelo Topete

Julián García Roselló

José Luis Guitart de Gregorio

José Alberto Herreras Espino

Eugenio Vallarino Cánovas del Castillo

Jesús Yagüe Córdova

PRÓLOGO

La Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas de 1967, después de más de veinticinco años de vigencia, ha quedado desfasada en diversos campos de la tecnología de presas, entre los que destaca, por ser un elemento esencial en la seguridad, el tema de la Avenida de Proyecto. Por ello, y con la finalidad primordial de conseguir una mayor seguridad en las presas españolas se ha aprobado el actual “Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses”. Este Reglamento tiene un carácter más amplio y general, y se ha desarrollado en base a unos planteamientos más abiertos a los cambios y nuevas tendencias en la técnica presística. Ello se enmarca en la línea de la mayoría de las normativas y regulaciones actuales que analizan la problemática de la seguridad de presas y su proyecto, construcción y explotación con un enfoque muy global. Las reglas más concretas se materializan en otro tipo de recomendaciones y códigos que deben ser utilizados por los ingenieros en tanto como guías y no como un conjunto de reglas a seguir a ciegas, sin considerar las alternativas y variaciones que pueden estar justificadas en determinados casos.

Los criterios básicos fijados en el Reglamento para la evaluación de la avenida de proyecto son también muy generales. Surge así, la necesidad de concretar en guías técnicas los temas referentes a la seguridad hidrológica, y en particular a la evaluación de la Avenida de Proyecto.

El objetivo de esta Guía Técnica es doble. En primer lugar se trata de desarrollar de forma sintética el estado del arte de la interrelación entre avenidas y presas, fundamentalmente en lo relativo a métodos y criterios para la estimación de avenidas. Y en segundo lugar dar unas RECOMENDACIONES para la evaluación de las avenidas a considerar en el proyecto, construcción y explotación de presas.

Finalmente, quiero agradecer a los Ingenieros de Caminos D. Enrique Velasco y D. Martí Sánchez y al Ingeniero Técnico Topógrafo D. Luis Velasco, ya fallecido, su activa y entusiasta colaboración en la redacción del Anejo de Métodos de Cálculo de Avenidas.

Luis Berga

Presidente del Comité de la Avenida de Proyecto del Comité Nacional Español de Grandes Presas.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	9
1.1. Las avenidas y la seguridad de las presas	9
1.2. Antecedentes de la normativa española sobre la avenida de proyecto	15
1.3. Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses	17
1.4. Objetivos de la guía	20
2. CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA AVENIDA DE PROYECTO .	21
2.1. Desarrollo y evolución de los criterios básicos para la determinación de la avenida de proyecto	21
2.2. Criterios básicos para la evaluación de la avenida de proyecto en el reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses	27
3. MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE AVENIDAS. RECOMENDACIONES	31
3.1. Introducción	31
3.2. Métodos basados en datos de caudales	32
3.2.1. Métodos históricos	32
3.2.2. Métodos empíricos y curvas envolventes	32
3.2.3. Métodos estadísticos	33
3.3. Métodos basados en datos de lluvia. Métodos hidrometereológicos	37
3.3.1. Análisis de precipitaciones	38
3.3.2. Transformación lluvia-escorrentía. Concentración y transporte	40
3.3.3. Modelos hidrometereológicos convencionales	41
3.3.4. Recomendaciones generales	41
3.4. Selección de la metodología para la evaluación de las avenidas en presas ..	43
3.4.1. Introducción	43
3.4.2. Factores a tener en cuenta en la selección de la metodología	43
3.4.3. Recomendaciones y Conclusión	45
4. RECOMENDACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DE LA AVENIDA DE PROYECTO Y DE LA AVENIDA EXTREMA	47
4.1. Consideraciones generales	47
4.2. Estudio de avenidas	47
4.3. Avenidas a considerar	49
4.4. Niveles de embalse y laminación en el embalse	52
4.5. Resguardos	53

REFERENCIAS	57
ANEJO. MÉTODOS DE CÁLCULO DE AVENIDAS	65
1. MÉTODOS BASADOS EN DATOS DE CAUDALES	71
1.1. Métodos históricos	71
1.2. Métodos empíricos	72
1.2.1. Caudal punta y caudal medio diario	73
1.2.2. Correlación de cuencas	74
1.3. Curvas envolventes	74
1.4. Métodos estadísticos	75
1.4.1. Introducción	75
1.4.2. Elección del modelo y de las leyes de probabilidad	77
1.4.3. Utilización de referencias históricas en la estimación de cuantiles	83
1.4.4. Métodos de estimación de cuantiles	83
1.4.4.1. Datos locales	83
1.4.4.2. Datos locales y regionales	84
1.4.4.3. Datos regionales con ausencia de datos locales	86
2. MÉTODOS BASADOS EN DATOS DE LLUVIAS (MÉTODOS HIDROMETEREOLÓGICOS)	87
2.1. Análisis de las lluvias	87
2.1.1. Determinación de la lluvia en una estación pluviométrica	87
2.1.1.1. Leyes estadísticas	87
2.1.1.2. Leyes de altura de precipitación-superficie-duración	88
2.1.1.3. Leyes de intensidad-duración-frecuencia	89
2.1.1.4. Leyes de distribución temporal de la lluvia de diseño	90
2.1.1.5. Métodos de análisis de la estructura temporal	93
2.1.2. Estructura espacial de las precipitaciones de diseño	94
2.1.2.1. Objetivo	94
2.1.2.2. Metodología	94
2.1.2.2.1. Cuenca y clima	94
2.1.2.2.2. Red de estaciones de medida	94
2.1.2.2.3. Series de datos de precipitación	95
2.1.2.2.4. Análisis cualitativo de la precipitación	95
2.1.2.2.5. Análisis cuantitativo de la precipitación	96
2.1.2.2.6. Modelo de precipitación media	96
2.1.2.2.7. Modelo de desviación típica de la precipitación	97

2.1.2.3. Análisis de los residuos	98
2.1.2.4. Consideraciones generales	99
2.1.3. Métodos de interpolación espacial de la precipitación diaria máxima anual	99
2.1.4. Otros métodos (PMP)	101
2.2. Transformación lluvia-escorrentía	101
2.2.1. Introducción	101
2.2.2. Modelos de pérdidas (lluvia neta)	102
2.2.2.1. Infiltración	102
2.2.2.2. Modelo conceptual completo de la infiltración	102
2.2.2.3. Modelos conceptuales simplificados de la infiltración	104
2.2.2.4. Evaluación de pérdidas a partir de las ecuaciones de la infiltración	108
2.2.3. Modelo de respuesta de la cuenca	109
2.2.3.1. Modelos distribuidos	111
2.2.3.2. Comportamiento teórico de una cuenca	112
2.2.3.3. Modelos integrales	112
2.2.3.3.1. El hidrograma unitario (UH)	112
2.2.3.3.2. El hidrograma unitario (UH) de un episodio genérico	113
2.2.3.3.3. Hidrogramas unitarios sintéticos (SIUH)	114
2.2.3.3.4. Transposición de hidrogramas unitarios	120
2.2.3.4. Modelos estocásticos lluvia-escorrentía	123
2.2.4. Modelos de transporte	123
REFERENCIAS	127

1

INTRODUCCIÓN

Las presas constituyen un elemento esencial para la regulación de los recursos hidráulicos y contribuyen de manera muy significativa al progreso de la humanidad. Por otro lado estas construcciones hidráulicas deben soportar las condiciones extremas de la naturaleza que en forma de avenidas extraordinarias inciden sobre ellas. En la interrelación entre avenidas y presas, el balance es claramente positivo, pues en numerosas ocasiones los embalses producen una laminación muy importante de los hidrogramas de las avenidas, lo que significa una reducción real y muy significativa de los daños que las crecidas producirían aguas abajo (1). Pero también estas obras hidráulicas suponen un riesgo potencial para los asentamientos aguas abajo debido a la muy remota posibilidad de su rotura debida al vertido sobre coronación en situaciones de avenida, lo que daría lugar a caudales que raramente se presentarían en condiciones naturales (2). Por ello, las técnicas ingenieriles tratan de asegurar al máximo la seguridad hidrológica de estas obras, reduciendo al mínimo los riesgos potenciales que pueden suponer su rotura (3,4).

1.1. Las avenidas y la seguridad de las presas

La experiencia histórica muestra que las avenidas extremas suponen un riesgo importante para la seguridad de las presas, y que esta problemática hidrológica-hidráulica debe de tener una especial atención tanto en el proyecto de las presas, como en su explotación y operación en situaciones de avenida.

Existen numerosos estudios y datos estadísticos sobre roturas e incidentes en grandes presas, y la Comisión Internacional de grandes Presas (ICOLD) ha realizado un gran esfuerzo para que la comunidad presística internacional aprovechara al máximo el conocimiento de las causas que a lo largo de los tiempos han provocado las roturas, con el fin de avanzar en las condiciones de gran seguridad que tienen cada vez más estas obras (4-14).

Resumiendo los datos existentes hasta el año 1975 se puede concluir que de las 15.800 presas construídas hasta aquella época, excluida China, se habían producido 150 roturas, lo que representaba alrededor del 1% de las presas, porcentaje con el que están de acuerdo la mayor parte de autores (9). De estas roturas, 105 fueron debidas a factores hidráulicos tanto internos como externos, de las que 61 casos tuvieron como causa desencadenante el vertido del agua por encima de la coronación de la presa. Así pues, el vertido sobre coronación (“Overtopping”) representaba el 41% de los casos y suponía la causa más importante de rotura, que alcanzaba casi el 0,4 % de las presas existentes en el año 1975.

Las causas que pueden producir el vertido sobre coronación son diversas, y para un análisis más detallado de las mismas es conveniente establecer la siguiente clasificación (4):

1. Vertido sobre coronación debido a una insuficiencia de los órganos de desagüe (OV_1).

Para su estudio hay que comparar el valor de la avenida real (Q_r) con la avenida de proyecto (Q_p), y si $Q_r > Q_p$ pueden producirse dos situaciones: La primera es la del vertido real sobre la coronación debido a la insuficiencia de los aliviaderos de la presa (OV_1), y la segunda es la laminación de la avenida, con o sin agotamiento del resguardo, debido a que el embalse presentaba un nivel menor que el máximo nivel normal. Este último caso supone un importante aviso para la futura explotación de la presa y se deberán tomar las oportunas medidas para aumentar la capacidad de los órganos de desagüe o disponer los resguardos adecuados para las situaciones de avenida.

2. Vertido sobre coronación debido a problemas de explotación y operación de los órganos de desagüe (OV_2).

En este caso también se pueden diferenciar dos situaciones. La primera hace referencia a la circunstancia de que con un funcionamiento adecuado de los órganos de desagüe se hubiera laminado la avenida sin problemas, y la segunda se circunscribe con el caso de que aunque hubieran funcionado adecuadamente los aliviaderos se hubiera producido igualmente el vertido sobre la presa, con lo que en realidad se superpone con la causa de la insuficiencia de los órganos de desagüe.

3. Vertido durante la construcción sobre una parte importante de la presa (OV_3).

En base a esta clasificación, los casos descritos de roturas se distribuían de la manera siguiente:

CAUSAS	CASOS	PROCENTAJE
OV ₁	41	67%
OV ₂	7	12%
OV ₃	13	21%
	61	100%

En cuanto a la tipología de las presas en estos 61 casos de rotura por vertido sobre coronación, 44 (el 72%) se habían producido en presas de materiales sueltos con un porcentaje que se había mantenido constante en los últimos años y con una gran incidencia durante la construcción. En cambio los casos de rotura en presas de fábrica eran sólo 17 (el 28%) con una disminución muy importante en los últimos cincuenta años (Figura nº 1). Si se analizaba la distribución de estas roturas debidas a vertido sobre coronación según la altura de las presas se observaba que el mayor porcentaje se encontraba en las presas menores de 30 m. (con el 60% de los casos), y la incidencia era muy pequeña en las superiores a los 100 m. Esto parecía indicar que se prestaba mucha mayor atención al estudio y cálculo de la avenida de proyecto de las presas más importantes que a las de poca altura, que de este modo contribuían muy significativamente a situar el vertido sobre coronación como causa más frecuente de rotura.

Si se tienen en cuenta además de la rotura otros incidentes importantes en las presas, se observa que de los 1105 accidentes referidos hasta el año 1975, 145 correspondían a vertidos sobre coronación, de los que 61 eran las roturas ya referidas y los restantes 84 correspondían a vertidos que habían producido daños parciales importantes (erosiones, socavaciones, etc.). Ello representaba que casi en el 1% de las presas se habían producido problemas que tenían por causa principal el vertido sobre coronación.

Para ampliar y poner al día los estudios de rotura de presas, y así ver la validez actual de los análisis del año 1975, la ICOLD creó en 1982 un Comité de Seguridad de Presas, en el que había un Sub-Comité que tenía por objetivo principal el estudio de la casuística de rotura de presas. Posteriormente, en el año 1988, para continuar con este trabajo se estableció un Comité "Ad hoc" para realizar la interpretación estadística de los casos de rotura de presas (ICOLD. "Ad Hoc Committee on Statistical Interpretation of failures of Dams").

Este Comité ha finalizado sus trabajos y ha elaborado en el año 1995 el Boletín 99 sobre el "Análisis estadístico de roturas" (14). Las conclusiones principales de este informe y que tienen relación con las avenidas son las siguientes:

1. Las roturas en grandes presas se han reducido muy significativamente durante las últimas décadas. Así, mientras que con anterioridad a 1950 el porcentaje de roturas era del 2,3%, en las presas construidas posteriormente a 1950 ha sido del 0,5%. Ello es muestra evidente de los logros alcanzados en el campo de la seguridad de presas.

2. La causa principal más frecuente de rotura sigue siendo el vertido sobre coronación, con un porcentaje que alcanza el 36% de las roturas. El 87% de las roturas debidas a esta causa se ha producido en presas de materiales sueltos (15).

En España existen pocos estudios globales referentes a roturas e incidentes en grandes presas (4, 16-19). De la revisión de la casuística se puede concluir que los más importantes son los de las nueve presas que se detallan en la Tabla nº 1.

TABLA Nº 1. ROTURAS DE PRESAS EN ESPAÑA

NOMBRE	RÍO	TIPO	H (m)	V (Hm ³)	TÉRMINO CONSTR.	ROTURA (AÑO)	CAUSA DE LA ROTURA
1. EL GASCO	Guadarrama	PG (M)	54	4.6	—	1799	Rotura del paramento aguas abajo
2. PUENTES	Guadalentin	PG (M)	50	52	1791	1802	Sifonamiento del cimiento
3. GRANADILLAR	Granadillar	PG (M)	20	0.1	1933	1933	Inestabilidad taludes
4. XURIGUERA	Xuriguera	PG	42	1.1	1902	1944	Deslizamiento margen derecha de la presa
5. VEGA DE TERA	Tera	CB	34	7.3	1956	1959	Colapso de los contrafuertes
6. ODIEL-RIO TINTO	Odiel	ER	35	3.3	1970	1968	Vertido sobre coronación
7. JERTE (Ataguia)	Jerte	ER	16	—	—	1977	Vertido sobre coronación
8. TOUS	Júcar	ER-PG	71	51	—	1982	Vertido sobre coronación
9. FUENSAGRADA	Leguaseca	MV	20	0.06	1958	1987	Deterioro del hormigón y fenómenos expansivos

PG	PRESA DE GRAVEDAD
PG(M)	PRESA DE GRAVEDAD DE MAMPOSTERÍA
CB	PRESA DE CONTRAFUERTES
TE	PRESA DE TIERRA
ER	PRESA DE ESCOLLERA
MV	PRESA DE BÓVEDAS MÚLTIPLES

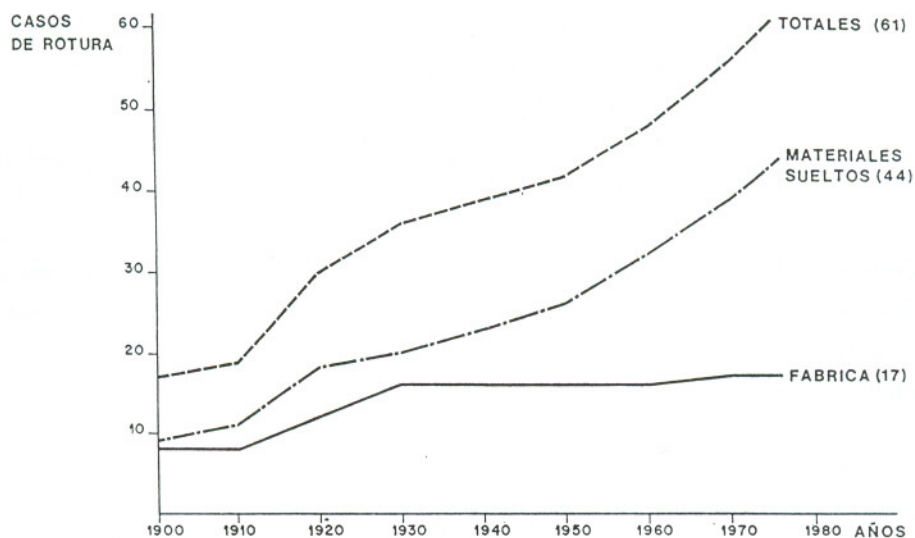


Fig.1 EVOLUCION DE LOS CASOS DE ROTURA DE PRESAS
DEBIDO A VERTIDO SOBRE CORONACION

Comparando esta casuística con el número de presas existentes se deduce que el porcentaje global de roturas en nuestro país está próximo 0,8%, ligeramente inferior a los datos medios mundiales.

La causa más frecuente de rotura ha sido el vertido sobre coronación con un 34% de las roturas, que representa alrededor de un 0,3% de las presas existentes. Todas las roturas debidas a esta circunstancia se han producido en presas de materiales sueltos.

Para analizar con más detalle la problemática del vertido sobre coronación en las presas españolas en la Tabla nº 2 se muestran los casos más importantes que han podido ser referenciados (4).

TABLA Nº 2. DISTRIBUCION DE VERTIDOS SOBRE CORONACIÓN DE PRESAS.
CASUÍSTICA ESPAÑOLA

TIPO DE VERTIDO	Nº DE PRESAS	%	TIPOLOGÍA	ROTURAS
OV ₁	5	20	4 PG, 1ER	—
OV ₂	3	12	2 PG, 1ER	1ER
OV ₃	17	68	13 PG, 3ER, 1TE	2ER
TOTAL	25	100	19PG, 5ER, 1TE	3ER

Puede observarse que se han producido cinco casos de vertidos tipo OV_1 , la mayor parte de los casos en presas de gravedad y sin grandes daños.

Los vertidos tipo OV_2 han sido tres, con una rotura. La mayor parte de los casos (diecisiete) corresponden a vertidos durante la construcción (tipo OV_3), con dos roturas en presas de materiales sueltos y sin mayores daños en las presas de fábrica. De los veinticinco casos referenciados, diecinueve (el 76%) se presentaron en presas de gravedad sin que el vertido ocasionara mayores problemas ni en la presa ni en su entorno, y los seis restantes se produjeron en presas de materiales sueltos, y dieron lugar a los tres casos de rotura y a otros daños de desigual importancia.

Estos datos estadísticos y el análisis de la casuística presentada no hacen más que corroborar la enorme importancia que tienen las avenidas en la vida de las presas y en su seguridad, y lo esencial que es el conocimiento preciso de la interrelación entre avenidas y presas en el proyecto, construcción y explotación de estas obras. La problemática planteada es compleja y por ello ha sido una preocupación constante en el mundo de la ingeniería de las presas, con el objetivo de lograr la máxima seguridad hidrológica. Así, esta temática ha sido tratada en numerosas ocasiones en los Congresos Internacionales de Grandes Presas, y para un análisis más detallado pueden consultarse los siguientes (20-27):

CONGRESO	LUGAR	AÑO	CUESTIÓN
4th	New Delhi	1951	12
9th	Istanbul	1967	33
11th	Madrid	1973	41
13th	New Delhi	1979	50
14th	Río de Janeiro	1982	52
15th	Lausanne	1985	59
16th	San Francisco	1988	63

De todo ello pueden extraerse las siguientes conclusiones y RECOMENDACIONES generales:

- Es esencial para la seguridad de las presas el adoptar criterios de mínimo riesgo para la evaluación de la avenida proyecto.
- Las presas de materiales sueltos son muy vulnerables a las avenidas y al vertido sobre coronación, incluso durante la construcción. Por ello deben extremarse las condiciones de seguridad frente a las avenidas, y al desagüe de los caudales durante la ejecución.

- En las presas de pequeña altura (<30 m.) debe prestarse la misma importancia al estudio y cálculo de avenidas que en el resto de las presas, debido a la gran incidencia que representan sus roturas en la casuística global.
- En los casos en que los órganos de desagüe principales de las presas están dotados de elementos mecánicos deben extremarse el mantenimiento y la explotación de estos desagües, para que sean operativos en su totalidad en condiciones normales y en situaciones de avenida.

1.2. Antecedentes de la normativa española sobre la avenida de proyecto

Los antecedentes más próximos de la normativa en nuestro país se remontan al año 1959 con la creación de la Comisión de Normas para Grandes Presas, encargada de redactar una Instrucción para las presas. Un año después se publicaron, unas “Normas Transitorias para Vigilancia de Presas” que tenían un carácter muy general y se referían fundamentalmente a la inspección y organización de la vigilancia de las presas. Así, en el Art. 13 sólo se indicaba que “los dispositivos de desagüe son elementos que deben de proyectarse con el máximo cuidado y estudiar las consecuencias que pudieran derivarse de una inutilización temporal”.

El trabajo de la Comisión de Normas, se plasmó en el año 1962 en la “Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas” aprobada por Orden Ministerial de 21 de Agosto de 1962.

El Art. 18 de esta Instrucción señalaba que “en la determinación de la máxima riada previsible, debe evitarse en lo posible, el uso de fórmulas empíricas, cuyos resultados son extraordinariamente variables y poco dignos de confianza” y se proponía la utilización de métodos probabilísticos, de correlación con otras cuencas, y de métodos hidrológicos con transformación lluvia-escorrentía para contraste con los otros métodos. En el Art. 20 se indicaba que “la capacidad de desagüe de los aliviaderos se determinará en función de la CRECIDA MÁXIMA PREVISIBLE. Como mínimo, deberá preverse la evacuación del caudal de riada cuya frecuencia probable sea de una vez en quinientos años”. Vemos pues, que se trataba de un criterio general, abierto, y amplio, que fijaba la capacidad de los órganos de desagüe para el concepto de “CRECIDA MÁXIMA PREVISIBLE” (CMP), pero que no indicaba como había que calcularla, ni si era función de los riesgos aguas abajo. Además, la refería a los métodos probabilísticos al señalar que como “mínimo” debía ser la de período de retorno de quinientos años, por lo que en la práctica podía entenderse que se fijaba la de los quinientos años, aunque formalmente esto no era así.

Esta Instrucción tendría en principio una vigencia sólo hasta el 31 de Diciembre de 1963 para recoger y analizar las observaciones que se formularan por los organismos oficiales y por

las empresas particulares, pero ante el gran número de propuestas de modificación, se amplió sucesivamente el plazo hasta el año 1967. Anteriormente en 1965 se reorganizó la Comisión de Normas en la nueva “Comisión Permanente de Normas de Grandes Presas” que es la que se encargó de revisar las modificaciones y redactar la nueva normativa. Así, en el año 1967 se aprobó por Orden Ministerial de 31 de Marzo, la “Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas”.

El Art.14 de la Instrucción se refería al estudio hidrológico, y los temas relacionados con las avenidas se trataban fundamentalmente en los siguientes apartados:

- 14.2. En relación con los caudales que tengan que considerarse, habrá que incluirse una recopilación de datos históricos.
- 14.3. El estudio hidrológico no se limitará al análisis de los caudales del río, sino que habrá que evaluar sus causas determinantes: precipitaciones, escorrentías, fisiografía, etc.
- 14.4. La información obtenida tanto referente a las causas climatológicas, lluvias, etc., como de sus efectos, caudales, aportaciones, hidrogramas, etc., habrá que contrastarse por correlación con otras cuencas, cuando entre ambas no existan condiciones variantes sensibles, como son: posición fisiográfica del valle, naturaleza geológica y vegetal de la superficie determinante de escorrentías, morfología del cauce, etc.
- 14.6. Se procurará establecer una función entre caudales máximos anuales y períodos de recurrencia, a la cual habrá que llegar por extrapolación estadística del régimen del río observado directamente, o por deducción mediante la aplicación de coeficientes adecuados a la superficie de la cuenca receptora, íntimamente unidos a sus características altimétricas, climatológicas, geológicas, fisiográficas, etc. Cuando ambos procedimientos sean posibles los resultados habrán de cotejarse. En todo caso es obligado una ponderación meticulosa de los resultados finales habida cuenta de la debilidad de los métodos a nuestro alcance.

Así pues, en cuanto a la metodología para el estudio de avenidas se establecía claramente el empleo de los métodos probabilísticos (Art. 14.6), con el estudio de los caudales para diferentes períodos de retorno. Los datos básicos serían las series de caudales máximos anuales, y/o las precipitaciones máximas en diferentes intervalos según las características de la cuenca, para obtener mediante los modelos de transformación lluvia-caudales los hidrogramas de las avenidas para diversos períodos de retorno. Hay que señalar también que la redacción del Art. 14.6 se podría interpretar de manera más amplia y obtener los valores de los caudales de avenida mediante la aplicación de fórmulas empíricas de tipo probabilístico, o curvas envolventes regionales suficientemente contrastadas para la cuenca. Además se incluirían en el estudio los datos históricos (Art. 14.2) para compararlos con los obtenidos mediante los métodos señala-

dos. En todo caso habría que cotejar todos los resultados y ponderar meticulosamente los resultados para definir finalmente las avenidas para diferentes períodos de retorno.

La Instrucción en lo referente a la evaluación de la Avenida de Proyecto, señalaba en su Art. 14.7 que “A efectos de la capacidad del sistema de desagüe (Art.18), se denominará “AVENIDA MÁXIMA” aquella cuyo período de recurrencia sea de 500 años. A los mismos efectos llamaremos “avenida normal” aquella cuyo período de recurrencia sea como máximo de 50 años, pero calculada siempre con vistas a no alterar de modo esencial, las condiciones de riesgo preexistentes. Podrá ser mayor en el caso de que inmediatamente aguas abajo del emplazamiento de la presa, existiera un embalse de capacidad suficiente para laminar la avenida prevista, o por otras circunstancias que se justificarán debidamente”.

Con esta evaluación de la avenida de proyecto desaparecían los matices y posibilidades contempladas en 1962, y se fijaba estrictamente para el dimensionamiento de los órganos de desagüe la avenida de período de retorno de 500 años.

Este criterio, teniendo en cuenta el estado actual del arte en este campo, era de los que podríamos denominar de la primera generación, de tipo general, válido en todas las presas, sin tener en cuenta ni el tamaño de la presa, ni su tipología, ni la valoración de los riesgos potenciales aguas abajo debido a la remota posibilidad de la rotura de la obra. Además, comparándolo con los conceptos, criterios y tendencias actuales en la evaluación de la avenida de proyecto, se puede concluir en que esta parte de la Instrucción de 1967 está desfasada, por lo que era necesario replantearse esta problemática y poner al día todos estos criterios y evaluaciones (4).

La Instrucción de 1967, después de más de veinticinco años de vigencia, no solamente ha quedado desfasada en este tema de la avenida de proyecto, sino como puede suponerse por la constante evolución de la técnica en el campo de las presas, en muchos otros, por lo que era necesario el plantear en nuestro país una puesta al día de la normativa vigente.

Ya desde el año 1967 la Comisión Permanente de Normas de Grandes Presas ha analizado diversas propuestas de modificación y ha celebrado los Coloquios Nacionales de Presas de Santander en 1979, Barcelona en 1984, Valencia en 1985 y Santander en 1986. Todo ello ha servido de base para la elaboración del actual REGLAMENTO TÉCNICO SOBRE SEGURIDAD DE PRESAS Y EMBALSES, como Normativa más amplia y general y con otra filosofía de planteamiento.

1.3. Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses

El Nuevo Reglamento tiene como objetivo principal el conseguir una mayor seguridad en las presas españolas, tanto en las que se van a construir en el futuro, como en las existentes en

la actualidad. Este reglamento tiene un carácter más amplio y general que la Instrucción de 1967, y su desarrollo es más abierto introduciéndose únicamente los conceptos metodológicos necesarios para alcanzar un alto grado de seguridad, sin entrar en detalles específicos más técnicos. El criterio fundamental se basa en que “las exigencias de seguridad de la presa deberán estar de acuerdo con la magnitud del riesgo” (Art. 8.1), para lo cual se realiza una clasificación de las presas en tres categorías, tal como se expone en el Art. 3.2:

Art. 3.2. En función del riesgo potencial que pueda derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, todas las presas deberán clasificarse, de acuerdo con la “Directriz de Planificación de Protección Civil ante el riesgo de inundaciones” en una de las siguientes categorías:

Categoría A. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o a servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

Categoría B. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.

Categoría C. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a estas categorías pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

Así pues, las condiciones de seguridad y entre ellas la selección de la avenida de proyecto deben ser mayores según la categoría de la presa sea A, B o C.

El Reglamento dedica la Sección Segunda “AVENIDAS Y DESAGÜES”, al tema de los estudios de avenidas y a fijar los criterios básicos de seguridad en relación con las avenidas.

El Art. 10 se refiere a los estudios de avenidas y en el se indica que se realizará una evaluación de los hidrogramas de las avenidas afluentes al embalse y sus probabilidades de ser superadas en un año, es decir para diferentes períodos de retorno. Se prescribe pues el empleo de métodos de cálculo de tipo probabilístico, considerando cuando sea posible los datos históricos. Asimismo se señala que se realizarán estudios frecuenciales de las avenidas según los meses, y que los estudios de avenidas estarán enmarcados en una visión global del conjunto de la cuenca, con la consideración de los efectos de los embalses aguas arriba y aguas abajo, y con el análisis de los impactos aguas abajo de la presa para diferentes caudales desagüados.

El Art. 11 se refiere a las avenidas a considerar y es el artículo esencial en el que se fijan los criterios básicos para la selección de la avenida de proyecto, siendo determinante para ello

el riesgo asumible y por lo tanto la categoría de la presa. El Reglamento define dos tipos de avenidas afluentes al embalse a considerar en el proyecto y explotación: la avenida de proyecto y la avenida extrema. La AVENIDA DE PROYECTO es la máxima a tener en cuenta para dimensionar el aliviadero, los sistemas de desagüe y las estructuras de disipación de energía, de forma que funcionen adecuadamente. Por otro lado y para alcanzar una mayor seguridad hidrológica se define otra avenida mayor a considerar, la AVENIDA EXTREMA, que es la avenida mayor que la presa debe soportar, y supone un escenario límite al cual puede estar sometida la presa sin que se produzca su rotura, si bien admitiendo márgenes de seguridad más reducidos. En cada caso y en función de la clasificación de la presa, se definirían razonablemente ambas avenidas. En cuanto a la determinación de la avenida a considerar durante la construcción, el riesgo asumible también será el criterio básico.

El Art. 12 define los conceptos de Nivel Máximo Normal (NMN), que es el máximo nivel que puede alcanzar el agua del embalse en explotación normal, de Nivel para la Avenida de Proyecto (NAP) y de Nivel para la Avenida Extrema (NAE), que son los que alcanzaría el embalse en las situaciones de la avenida de proyecto y de la avenida extrema.

El Art. 13 define los resguardos relativos a los niveles establecidos en el Art. 12, que son el resguardo normal, relativo al NMN, y el resguardo mínimo, relativo al NAP, fijando las exigencias que tienen que cumplir estos resguardos para que sean capaces de absorber las sobreelevaciones debidas al oleaje, aparte de las correspondientes avenidas.

Finalmente para la avenida extrema se tolera un agotamiento del resguardo permitiendo vertidos ocasionales en las presas de hormigón de las Categorías B y C, justificando su posibilidad, y sólo accidentales por oleaje en las presas de hormigón de la Categoría A. En general en las presas de materiales sueltos no se admiten vertidos por coronación.

Así pues, el Reglamento se decanta por una metodología de estudio de avenidas de tipo probabilístico, suplementando, cuando sea posible, los valores de los caudales de avenidas con las avenidas históricas. A partir de los resultados obtenidos, en forma de hidrogramas para diferentes períodos de retorno, y teniendo en cuenta como factor determinante el riesgo asumible y la Categoría de la presa se tienen que evaluar razonablemente las avenidas a considerar en las fases de proyecto y construcción.

Por otra parte, y en la misma línea conceptual del conjunto del Reglamento, los criterios básicos fijados para evaluar la avenida de proyecto son muy generales. Ello va en la línea de la mayoría de normativas y regulaciones actuales que analizan la problemática de la seguridad de las presas y su proyecto, construcción y explotación con un enfoque muy global. Las reglas más concretas se materializan en otro tipo de recomendaciones y códigos que deben ser utilizados por los ingenieros en tanto como guías y no como un conjunto de reglas rígidas a seguir a ciegas, sin considerar las variaciones que pueden estar justificadas en determinados casos.

1.4. Objetivos de la guía

De las consideraciones anteriores, se desprende la necesidad de completar el Reglamento con unas GUÍAS TÉCNICAS en las que se concreten, en forma de recomendaciones, los criterios básicos para la seguridad de las presas y en este caso para la Seguridad Hidrológica, y las características y condicionamientos técnicos que deben de tenerse en cuenta referente a las avenidas en el proyecto, construcción y explotación de las presas. Para ello la Dirección General de Obras Hidráulicas encargó al Comité Nacional Español de Grandes Presas la redacción de una Guía Técnica del Reglamento sobre Seguridad de Presas y Embalses referente a la AVENIDA DE PROYECTO.

El objetivo de esta Guía es doble: por una parte exponer e informar de forma resumida el estado del arte de la interrelación entre avenidas y presas, y más concretamente de la temática de la avenida de proyecto, comentando y desarrollando las experiencias mundiales y españolas. Y por otro lado concluir en RECOMENDACIONES sobre las evaluaciones de las avenidas a considerar en el proyecto y construcción de las presas.

Para ello, aparte de lo ya expuesto en esta Introducción, se van a desarrollar los siguientes capítulos.

- CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA AVENIDA DE PROYECTO.
- MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE AVENIDAS. RECOMENDACIONES.
- RECOMENDACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DE LA AVENIDA DE PROYECTO Y DE LA AVENIDA EXTREMA.

2.1. Desarrollo y evolución de los criterios básicos para la derminación de la avenida de proyecto

Conceptualmente es conveniente diferenciar entre métodos de cálculo y criterios de evaluación para la selección de las avenidas a considerar en las presas, aunque existe una estrecha interrelación entre ambos. Los criterios básicos son los que fundamentalmente determinan los riesgos asumibles, y posteriormente se desarrollan mediante los diversos métodos de cálculo, ya sean de tipo determinístico o probabilístico.

En general los criterios básicos a establecer tendrían que venir dados, principalmente, por el grado de riesgo aceptable durante la construcción y explotación de la presa en función de los daños potenciales aguas abajo. En la mayoría de las grandes presas las consecuencias de su rotura serían tan importantes que teóricamente no es tolerado ningún tipo de riesgo y se plantean criterios de protección máxima y total seguridad, aunque nunca se podrá lograr el riesgo nulo. En otras obras más pequeñas los daños potenciales pueden no ser tan importantes y entonces es posible la aceptación de riesgos mayores. En cualquier caso, la definición de los criterios para determinar la avenida de proyecto, vienen dados por el riesgo que una determinada comunidad está dispuesta a aceptar y por lo tanto dependerá, más que de consideraciones técnicas, de los aspectos socioeconómicos, morales y políticos del problema.

Así, los planteamientos teóricos que se hacen en los estudios de los análisis económicos de riesgos, tienen en la actualidad muy poca aplicación en las presas de alto riesgo, ya que en la práctica, debido a la importancia de la vida humana y a otras consideraciones morales y políticas, se van a criterios maximalistas que comporten una gran seguridad. (27).

Para tener una referencia de los criterios usados hasta el presente en la determinación de la avenida de proyecto, es interesante reseñar los resultados de dos encuestas realizadas a través de la ICOLD. La primera se inició en el año 1969 y fue presentada en el 11 Congreso Internacional de Grandes Presas, celebrado en Madrid en 1973 (28), con el título de “Criteria and practices in the design of spillways”. En ella se muestra que en aquellos años la mayoría de los países utilizaban métodos probabilísticos, aunque ya se indicaba que no podían aplicarse correctamente si no se disponía de series suficientemente extensas (como mínimo 30 años). El criterio a considerar era pues el del período de retorno, que en general estaba comprendido entre los 1.000 y los 10.000 años. Así, Francia, Bélgica, Alemania, India y Portugal, entre otros lo fijaban en 1.000 años. Austria variable entre 500 y 5.000 años según la importancia de la obra, Polonia ente 1.000 y 5.000, México y Suecia ente 1.000 y 10.000, y Canadá en 10.000 años.

La segunda encuesta se inició en el año 1979 bajo la iniciativa del “Committee in design and analysis of dams” de la ICOLD y trataba de conocer los “Criterios básicos para el proyecto de presas” conteniendo un apartado específico dedicado a “Hidrología y Sistemas de desagüe”. Los resultados de este estudio empezaron a publicarse en el año 1982 (29, 30). En ella se indica ya que en Estados Unidos se usaba el criterio de la PMF, y que en numerosos países se empleaban criterios probabilísticos con períodos de retorno iguales o superiores a los 500 años (Tabla nº 3). También en algunos países (Japón, Filipinas, Portugal) la avenida de proyecto a considerar, variaba con la tipología de la presa, siendo mayor para las presas de materiales sueltos.

**TABLA Nº 3. ENCUESTA DEL “COMMITTE ON ANALYSIS AND DESIGN OF DAMS”
ICOLD 1982.
AVENIDA DE PROYECTO**

– PMF

– PERÍODO DE RETORNO

AÑOS	Nº DE PAÍSES
200	1
500	6
1.000	11
10.000	3

– EN ALGUNOS PAÍSES LA AVENIDA DE PROYECTO A CONSIDERAR VARIABA CON LA TIPOLOGÍA DE LA PRESA, SIENDO MAYOR PARA LAS PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.

El análisis de estas encuestas muestra la gran variabilidad de planteamientos y criterios empleados en los diferentes países, con el empleo de criterios maximalistas basados en la PMF, o con el uso de métodos probabilísticos con períodos de retorno muy diferentes (de 200 a 10.000 años), aunque en la mayor parte de los casos eran iguales o superiores a los 1.000 años. Pero el hecho más destacable era que en general la determinación de la avenida de proyecto se basaba en criterios empíricos y globales, aplicables a todas las presas, cualquiera que fuera su situación, importancia, tamaño, volumen de embalse, y principalmente sin tener en cuenta en su evaluación los riesgos creados por la presa ni los daños potenciales que su rotura podría producir aguas abajo. En base a estos análisis surgió la necesidad de plantearse nuevos criterios, en los que, como en cualquier estudio de riesgos, el factor más importante y determinante para la seguridad sean los riesgos potenciales que la presa crea aguas abajo. La nueva filosofía consiste pues, en plantearse la seguridad hidrológica de las presas en cada caso específico, según su importancia y situación, y en relación con las afecciones e impactos que una hipotética rotura podría crear aguas abajo (31).

En realidad esta filosofía venía ya expresándose desde los años cuarenta (32, 33), pero en aquella época los análisis de los efectos de la onda de rotura eran muy limitados y las relaciones conocidas entre la altura de la propagación de la onda y su extensión eran función de la altura de la presa y del volumen del embalse, por lo que las primeras recomendaciones que aparecieron en los años cincuenta estaban basadas en el “tamaño” de la presa, dado por su altura y el volumen de embalse, y en los asentamientos existentes y previsibles futuros aguas abajo. Entre ellas cabe citar las del “ASCE (Task Force on spillway design floods)” (34) en las que se clasifican las presas en tres categorías: 1) Presas en la que su rotura no puede ser aceptada, 2) Presas en las que su rotura da lugar a pérdidas económicas muy importantes, y 3) Presas en las que su rotura da lugar a daños pequeños. También en esta línea se puede mencionar el trabajo del Comité de Grandes Presas de Estados Unidos que clasifica las presas en cuatro categorías para el diseño de los órganos de desagüe (35). Sin embargo, estas recomendaciones tenían un carácter más bien científico y no adquirieron una práctica general, pero supusieron una referencia esencial en la evolución conceptual para la determinación de la avenida de proyecto en grandes presas, y constituyeron un antecedente para que en el año 1974 el “U.S. Army Corps of Engineers” publicara las “Recommended Guidelines for Safety Inspection of Dams” (36,37). Estas recomendaciones representaron una innovación muy importante para el proyecto de las presas y para el programa nacional de seguridad de presas en los Estados Unidos, y al estar encuadradas dentro de este Organismo Federal, rápidamente adquirieron una gran aplicación en otros Organismos Federales y en numerosos Estados. También fueron punto de referencia para la normativa de numerosos países, y han constituido la base de multitud de programas de seguridad de presas.

En estas recomendaciones se clasifican las presas en función de su tamaño y de los riesgos potenciales aguas abajo. El tamaño de la presa y su embalse se establece en función de la altura de la presa y del volumen de embalse en tres categorías: Pequeño, intermedio y grande (Tabla nº 4). La valoración del riesgo potencial aguas abajo se realiza según sean las posibles pérdidas en vidas humanas y económicas, y así, se clasifican los riesgos en bajos, significati-

vos y altos (Tabla nº 5). Hay que señalar que en cuanto la posibilidad de pérdidas de vidas humanas afecta a un núcleo urbano la presa ya se clasifica de riesgo alto. En base a estos dos criterios de tamaño y riesgo potencial quedan clasificadas las presas en nueve categorías, y para cada una de ellas se le asigna una avenida de proyecto.

**TABLA Nº 4. RECOMENDACIONES DEL “U.S ARMY CORPS OF ENGINEERS”
PARA LA AVENIDA DE PROYECTO**

CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS Y EMBALSES SEGÚN SU TAMAÑO

TAMAÑO	CAPACIDAD (Hm³)	ALTURA (m)
PEQUEÑO	0.06- 1.2	7.6 - 12.2
INTERMEDIO	1.2 - 61.7	12.2 - 30.5
GRANDE	> 61.7	> 30.5

**TABLA Nº 5. CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS Y EMBALSES
SEGÚN SU RIESGO POTENCIAL**

RIESGO	PÉRDIDAS DE VIDAS HUMANAS	PÉRDIDAS ECONÓMICAS
BAJO	NO PREVISIBLES (No existen viviendas permanentes)	PEQUEÑAS (Zonas de bajo desarrollo y agricultura)
SIGNIFICATIVO	POCAS (Sin desarrollo urbano y sólo pequeño número de viviendas)	APRECIABLES (Zonas de desarrollo industrial y/o agrícola de tipo medio)
ALTO	NUMEROSAS (Núcleos urbanos)	IMPORTANTES (Zonas de gran desarrollo industrial y/o agrícola)

Estos criterios, de segunda generación, son todavía mixtos, en base al tamaño de la presa y su embalse, y a los riesgos potenciales aguas abajo. Por otra parte los deslindes para establecer las clasificaciones son totalmente arbitrarios y la evaluación de los daños aguas abajo es de tipo subjetivo y cualitativa.

A partir de estos conceptos han surgido numerosas variantes para la clasificación de las presas para la determinación de la avenida de proyecto, que se aplican en los diferentes estados de U.S.A. y en otros países (38, 39). Así, en algunos casos el tamaño se fija por el valor de la altura por el embalse, o se establecen clasificaciones más amplias con más subclases, o se toma como criterio básico sólo el tamaño o el riesgo.

En la Tabla nº 6, se muestra un resumen de los criterios básicos empleados en diferentes países para la clasificación de las presas para la determinación de la avenida de proyecto. Puede observarse que existen una gran variedad de formulaciones que van desde criterios de tipo general (independientes de la ubicación de la presa) hasta criterios múltiples en los que intervienen fundamentalmente el tamaño de la presa y embalse, las características de la obra y el destino de los caudales regulados, y los riesgos potenciales aguas abajo. Sin embargo, a pesar de la variedad de formulaciones actuales, las tendencias más modernas conducen a conceptos más racionales en los que para la evaluación de la avenida de proyecto se establece como criterio básico y fundamental los riesgos potenciales creados aguas abajo.

Por otro lado hay que tener en cuenta que las reglamentaciones y normativas para la evaluación de la avenida de proyecto existentes en diferentes países presentan también situaciones muy diversas, que demuestran que la problemática de la selección de las avenidas a considerar en las presas viene condicionada como ya hemos indicado más por los aspectos morales, sociales y políticos, que los puramente técnicos. Así, en algunos países, entre los que cabe citar a Francia (40), no tienen reglas formales sino que emplean prácticas aceptadas que se pueden adaptar y modificar para situaciones concretas. En otros casos existen recomendaciones realizadas por organismos técnicos o profesionales o por centros gubernamentales que sin tener fuerza legal, son aceptadas generalmente por los ingenieros que proyectan las presas. Tal es el caso de USA (38, 41), Gran Bretaña (39), Australia (42), Canadá (43), India (44), Sudáfrica (45). Finalmente existen países con normas legales (Leyes y Reglamentos), en los que se fija estrictamente los valores a considerar por la avenida de proyecto, entre los que cabe citar a Suecia (46), Japón (47), Portugal (48), y Checoslovaquia (49).

A pesar de la existencia de esta gran variedad de formulaciones la situación actual muestra que, para las presas clasificadas como de alto riesgo, el objetivo es conseguir un alto nivel de seguridad, con lo que se adoptan criterios maximalistas imponiéndose la PMF o períodos de retorno muy altos para la avenida de proyecto. En cambio, para las presas de riesgo intermedio o bajo, existe una mayor dispersión en la formulación de criterios y en la evaluación de la avenida proyecto, con valores que oscilan entre diversos porcentajes de la PMF, o entre períodos de retorno relativamente bajos.

Tabla 6. Criterios para la clasificación de las presas para la selección de la Avenida de Proyecto

PAIS	CRITERIOS BASICOS	OBSERVACIONES
U.S.A.	Riesgos potenciales. Tamaño	Gran variedad de clasificaciones
Gran Bretaña	Riesgos potenciales	General standard and minimum standard si el vertido sobre coronación es tolerable.
Francia	Riesgos potenciales. Tamaño	Sin recomendaciones. Practica en cada caso
Suiza	Generales	Escenarios límites.
Australia	Riesgos potenciales	Daños incrementales
Portugal	Riesgos potenciales. Tamaño. Tipo presa	Escenarios límites.
China	Múltiples (Tamaño, potencia instalada, área regable, tipo presa, riesgos)	Escenarios límites.
Rusia	Múltiples (Tamaño, tipo de cimentación, potencia instalada, área regable, riesgos)	Escenarios límites.
Japón	Generales, tipo presa.	Importancia del resguardo
Checoslovaquia	Riesgos potenciales, volúmenes de embalse y de avenida.	Escenarios límites.
Finlandia	Riesgos potenciales	--
Suecia	Riesgos potenciales	Clasificación en dos clases
España (Nuevo Reglamento)	Riesgos potenciales	Escenarios límites.

Desde otro punto de vista, las tendencias en numerosos países muestran que cabe la posibilidad de diferenciar dos avenidas en el proyecto de las presas y así mejorar la seguridad hidrológica (31, 46, 50):

1. Avenida extrema, que supone un escenario límite al que puede estar sometida la presa sin rotura, pero con un pequeño coeficiente de seguridad. En este caso es posible admitir un vertido sobre coronación limitado en las presas de hormigón. No se permite el vertido sobre coronación en las presas de materiales sueltos.
2. Avenida de proyecto, es la que tiene que considerarse en el cálculo hidráulico de los órganos de desagüe y de las estructuras de disipación de energía, con un margen de seguridad dado por el resguardo.

En conclusión, y como resumen del estado del arte actual del conocimiento en cuanto a los criterios y determinaciones de la avenida de proyecto, pueden destacarse los siguientes puntos:

1. Los criterios de tipo general, válidos para cualquier ubicación de las presas, van desapareciendo, y se van implantando formulaciones en las que el elemento básico para la determinación de la avenida proyecto es la evaluación de los daños potenciales aguas abajo, clasificándose las presas según sean estos riesgos potenciales.
2. Las normas, recomendaciones y prácticas en uso existentes pueden diferenciarse en general en dos grandes grupos:
 - U.S.A., Inglaterra, Australia y los países de su área de influencia emplean la PMF en los casos de presas de alto riesgo.
 - En la mayor parte de los países europeos se usan los métodos probabilísticos, con períodos de retorno para las presas de alto riesgo comprendidos entre los 1.000 y 10.000 años.
3. Posibilidad de considerar dos avenidas en el proyecto de las presas: La avenida de proyecto y la avenida extrema.

2.2. Criterios básicos para la evaluación de la avenida de proyecto en el Reglamento Técnico sobre seguridad de presas y embalses

El nuevo Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses evidentemente se enmarca dentro del estado actual del arte de la evaluación de la avenida de proyecto, que hemos sintetizado en el apartado anterior y que ha servido de base para la redacción del

Reglamento, fijando como CRITERIO BÁSICO para la Seguridad Hidrológica el del riesgo asumible, y clasificando las presas en las tres categorías A, B y C. Para ello se establecerán los diversos escenarios de avenidas que pudieran producir la rotura de la presa y se identificarán los impactos en vidas humanas, estructuras habitadas, servicios esenciales, actividades económicas y socio-culturales y en el medio ambiente.

Asimismo, se recoge el nuevo concepto de considerar dos avenidas en el Proyecto y explotación de las presas, primero la Avenida de Proyecto, propiamente dicha, y luego una avenida mayor, la Avenida Extrema que supone un escenario límite que la presa debe poder soportar sin que se produzca su rotura.

Con estos criterios se aumenta significativamente la seguridad hidrológica de las presas, y en el Capítulo IV de esta Guía se dan unas RECOMENDACIONES para su determinación, según la tipología y la categoría de la presa, en las que también se ha recogido la experiencia española e internacional. Los valores de las avenidas son en general mayores que los fijados en la Instrucción de 1967, siguiendo el criterio y la filosofía de alcanzar una mayor seguridad fundamentalmente en las presas de la categoría A, en las que los valores a considerar para la avenida extrema pueden llegar a los 10.000 años de período de retorno.

Los riesgos potenciales aguas abajo debidos a una hipotética rotura, y por lo tanto la categoría de la presa, son, como hemos expuesto, el criterio básico para la evaluación de las avenidas de proyecto y extrema, pero se RECOMIENDA que el proyectista tenga en cuenta también la concurrencia e incidencia de otros factores:

- Fiabilidad de los datos básicos. Debe comprobarse la fiabilidad de los datos meteorológicos e hidrológicos, y prestarse especial atención a los casos en que las series de datos naturales sean cortas y/o las cuencas sean pequeñas, en los que deben usarse además de los métodos usuales métodos de correlación hidrológica, históricos, o estudios regionales, para dar consistencia al estudio hidrológico.
- Tipo de presa y cimientos. Debe tenerse en cuenta la susceptibilidad de la presa a la rotura debida a vertido sobre coronación. Este vertido está totalmente prohibido en presas de materiales sueltos. Las presas de hormigón (de gravedad, arco o bóveda) en cimientos y laderas de buena calidad pueden ser capaces, en algunas ocasiones de situaciones extremas de soportar el vertido ocasional (con láminas pequeñas y durante tiempos no muy prolongados).
- Tipología de los órganos de desagüe. El proyecto y la explotación de los órganos de desagüe deben asegurar su funcionamiento en cualquier situación, y muy particularmente en estado de avenida. En el caso de aliviaderos con compuertas se puede prever en los estudios de desagüe de las avenidas el que una de las compuertas no sea operativa.

- Laminación de la avenida por el embalse. Las avenidas a considerar, Avenida de Proyecto y Avenida Extrema, se refieren a las avenidas afluentes al embalse, que deben ser propagadas y laminadas por el embalse a partir de un nivel inicial. Los resultados de esta laminación junto con el diseño de los órganos de desagüe servirán para el cálculo de las avenidas desagüadas.
- Existencia de presas aguas arriba y aguas abajo. El estudio hidrológico se realizará con una visión del conjunto de la cuenca, y la determinación de la avenida en el proyecto estará en consonancia con el esquema general de la operación de los embalses existentes y de las aportaciones en su caso de las cuencas intermedias.

Un tema que requiere una consideración más detallada es el referente al empleo de criterios probabilísticos (Períodos de retorno) o determinísticos (PMF - "Probable Maximum Flood") en la evaluación de la Avenida de Proyecto. Para tener una referencia de los criterios usados en los países de nuestro entorno hemos realizado un estudio comparativo de la selección de la Avenida de Proyecto en 13 países europeos (51), del que pueden extraerse las siguientes conclusiones:

1. Leyes, reglamentos y guías. La mayoría de los países europeos tienen normas estrictas para la selección de la avenida de proyecto, aunque en algunos casos no estén explicitadas en los textos legales, y se contemplan en guías o recomendaciones que aunque no tienen una imposición legal, son seguidas generalmente por los ingenieros proyectistas de presas. Sin embargo, existen aún pocos países, con considerable experiencia en el campo de las presas, por ejemplo Suiza y Francia, en los que la selección se realiza en base a prácticas bien establecidas pero no reguladas, aunque informalmente se emplean reglas generales que son dictadas y controladas por diversos organismos administrativos.
2. Avenida de Proyecto. En la mayor parte de los casos los criterios básicos para la determinación de la avenida de proyecto se basan en métodos probabilísticos con el estudio de las avenidas para diferentes períodos de retorno, y sólo en un país (Reino Unido) se emplea la PMF, para las presas de la categoría A. Aún en este caso y para las presas de inferior categoría se combinan los métodos determinísticos con el empleo de avenidas para diferentes períodos de retorno. La avenida de proyecto es la correspondiente a un período de retorno de 1.000 años en seis países, 5.000 años en uno, 10.000 años en cinco, y la PMF en uno.
3. Avenida Extrema. En la mayoría de los países el concepto de avenida extrema como escenario límite de seguridad no se contempla en las regulaciones. Para los cuatro países que han incorporado este criterio la PMF se considera en dos casos, la avenida de 10.000 en un caso, y un coeficiente de 1,5 sobre la avenida de 1.000 años en otro caso. Naturalmente es en los países con criterios más conservadores en la Avenida de Proyecto donde se aumenta la seguridad hidrológica con la consideración de esta situación

extrema. Es importante señalar además que las tendencias actuales en las regulaciones más recientes incorporan este concepto esencial para lograr una mayor seguridad hidrológica.

4. PMP (“Probable Maximum Precipitation”). Existen solamente tres países con datos generales y publicados de la PMP. En los otros países o no existen datos de la PMP o estos valores son muy parciales habiéndose calculado y aplicado en un número reducido de cuencas. En algunos países se están empezando a iniciar investigaciones para el futuro cálculo de la PMP.

Así pues, como conclusión hay que señalar que casi la totalidad de los países europeos usan métodos probabilísticos para la selección de las avenidas a considerar en el proyecto. Ello es debido a una mayor tradición hidrológica en la aplicación de estos criterios y métodos, y a unas series más largas de datos hidrológicos básicos, lo que ha dado lugar a una mayor experiencia en el estudio y desarrollo de los métodos probabilísticos en comparación con el uso del criterio de la PMF, para el que todavía no existen suficientes datos básicos y estudios disponibles para lograr unas aplicaciones prácticas suficientemente desarrolladas y fiables.

Siguiendo estos razonamientos y dada la situación hidrológica de nuestro país, en esta Guía se RECOMIENDA en la actualidad y en general, la aplicación de criterios de tipo probabilístico para la evaluación de las avenidas a considerar en el proyecto en base a los siguientes puntos principales:

- Así lo indica el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y embalses en su artículo 10.1.
- La experiencia de los países europeos nos muestra que en casi la totalidad de los países se emplean criterios de tipo probabilístico.
- En nuestro país existe una gran tradición hidrológica y experiencia histórica en la aplicación de este tipo de criterios, con series de datos de lluvias y caudales relativamente extensas, para la aplicación de los métodos probabilísticos.
- En la actualidad no existen de forma generalizada los datos básicos meteorológicos (punto de rocío, transposición, etc) para la obtención de la PMP. Además se requiere un desarrollo especial para el cálculo y obtención de la PMP de las precipitaciones de tipo “mediterráneo”.

3.1. Introducción

El objetivo de este capítulo III es dar las RECOMENDACIONES sobre los métodos de estimación y cálculo de avenidas, para la aplicación del Reglamento Técnico sobre seguridad de Presas y Embalses.

En un anejo a esta Guía se describen y desarrollan los métodos de cálculo de avenidas existentes, para que el ingeniero proyectista o explotador de presas tenga una referencia general de métodos a aplicar y de las recomendaciones propuestas. Sin embargo no es objeto de esta Guía el describir con detalle todos y cada uno de los métodos, por lo que el anejo de los métodos de cálculo se limita a hacer una síntesis de los mismos, dirigiendo al lector a la bibliografía especializada en el caso de necesitar un desarrollo más completo.

Se ha puesto mayor énfasis en el análisis de las ventajas e inconvenientes de cada método, dando unas recomendaciones para su aplicación en la estimación de las avenidas, y concluyendo con unas recomendaciones de la metodología a aplicar en el desarrollo del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses.

Existen en la actualidad dos grandes grupos de métodos de estimación de avenidas: los de tipo determinístico y los de tipo probabilístico. En los métodos determinísticos se calculan de forma unívoca los caudales de la máxima avenida en base a datos fundamentalmente hidrometeorológicos, y entre ellos destaca el método de la “Avenida Máxima Probable”: PMF (“Probable Maximum Flood”). En los métodos de tipo probabilístico se realiza un estudio en base a los datos disponibles (lluvias y/o caudales). Se ajustan diversas leyes de extremos para deter-

minar, por extrapolación estadística, los caudales punta y los hidrogramas de avenidas para diferentes períodos de retorno.

El Reglamento sobre seguridad de presas y embalses se decanta por criterios que se apoyan en métodos de tipo probabilístico. En esta Guía Técnica se han expuesto también diversos argumentos por los que parece más adecuado actualmente en nuestro país el empleo de criterios probabilísticos para la evaluación de las avenidas a considerar en el proyecto, construcción y explotación de presas, por lo que estas recomendaciones se refieren fundamentalmente a este tipo de métodos.

El desarrollo de los métodos que se hace a continuación se ha dividido en dos grandes apartados según sean los datos básicos a considerar: métodos basados fundamentalmente en datos de caudales y métodos basados fundamentalmente en datos de lluvias.

3.2. Métodos basados en datos de caudales

3.2.1. Métodos Históricos

Los métodos históricos presentan la ventaja de que permiten, mediante los correspondientes estudios históricos de avenidas, completar y alargar la serie de datos hidrológicos para la aplicación de los métodos analíticos. Sin embargo presentan incertidumbres en las valoraciones cuantitativas y/o cualitativas de las avenidas históricas, por lo que los estudios deben de efectuarse con sumo cuidado y teniendo siempre en cuenta las transposiciones a las condiciones hidrológicas actuales. Estos métodos, aunque han sido olvidados en numerosas ocasiones para el cálculo de avenidas extremas en grandes presas, constituyen una herramienta única y muy importante para aumentar la confianza en la extrapolación estadística, por lo que siempre que sea posible, y en los casos en que se disponga de suficiente información histórica y los datos de los caudales históricos sean fiables, se RECOMIENDA su empleo para tener unas referencias temporales más amplias y para incorporar los datos hidrológicos históricos a las series hidrológicas tanto locales como regionales.

3.2.2. Métodos empíricos y curvas envolventes

Los métodos empíricos y las curvas envolventes presentan la ventaja de su sencillez, por lo que en España se utilizaron durante bastantes años diversas fórmulas empíricas y curvas envolventes (González Quijano, Zapata, Temez, Gete-Oncins, etc). Sin embargo esta sencillez ha dado lugar a su utilización abusiva e inadecuada en cuencas con características diferentes de las que fueron deducidas. Se RECOMIENDA que si existen datos empíricos y/o curvas

envolventes a escala regional o nacional, se utilicen sus resultados únicamente como órdenes de magnitud y como referencia y contraste de los resultados obtenidos con la aplicación de los otros métodos hidrológicos analíticos.

3.2.3. Métodos estadísticos

En los métodos estadísticos o probabilísticos se considera que el caudal es una variable aleatoria que está sujeta al análisis frecuencial y que por lo tanto puede ser estudiada mediante diversas leyes estadísticas de fenómenos extremos.

El valor de la variable aleatoria que corresponde a un período de retorno de T años viene dando por la probabilidad de ser superada en un año, según:

$$P(Q \geq Q_T) = 1/T$$

La probabilidad de que esa magnitud sea superada en t años será:

$$P(Q \geq Q_T) = 1 - (1 - 1/T)^t$$

El resultado del análisis frecuencial se suele limitar a las relaciones caudal-período de retorno (estimación de cuantiles), sin embargo, debido a que algunas estimaciones precisan una extrapolación estadística notable, es recomendable en cada caso cuantificar el error de la estimación y analizar los intervalos de confianza.

La mayoría de estudios de frecuencias tienen por objetivo definir la variable caudal extremo, sin embargo, en muchos casos las variables volumen y duración de la avenida son igualmente necesarias, aunque en la mayoría de las ocasiones esto no es posible debido a la inexistencia de datos básicos, por lo que deben efectuarse afinidades entre hidrogramas históricos representativos e hidrogramas de proyecto, o emplear modelos hidrometeorológicos.

La aplicación del análisis frecuencial a cada caso concreto requiere el concurso de un hidrólogo experto y utilizar el conocimiento de la región, la familiaridad con su comportamiento hidrológico, con la calidad de los datos hidrológicos disponibles, los factores causantes de las riadas, los elementos naturales o artificiales que las controlan, la experiencia en las distribuciones aplicadas en análisis frecuencial en la región y el sistema de ajuste de parámetros asociado.

En la aplicación de estos modelos estadísticos se RECOMIENDA que se analicen los siguientes aspectos: el estudio de fiabilidad de los datos, el tratamiento de los valores fuera de rango, tanto inferiores como superiores, la estimación de los vacíos de la serie, la introduc-

ción de los datos históricos, y el tratamiento conjunto entre los caudales de diseño obtenidos por el análisis estadístico y los obtenidos por modelos hidromotereológicos.

La evaluación de las avenidas de proyecto y extrema en grandes presas requiere la estimación de cuantiles ($Q_T - T$) para valores elevados del período de retorno, lo que da lugar a una importante extrapolación con respecto a la serie de registros sistemáticos.

Para aumentar la fiabilidad de estas estimaciones se RECOMIENDA, tal como se ha indicado y en los casos que sea posible, el realizar estudios históricos de avenidas, para incorporar los datos históricos al análisis frecuencial.

La información histórica se puede clasificar en tres grandes grupos:

- Información histórica binomial censurada. Se refiere al número de avenidas que han superado un cierto umbral de percepción, es decir un cierto valor en su nivel o caudal.
- Información histórica censurada. (52) Se refiere al número y valor del caudal de las avenidas que han superado un cierto umbral de percepción.
- Información histórica sobre la avenida extrema. (53) Se refiere al valor máximo del caudal de avenida durante el período histórico analizado.

Estos datos históricos pueden incorporarse a los estudios de estimación de cuantiles mediante diversos métodos estadísticos, ya sea en estimaciones de carácter local o regional, mejorándose sensiblemente su fiabilidad (54-57). En general las ganancias estadísticas son significativas, y con los modelos usuales las mejoras son más importantes usando la información histórica binomial censurada o la censurada.

En el anejo de esta Guía sobre los métodos de cálculo se desarrollan las diversas leyes o modelos de extremos más utilizados en la estimación de avenidas (Tabla nº 2) y los diversos métodos de estimación de cuantiles con datos locales, locales y regionales, o únicamente regionales.

En general para la elección del Modelo Estadístico se tendrá en cuenta las funciones de distribución más usuales (Gumbel, GEV, LP3, TCEV, etc.), los diversos métodos de ajuste de parámetros, y los distintos procedimientos de estimación de cuantiles con datos locales, locales y regionales e históricos, y se plantearán diversas formulaciones (funciones de distribución-métodos de ajuste-datos) cuyos resultados se compararán para decidir finalmente cual es la estimación de cuantiles más adecuada y cuales son sus límites de confianza.

Esta comparación de tipo estadístico se realizará viendo con las técnicas tradicionales la bondad del ajuste, pero además se realizarán análisis del comportamiento estadístico del coe-

ficiente de sesgo y otros parámetros para poder deducir cual es el nivel de acoplamiento del modelo con los datos muestrales.

Por otro lado, los estudios de robustez y de ganancia estadística pueden ser muy útiles en el análisis de la potencia predictiva del modelo, que es muy importante en el caso de grandes presas al tener que estimar cuantiles para períodos muy elevados.

Para la elección del modelo se tendrá en cuenta la experiencia hidrológica de la zona o región y cuales son tradicionalmente los métodos más adecuados para las características climáticas y meteorológicas regionales, así como la cantidad y fiabilidad de los datos disponibles.

Dentro del numeroso conjunto de formulaciones que deberían analizarse siguiendo los conceptos descritos se RECOMIENDA que se tenga en cuenta, en principio, el siguiente esquema de formulaciones:

TABLA N° 7. LEYES Y MÉTODOS DE ESTIMACIÓN RECOMENDADOS

LEY DE DISTRIBUCIÓN	N° DE PARÁMETROS	MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS	DATOS LOCALES Y REGIONALES
GUMBEL	2	MOMENTOS	LOCALES
SQRT	2	MOMENTOS	LOCALES
GEV	3	MOMENTOS PONDERADOS PROBABILÍSTICAMENTE	LOCALES Y REGIONALES
LP3	3	LOGARITMO MOMENTOS	LOCALES Y REGIONALES
TCEV	3	MÁXIMA VEROSIMILITUD	LOCALES Y REGIONALES

Para la evaluación de las avenidas en grandes presas, la experiencia muestra que en general la Ley de Gumbel, tradicionalmente utilizada en nuestro país puede dar lugar a valores relativamente bajos para avenidas de períodos de retorno elevados, por lo que se RECOMIENDA que se comparen sus resultados con los obtenidos mediante la aplicación de las leyes SQRT y

TCEV, lo que supone en muchos casos el uso conjunto de datos locales y regionales. Estas consideraciones tienen especial relevancia en las cuencas mediterráneas con coeficientes de sesgo muestrales elevados y valores extremos de avenidas (aforadas o históricas) muy altos, con lo que la aplicación de las leyes de la SQRT y TCEV darán lugar a valores más realistas y conservadores (57-59).

Los métodos estadísticos de estimación de avenidas presentan la ventaja de asociar a los valores de los caudales una probabilidad lo que permite cuantificar el riesgo asumible y los hace indispensables en los análisis de riesgo.

Aunque han sido criticados en numerosas ocasiones debido a las incertidumbres y errores que tiene, han tenido y siguen teniendo un papel muy importante en el cálculo de avenidas de proyecto y extremas en grandes presas.

Para su correcta aplicación hace falta tener un buen conocimiento de las características hidrológicas de la cuenca y de los modelos estadísticos que se adaptan mejor a la tipología y mecanismos de la génesis de las avenidas.

Sin embargo, presentan diversos inconvenientes, entre los que destaca el de suponer un carácter totalmente aleatorio a los caudales de las avenidas, sin incorporar ninguna base hidrológica ni determinista. El principal inconveniente proviene de la incertidumbre y error muestral que supone la extrapolación de series relativamente cortas a cuantiles de altos períodos de retorno, como es el caso de la estimación de las avenidas en grandes presas de alto riesgo con valores del período de retorno iguales o superiores a 1.000 años.

Por ello en estos casos se RECOMIENDA el utilizar las leyes de distribución propuestas y aumentar la fiabilidad de las estimaciones mediante los análisis regionales y, en los casos en que sea posible, con la incorporación de datos históricos, lo que dará una mayor robustez en el análisis probabilístico.

Además del estudio de la problemática de la fiabilidad para altos períodos de retorno hay que analizar, ponderar y tener en cuenta otras incertidumbres y posibles errores que pueden presentarse, tales como:

- Errores en la medición de caudales. Errores en las curvas de tarado de las estaciones de aforo y extrapolación de las curvas de gasto para avenidas extremas y regímenes variables.
- Heterogeneidad de los datos. Ya sean por variaciones espaciales o temporales, como la variación de las condiciones hidráulicas de los cauces, o de las modificaciones hidrológicas de las cuencas (deforestación, urbanización, etc.)

- Presencia de diferentes mecanismos de formación de avenidas. esto puede dar lugar a una doble o triple población que planteará el que tengan que aplicarse distribuciones compuestas que reflejen esta casuística.
- Errores estadísticos en la elección de la función de distribución y en el método de estimación de los parámetros, pudiendo no ser la más adecuada a las características de la muestra.

También hay que tener en cuenta que los análisis frecuenciales de avenidas sólo calculan en principio los valores de los caudales punta, por lo que será siempre necesario la aplicación de otros métodos de cálculo o hipótesis hidrológicas, para evaluar los hidrogramas de las avenidas para diferentes períodos de retorno, tal como prescribe el Reglamento sobre seguridad de presas y embalses.

La selección final de los cuantiles considerará todos los aspectos descritos y las limitaciones estadísticas consustanciales con los métodos probabilísticos y se basará en un adecuado juicio hidrológico e ingenieril.

3.3. Métodos basados en datos de lluvias (métodos hidrometereológicos)

Los métodos hidrometereológicos permiten estudiar el comportamiento hidrológico de una cuenca como respuesta a la acción de la precipitación, teniendo en cuenta el estado en que se encuentra la propia cuenca (humedad, vegetación, etc.).

El objetivo de este tipo de métodos y modelos consiste en evaluar los hidrogramas de avenidas y la influencia que tienen los diversos mecanismos que más inciden en el comportamiento hidrológico de la cuenca y en la distribución espacial y temporal de la lluvia. La gran ventaja del análisis hidrometereológico consiste en la coordinación de toda la información hidrológica, metereológica y de estado de la cuenca.

Además permiten abordar el estudio en cuencas no aforadas por extrapolación de los parámetros hidrológicos regionalizados, obtenidos por la experiencia en cuencas aforadas con el comportamiento hidrológico similar. Extrapolación que siempre debe de realizarse con sumo cuidado y teniendo en cuenta estrictas condiciones de “homogeneidad” entre las cuencas.

Sin embargo, la variedad de datos disponibles y la dificultad de evaluar y representar de una manera sencilla los mecanismos con influencia en la respuesta hidrológica, da lugar también a ciertas incertidumbres en los caudales de avenida, que unidas, en los casos de avenidas con alto período de retorno, a las incertidumbres de tipo estadístico hacen que estos métodos sean únicamente aproximativos.

Por ello SE RECOMIENDA la utilización de estos métodos complementados con los estadísticos, en aquellas secciones del río en las que se disponga de datos adecuados, tanto en el análisis de diseño (series de máximos anuales), como en la simulación de situaciones reales de evolución temporal a lo largo de episodios concretos.

Los métodos hidrometereológicos estudian por separado cada una de las fases del fenómeno, aunque, en la realidad se den conjuntamente, e incluso, puedan existir unas ciertas relaciones entre ellos:

- Análisis de la evolución espacio-temporal de las lluvias.
- Transformación de la lluvia en escorrentía.
- Concentración y transporte de la escorrentía (respuesta de la cuenca).

En el anejo de esta Guía sobre los métodos de cálculo de avenidas se hace una descripción de cada uno de estos apartados, por lo que aquí sólo se van a exponer los conceptos esenciales y las RECOMENDACIONES para la aplicación del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses.

3.3.1. Análisis de precipitaciones

En la aplicación de los modelos hidrometereológicos los datos básicos son las lluvias diarias y en los casos de disponer de suficientes estaciones pluviográficas la evolución temporal de la lluvia (hietograma). Al inicio del estudio se RECOMIENDA hacer una comprobación de la fiabilidad de estos datos básicos con el empleo de técnicas estadísticas de soporte al análisis de fiabilidad: dobles masas, autocorrelaciones, etc.

Las técnicas estadísticas que se utilizan para el análisis frecuencial de las precipitaciones son las mismas que las indicadas en el apartado 2.3, referidas entonces a caudales, por lo que son válidas las mismas RECOMENDACIONES allí expuestas, si bien la mayor abundancia de estaciones pluviométricas y una mayor longitud temporal de las series permiten unos análisis locales y regionales más completos. Tal y como ya se ha indicado debe de prestarse especial atención en las cuencas mediterráneas a la probable existencia de dos poblaciones o tendencias, y por consiguiente al empleo de funciones de distribución que contemplen este fenómeno (p.e. Leyes SQRT y TCEV).

Para la obtención de las leyes de intensidad-duración-frecuencia (IDF) de una estación se RECOMIENDA en el caso de que existan suficientes datos la elaboración directa de las curvas intensidad-duración para diferentes períodos de retorno, realizando un análisis frecuencial para diferentes intervalos de tiempo. En caso contrario, es decir si no existen datos suficientes,

se pueden emplear las leyes intensidad-duración propuesta en la Instrucción 5.2 - IC de Drenaje Superficial de Carreteras (MOPU, 1990). Estas curvas IDF permiten considerar la distinta torrencialidad de las precipitaciones de la zona mediante un único parámetro regionalizado a escala nacional (59-62). La expresión de esta Instrucción es la siguiente.

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_l}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

siendo:

I_t (mm/h): Intensidad media correspondiente al intervalo de duración t .

I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación correspondiente al período de retorno considerado. Es igual a $P_d/24$.

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

$\frac{I_l}{I_d}$: Cociente entre la intensidad horaria y la diaria, independiente del período de retorno y que está calculado para todo el territorio nacional.

t : Duración del intervalo relativo a I_t en horas.

Para la obtención de la distribución temporal de las lluvias de diseño (hietograma) se RECOMIENDA el empleo, si existen datos suficientes, de curvas adimensionales obtenidas mediante el análisis estadístico de aguaceros, o el uso de las curvas IDF. En general a falta de datos más específicos podrá suponerse una forma simétrica del hietograma de diseño, o en su caso realizar homotecias sobre hietogramas reales.

Para el estudio de las estructura espacial de las precipitaciones de diseño se RECOMIENDA que en general, y en base a los datos de las precipitaciones diarias máximas mensuales, en series concurrentes de cuarenta años o más, se empleen los modelos de precipitación media o de desviación típica de la precipitación. También pueden aplicarse factores de reducción de las precipitaciones, que en general disminuyen con el área y aumentan con la duración temporal. En una primera aproximación pueden aplicarse en nuestro país el factor de reducción areal $K_A = 1 - \log A / 15$, siendo A el área en Km^2 (62). En los casos en que sea necesario efectuar interpolaciones espaciales de la precipitación diaria máxima anual de RECOMIENDA en los casos que sea posible la aplicación del modelo de distribución espacial, o en su caso el méto-

do de las isoyetas interpretadas si hay tendencias orográficas claras. Si no se detectan tendencias el método de Kriging es adecuado.

3.3.2. Transformación lluvia-escorrentía. Concentración y transporte

Para la evaluación de la lluvia neta se RECOMIENDA el empleo de los métodos de Horton o del S.C.S. ("Soil Conservation Service"), que son los más utilizados en la práctica. Sin embargo hay que señalar que para la calibración de los parámetros del método de Horton se necesitan suficientes datos foronómicos, por lo que el método del S.C.S. presenta la ventaja de que permite una primera evaluación de sus parámetros a partir de las características físicas de la cuenca y de un supuesto estado de humedad inicial. Este método del SCS se ha adaptado a las condiciones de nuestro país, y es el que se utiliza en la Instrucción 5-2 IC de drenaje de Carreteras, en la que figuran las estimaciones de dichos parámetros .

Una vez calculado el hietograma neto es necesario determinar el hidrograma correspondiente para lo que se RECOMIENDA el empleo de la metodología del hidrograma unitario. En el caso de disponer de suficientes datos de eventos de avenidas (en general entre cinco y diez sucesos) se podrá determinar el hidrograma unitario específico de la cuenca de estudio. En caso contrario se podrán utilizar hidrogramas sintéticos, cuyos parámetros deberán calibrarse con datos de algunas avenidas reales, o en último término evaluarse a partir de diversas fórmulas empíricas, como se indica en el Anejo de Métodos de Cálculo de Avenidas. En general se RECOMIENDA que este tipo de metodología se aplique a cuencas con superficies no mayores de 3.000 Km². En cuencas de mayor tamaño deberá realizarse una división en subcuencas, y aplicar combinadamente la superposición y transporte de los hidrogramas obtenidos.

Para el cálculo de la propagación de los hidrogramas de avenida general se RECOMIENDA la utilización de métodos hidrológicos simplificados de propagación de ondas de avenida. En algunos casos muy singulares, donde se necesite conocer con mucho más detalle y precisión la propagación de las avenidas en tramos del río superior al embalse podrán utilizarse las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales o bidimensionales.

De los métodos hidrológicos de propagación se RECOMIENDA el método Puls en el caso de embalses o cauces con relativa importancia en la laminación, y los métodos de Muskingum o Muskingum-Cunge en los tramos donde la laminación de la avenida es más reducida. En todo caso, y si existen datos de propagación de avenidas reales deberán calibrarse los parámetros de los modelos de propagación, o evaluar adecuadamente con datos hidráulicos los valores a dicho parámetros.

3.3.3. Modelos hidrometereológicos convencionales

En los últimos decenios han aparecido en el dominio de la hidrología práctica una gran variedad de modelos hidrometereológicos que tienen como base los conceptos desarrollados en los apartados anteriores, agrupados en diversas formulaciones o que introducen otros esquemas integrales tales como la simulación de combinaciones de almacenamientos lineales o no lineales.

En base a ellos existen numerosas variantes y combinaciones de modelos que, siguiendo criterios hidrológicos, se han desarrollado para unas determinadas zonas con unas características hidrológicas específicas y con unos datos capaces, tanto en cantidad como en calidad, de identificar el fenómeno analizado a una determinada escala de precisión.

No es lugar de esta guía técnica el detallar cada uno de estos modelos, por lo que para su mejor conocimiento se remite a las referencias bibliográficas (63-74).

Entre estas aplicaciones, cabe destacar por su mayor difusión y utilización los desarrollados por el U.S. Army Corps of Engineers "HEC-1" (75-78), por el Soil Conservation Service (79), por el U.S. Environmental Protection Agency (80), por el Illinois State Water Survey (81), y por diversas agencias y organismos europeos (82-86).

En nuestro país el modelo HEC-1 y el del Soil Conservation Service son los más utilizados, y en principio son los que mejor se adaptan a nuestra experiencia. Sin embargo se RECOMIENDA que la aplicación de estos modelos no debe hacerse de forma indiscriminada, sino en base a un buen conocimiento de las características hidrológicas de cada cuenca (morfología, pendientes, usos y coberturas vegetales, grados de humedad, climatología, regímenes de lluvias extremas, etc.) y siempre por hidrólogo experimentado en el cálculo de avenidas extremas para el proyecto de grandes presas. De esta forma se podrá establecer si las bases e hipótesis del modelo hidrológico son las adecuadas para su aplicabilidad a la cuenca de estudio y principal y fundamentalmente si se disponen de los datos suficientes (en calidad y cantidad) para la calibración local de los parámetros del modelo, lo que debe ser una condición indispensable para la fiabilidad de los resultados obtenidos.

3.3.4. Recomendaciones generales

Los modelos hidrometereológicos presentan la ventaja de que, en general, permiten disponer de datos series de lluvias de mayor extensión que de caudales y, también, de un mayor número de episodios de lluvias extremas. Además, para un mismo período es más significativo el valor de las lluvias máximas que el de los caudales, ya que no todas las precipitaciones altas dan lugar a caudales extraordinarios.

Estos modelos, cuando se dispone de datos suficientes, son sencillos y prácticos y por ello, como es éste el caso, están incluidos en numerosas Reglamentaciones y Recomendaciones internacionales y nacionales.

Entre los inconvenientes que presentan estos modelos podemos citar el del carácter lineal de una parte de sus componentes, cuando en realidad el proceso hidrológico es no-lineal, y su gran sensibilidad a los errores en los valores de la humedad previa, la infiltración y en general a los principales parámetros conceptuales que tienen.

En la aplicación de los modelos hidrometereológicos al cálculo de avenidas tiene que considerarse la idoneidad de las características hidrológicas de la cuenca para la aplicación del modelo y, analizar si el tamaño de la cuenca es el apropiado para la validez de las hipótesis básicas establecidas en la modelización. En general estos modelos tienen su dominio de aplicación en cuencas pequeñas o medianas (de miles de Km² a pocas decenas de miles de Km²), por lo que en cada caso se estudiará la necesidad de división en subcuencas y el establecimiento intermedio de modelos de transporte.

Se RECOMIENDA se realice una búsqueda y recopilación de la numerosa información dispersa que existe en numerosas ocasiones (Instituto Metereológico Nacional, Confederaciones Hidrográficas, Servicios de Explotación de Presas, etc.) ya que es muy importante el analizar los datos disponibles y estudiar, al menos, de cinco a diez episodios de avenidas, con el fin de poder realizar una buena calibración local de los parámetros del modelo. En cualquier caso y, con vistas a la extrapolación que supone el cálculo de las avenidas de proyecto y extrema, se tendrán en cuenta las recomendaciones establecidas para la aplicación de los métodos estadísticos y las limitaciones y errores que pueden tener los datos básicos (lluvias, curvas de tarado de aforos, etc.), así como su influencia en el análisis de episodios extremos.

En el caso de que no existan datos locales de la cuenca y se disponga de estudios regionales, se podrá hacer una estimación regional de los parámetros teniendo siempre en cuenta de manera estricta el concepto de homogeneidad y evaluando, en cualquier caso, la precisión y fiabilidad de los resultados obtenidos.

Para la evaluación de las avenidas en grandes presas se RECOMIENDA la realización de un análisis de sensibilidad de los parámetros del modelo y, muy especialmente, de los que afectan a la humedad inicial del suelo y a las pérdidas, con el fin de disponer de suficientes datos para la selección y determinación de las avenidas a considerar en el proyecto.

Por otra parte, la estimación de los parámetros (pérdidas y transformación) puede presentar amplias variaciones, por lo que se RECOMIENDA el que se adopten criterios conservadores teniendo en cuenta el objetivo de maximización de caudales, pues se trata de obtener valores con probabilidades de superación muy bajas.

3.4. Selección de la metodología para la evaluación de las avenidas en presas

3.4.1. Introducción

En los apartados anteriores se han desarrollado dos grupos de métodos para la evaluación de las avenidas que provienen de dos enfoques diferentes del proceso hidrológico. El primer grupo corresponde a los métodos basados en datos de caudales y consisten principalmente en los métodos de las curvas envolventes, los métodos históricos y los estadísticos. En el segundo grupo se enmarcan la amplia variedad de modelos hidrometereológicos.

En cualquier caso, hay que tener en cuenta que el Reglamentario Técnico sobre seguridad de presas y embalses señala en su Art. 10.1 que en el estudios de Avenidas **“se evaluarán los hidrogramas de las avenidas afluentes al embalse y sus posibilidades de ser superados en un año. Para esta evaluación se considerarán los datos o referencias de las avenidas precedentes.”**

Así pues, la nueva normativa prescribe la aplicación de un método probabilístico, con la evaluación de las avenidas para diferentes períodos de retorno, teniéndose que calcular los hidrogramas correspondientes a dichas avenidas.

De esta manera y, al proporcionar en general los métodos estadísticos basados en datos de caudales únicamente valores de caudales punta, se RECOMIENDA que para la evaluación de las avenidas se empleen, de manera complementaria y combinada, los métodos estadísticos basados en datos de caudales y los métodos hidrometereológicos. Así, además se obtendrán dos grupos de resultados que servirán para un mejor contraste y una mejor selección de las avenidas.

Por otro lado, hay que tener en cuenta que los períodos de retorno a considerar en las avenidas en presas son muy elevados, lo que significa, unas probabilidades de superación anual muy reducidas, por lo que siempre habrá que efectuar extrapolaciones importantes, ya en base a los datos de caudales, o en base a los de las lluvias. Por ello, se habrá de tener en cuenta el estado actual del conocimiento en la aplicación de los diversos métodos, y las recomendaciones, dominios de aplicación y ventajas e inconvenientes descritos en ésta guía técnica para cada uno de ellos.

Además, en la selección de la metodología adecuada, hay que tener en cuenta otros factores que se detallan en el apartado siguiente.

3.4.2. Factores a tener en cuenta en la selección de la metodología

En general, en la selección y aplicación racional de un método de evaluación y determinación de las avenidas en presas, se RECOMIENDA que se tenga en cuenta los siguientes factores (4, 46, 50):

- A) Factores que inciden en los mecanismos de formación y propagación de las avenidas (factores hidrológicos):
- a) Climatología de la región y de la cuenca. Tipología de las lluvias, distribución espacial y temporal, variabilidad. Estacionalidad de los episodios y análisis meteorológico de las situaciones típicas que producen lluvias extremas.
 - b) Características de las cuencas. Situación, orientación respecto a los vientos dominantes en situación de avenidas, tamaño, topografía, elevación, pendientes, forma, geología, suelos, vegetación, características físicas de la red de desagüe y, en general, todas aquellas que tienen incidencia en las características hidrológicas de la cuenca.
 - c) Régimen hidrológico general. Tipología nival, pluvio-nival, o pluvial. Características atlánticas o mediterráneas. Estacionalidad. Mecanismos de formación y propagación de las avenidas. Regímenes hidrológicos en situación de avenidas. Variabilidad y situaciones extremas. Naturaleza de los caudales punta, hidrogramas, volúmenes de avenida, tiempos de respuesta, etc.
- B) Datos básicos. Es esencial, para la fiabilidad de los resultados obtenidos mediante la aplicación de los diversos métodos, disponer de suficientes datos en cantidad y con calidad adecuada. Estos datos se someterán a los test estadísticos adecuados para el análisis de su fiabilidad:
- a) Tipología de los datos (lluvias, nieves, caudales, niveles de lagos, niveles y volumen de embalses, explotación de embalses, etc.)
 - b) Cantidad (densidad de redes meteorológicas y foronómica, series de datos, calibraciones). Es deseable disponer y trabajar con series de datos superiores a los 30 ó 50 años y al menos con eventos de avenidas importantes entre 5 y 10 sucesos.
 - c) Frecuencia (hietogramas, limnigramas, hidrogramas, datos instantáneos, horarios, diarios, mensuales, anuales).
 - d) Fiabilidad (datos de avenidas extraordinarias, curvas de tarado de estaciones, cambios de escala, detección de errores, correlaciones, etc.)
 - e) Históricos (evaluación de avenidas históricas, información complementaria, ampliación de series de datos).
- C) Otros factores técnicos, legales y sociales:
- a) Existencia de normas legales y recomendaciones técnicas. Como ocurre en la situa-

ción española, en la que como ya se ha indicado se prescribe el empleo de métodos de tipo probabilístico (Art. 10).

- b) Experiencias en avenidas y rotura de presas.
- c) Importancia de la presa y de los daños potenciales aguas abajo.
- d) Tradición hidrológica. En la aplicación y confianza en determinados métodos.
- e) Experiencias de los hidrólogos.

3.4.3. Recomendaciones y Conclusión

En función de los datos disponibles y de su cantidad y calidad, así como de las características climatológicas e hidrológicas de la cuenca, y de la tradición y experiencia hidrológica de la región, se elegirá un método o grupo de métodos para la evaluación de las avenidas a considerar en el proyecto.

En general, se RECOMIENDA el empleo combinado y complementario de métodos estadísticos basados en datos de caudales y métodos y modelos hidrometeorológicos, con lo que se dispondrá de dos grupos de valores que permitirán tener un mejor conocimiento del fenómeno de las avenidas y de su evaluación.

Los datos empíricos y de las curvas envolventes, si existen, a escala regional y nacional, podrán únicamente ser utilizados como referencia y contraste de los resultados obtenidos en la aplicación de los dos métodos anteriormente recomendados.

En los casos en que los datos disponibles sólo alcancen una serie corta de años o sean poco fiables y, cuando los caudales de avenidas muestren grandes variaciones o sea necesario efectuar evaluaciones para períodos de retorno superiores a los 1.000 años, la extrapolación estadística se realizará con gran precaución y de manera conservadora, siguiendo las recomendaciones dadas por esta Guía.

En cualquier caso y siempre que sea posible, con la finalidad de aumentar la fiabilidad de las estimaciones estadísticas, se RECOMIENDA realizar análisis regionales y estudios históricos, para dar mayor robustez a los análisis de tipo probabilístico.

Para concluir hay que señalar que, a pesar de los avances de la hidrología en las últimas décadas, la evaluación de los caudales de avenidas no es una ciencia exacta, y menos, en el caso de la determinación de las avenidas de alto período de retorno, por lo que siempre existen ciertas incertidumbres.

Por ello es esencial que los estudios se realicen por hidrólogos experimentados y mediante diferentes análisis de sensibilidad de los resultados, contrastando los valores obtenidos por los diferentes métodos siendo el juicio ingenieril el que determinará finalmente los valores a adoptar.

4.

RECOMENDACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DE LA AVENIDA DE PROYECTO Y DE LA AVENIDA EXTREMA

4.1. Consideraciones generales

La seguridad de las presas es un elemento esencial a tener en cuenta en el Proyecto, Construcción y Explotación de presas, y los datos estadísticos y la experiencia histórica muestra que en particular debe prestarse una especial atención a la Seguridad Hidrológica. Así, el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses dedica el Capítulo III: Avenidas y Desagües (Artículos 10º al 15) a este tema. Con el fin de concretar y especificar el contenido del Reglamento se van desarrollando en esta Guía unas recomendaciones para la determinación de la avenida de proyecto y de la avenida extrema, con el objetivo de lograr que los ingenieros proyectistas dispongan de unas referencias comunes, y con ello mejorar los niveles de seguridad de las presas españolas frente a los fenómenos extremos de las avenidas. El procedimiento que se va a emplear será el de transcribir los diferentes artículos del Reglamento para después desarrollar unas RECOMENDACIONES para su aplicación.

4.2. Estudio de avenidas

El Art. 10º del Reglamento se refiere al “Estudio de Avenidas”, y en el se detalla:

“Artículo 10º -Estudio de Avenidas

10.1. Se evaluarán los hidrogramas de las avenidas afluentes al embalse y sus probabilidad-

des de ser superadas en un año. Para esta evaluación se considerarán los datos o referencias de las avenidas precedentes.

- 10.2. Se determinará la distribución frecuencial de las avenidas según los meses, para tener en cuenta su eventual coincidencia con los niveles previsibles en distintas épocas del año.
- 10.3. Se analizará y evaluará la incidencia de los caudales desaguados por los embalses de aguas arriba y la laminación que produzcan por los de aguas abajo.
- 10.4. Se estudiarán los efectos producidos aguas abajo de la presa para diferentes caudales desaguados así como su combinación con distintos valores de caudales circulantes por el cauce procedentes de otras posibles aportaciones.”

Del análisis de los métodos de cálculo de avenidas que se ha realizado en el Capítulo III, de los datos disponibles en nuestro país, de nuestra experiencia y tradición hidrológica, y de los métodos empleados en diversos países europeos de nuestro entorno, se RECOMIENDA que el estudio de avenidas se realice fundamentalmente mediante el empleo de métodos probabilísticos que a partir de datos de lluvia y de caudales proporcionan los hidrogramas y los caudales punta de las avenidas para diferentes períodos de retorno (inverso de las probabilidades de ser superadas en un año). Es muy conveniente en el empleo de las diversas leyes de probabilidad el disponer, mediante los correspondientes métodos históricos, de valores “extremos” de avenidas, con el objetivo de que las extrapolaciones para períodos de retorno elevados tengan un sentido racional. Así, se RECOMIENDA siempre que sea posible, que se realicen estudios históricos para tener en cuenta los valores de las avenidas extremas en las leyes de frecuencia. En la aplicación de los métodos de cálculo para la evaluación de las avenidas se tendrán también en cuenta las RECOMENDACIONES dadas en el Capítulo III. A partir de los estudios de avenidas se determinarán los hidrogramas de las avenidas afluentes al embalse para los diferentes períodos de retorno a considerar en el proyecto, construcción y explotación de las presa.

En los estudios de avenidas se determinará la distribución frecuencial de las avenidas por meses a efectos de su posible consideración en la laminación de las avenidas en el embalse, ya sea en el proyecto, en embalses con función total o parcial de laminación de avenidas, durante la construcción, o para ser tenida en cuenta en las Normas de Seguridad de la presa y embalse.

Los estudios de avenidas se enmarcan en una consideración global de la formación, propagación y laminación de avenidas en el conjunto de la cuenca, por lo que deberán analizarse la existencia de presas aguas arriba y aguas abajo, así como la tipología de los aliviaderos y órganos de desagüe, y sus sistemas de explotación. Para ello se RECOMIENDA que se efectúen diversas simulaciones de las posibilidades de laminación del resto de presas de la cuenca y de sus reglas de explotación, con el fin de poder evaluar de la manera más realista y segura

posible las avenidas afluentes al embalse, y su secuencia temporal para su consideración en el proyecto, construcción y explotación.

Igualmente, y según se indica en el Reglamento, se analizarán en el proyecto, mediante los correspondientes modelos hidráulicos de propagación de avenidas, los efectos producidos aguas abajo de la presa para diferentes caudales e hidrogramas desaguados, que se RECOMIENDA se incorporen a las Normas de Seguridad y a los Planes de Emergencia, y que deberán ser tenidos en cuenta en la explotación de la presa.

4.3. Avenidas a considerar

El Artículo 11º del Reglamento se refiere a las “Avenidas a considerar”, y en él se detalla:

“Artículo 11º -Avenidas a considerar

- 11.1. El criterio básico para la selección y la determinación de la avenida de proyecto será el del riesgo potencial asumible.
- 11.2. En el proyecto y en la explotación se definirán razonadamente, en función de la clasificación frente al riesgo de la presa, dos tipos de avenidas afluentes al embalse:
 - a) Avenida de Proyecto. Máxima avenida que debe de tenerse en cuenta para el dimensionamiento del aliviadero, los órganos de desagüe y las estructuras de disipación de energía, de forma que funcionen correctamente.
 - b) Avenida Extrema. La mayor avenida que la presa puede soportar. Supone un escenario límite al cual puede estar sometida la presa sin que se produzca su rotura, si bien admitiendo márgenes de seguridad más reducidos.
- 11.3. En función del riesgo potencial asumible durante la fase de construcción de la presa se determinarán las avenidas a considerar en el proyecto de los desvíos provisionales y órganos de desagüe. Se tendrá en cuenta necesariamente la distribución de frecuencias de las avenidas según los meses.

Así pues, el criterio básico para la evaluación, selección y determinación de las avenidas a considerar en el proyecto será el riesgo asumible, es decir el de los riesgos potenciales aguas abajo. El proyectista además de considerar los riesgos potenciales aguas abajo, podrá tener en cuenta otros factores, tales como la fiabilidad de los datos básicos disponibles y de los métodos de cálculo de avenidas empleados, la tipología de la presa y las características de su cimentación, y la tipología de sus órganos de desagüe.

Para la determinación de las avenidas a considerar en las presas, estas se clasifican, en función del riesgo potencial que pueda derivarse de la posible rotura o funcionamiento incorrecto, en tres categorías (Art. 3.2 del Reglamento):

- Categoría A. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o a servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
- Categoría B. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- Categoría C. Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta última categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

Para el cálculo de los daños potenciales que pudieran producir la rotura, se analizarán los diversos escenarios de rotura que pudieran producirse en la presa, y mediante los métodos hidráulicos adecuados se identificarán los impactos que la rotura potencial pudiera producir en las vidas humanas, estructuras habitadas, servicios esenciales, actividades económicas y socio-culturales, y en el medioambiente.

A los efectos de la clasificación de las presas según su riesgo potencial, se RECOMIENDA el tener en cuenta no sólo la situación actual, sino también la planificación futura de las zonas de inundación, con el fin de que posteriormente a la construcción de la presa no se produzcan variaciones significativas en su clasificación.

La evaluación de los daños potenciales aguas abajo que debe de realizarse para la clasificación de las presas, puede referirse a los daños “incrementales” producidos por la rotura, es decir, a los daños adicionales producidos aguas abajo debido a la propagación de la onda de rotura, sin tener en cuenta los daños que se hayan producido debidos a la propia propagación de las avenidas a considerar en el proyecto.

En el proyecto y en la explotación se determinarán, en función de la clasificación de la presa, dos tipos de avenidas afluentes al embalse:

1. AVENIDA DE PROYECTO. Es la máxima a tener en cuenta para dimensionar el aliviadero, los sistemas de desagüe y estructuras de disipación de energía, de forma que funcionen adecuadamente.
2. AVENIDA EXTREMA. Es la avenida mayor que la presa debe soportar, y supone un

escenario límite al cual puede estar sometida la presa sin que se produzca su rotura, si bien admitiendo márgenes de seguridad más reducidos.

Estas avenidas a considerar en las presas se refieren a las avenidas de entrada al embalse, y para el diseño de los órganos de desagüe se tendrá en cuenta el efecto de laminación de las avenidas, producido por la propagación de la avenida en el embalse.

Una vez clasificadas las presas según su riesgo, se RECOMIENDA que las avenidas a considerar: AVENIDA DE PROYECTO Y AVENIDA EXTREMA sean las correspondientes a los siguientes períodos de retorno (en años):

DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE PROYECTO

PERÍODOS DE RETORNO EN AÑOS

CATEGORÍA DE LA PRESA	AVENIDA DE PROYECTO	AVENIDA EXTREMA
A	1000	5000 - 10000
B	500	1000 - 5000
C	100	100 - 500

En las presas de la Categoría B y C, podrán justificarse otros valores de las avenidas extremas mediante la realización de análisis económicos del riesgo, con el fin de determinar la capacidad óptima de los elementos de desagüe.

En las grandes presas de materiales sueltos, se RECOMIENDA seleccionar como avenida extrema el valor correspondiente al límite superior del período de retorno.

En el proyecto y construcción de presas deberá prestarse especial atención al desvío del río, especialmente en las presas de materiales sueltos. Las avenidas a considerar en el proyecto del desvío se determinarán en función del riesgo asumible durante la construcción de la presa (Art. 11.3). En general, se RECOMIENDA que en las grandes presas de la Categoría A el riesgo aceptable sea del orden de magnitud del correspondiente a la avenida de proyecto de la propia presa durante su vida útil.

En las presas de hormigón de la Categoría A, se RECOMIENDA que la probabilidad de superación de los caudales durante el período efectivo de la construcción sea inferior al 20

%, y las de las Categorías B y C entre el 20% y el 25%. En las presas de materiales sueltos de la categoría A esta probabilidad será inferior al 5%, y las Categorías B y C entre el 5 y 10%.

En las presas de la Categoría A se RECOMIENDA, además, que estos valores se analicen, y en su caso se modifiquen, en función de los resultados obtenidos de un estudio económico del riesgo, en el que se tengan en cuenta el coste de las obras de desvío y el coste de los daños en la propia obra y aguas abajo.

4.4. Niveles de embalse y laminación en el embalse

El Art. 12º del Reglamento se refiere a los “Niveles de embalse”, y en él se detalla:

Artículo 12º -Niveles de embalse

“En fases de proyecto y explotación se definirán los niveles de embalse siguientes:

- a) Nivel Máximo Normal (NMN). Es el máximo nivel que puede alcanzar el agua del embalse en un régimen normal de explotación. Su valor se justificará en el Proyecto y en las normas de Explotación del embalse.
- b) Nivel para la Avenida de Proyecto (NAP). Es el máximo que se alcanza en el embalse, considerando su acción laminadora cuando recibe la avenida de proyecto.
- c) Nivel para la Avenida Extrema (NAE). Es el máximo nivel que se alcanza en el embalse si se produce la avenida extrema, habida cuenta la acción laminadora del mismo.”

El nivel máximo normal (NMN) es el máximo nivel de operación del embalse en situaciones de explotación normal. Se RECOMIENDA que las presas con compuertas este nivel se defina, en general, como el que pueda crear aguas abajo una avenida no superior a las de 50 años de período de retorno, en el caso de que estuvieran abiertas todas las compuertas. En casos especiales cuando exista un embalse aguas abajo, o cuando la capacidad del desagüe del cauce sea suficiente, y en las presas de las Categorías B y C, donde se justifique adecuadamente en las Normas de Explotación y Seguridad la imposibilidad de errores en la apertura de las compuertas, en valor anterior podrá aumentarse hasta 100 años de período de retorno.

Laminación en el embalse

Los criterios a adoptar para los estudios de propagación y laminación de las avenidas en el embalse, se deducirán de los estudios hidrológicos y de regulación, y en cada caso en particu-

lar se establecerán las reglas reales de operación del embalse, que servirán de base a los estudios de laminación del hidrograma de la avenida que entra en el embalse.

En general se RECOMIENDA adoptar las siguientes consideraciones :

- Nivel inicial del embalse: En los embalses de regulación el nivel inicial del embalse será el máximo de la operación normal del embalse, o sea su Nivel Máximo Normal (NMN). En los casos de usos múltiples en los que esté previsto un volumen de reserva permanente para la laminación de avenidas, el nivel establecido será el nivel inicial. En los casos en que las avenidas extremas tuvieran un carácter marcadamente estacional, podrán establecerse volúmenes de reserva estacionales y con suficiente amplitud con el fin de poder establecerse niveles estacionales para las diferentes avenidas. En los embalses de laminación de avenidas, el nivel inicial será el establecido en los estudios de laminación.
- Capacidad de los órganos de desagüe. Para el estudio de laminación de las avenidas se tendrán en cuenta la capacidad de los elementos de desagüe principales, aliviaderos principales, aliviaderos de emergencia, diques fusibles, desagües de medio fondo y de fondo, siempre que en todo caso esté asegurado su correcto funcionamiento en situaciones de avenida. En cuanto a las tomas y en particular a las tomas hidroeléctricas, en general no se considerará la contribución de las tomas de explotación, y en cada caso deberá de justificarse su fiabilidad y su funcionamiento en situaciones de avenida.
- Limitaciones de niveles en el embalse. Si existen prescripciones o limitaciones efectivas en los niveles de embalse, o en los remansos aguas arriba, deberán de tenerse en cuenta en los estudios de laminación.

4.5. Resguardos

El Art. 13º del Reglamento se refiere a los “Resguardos”, y en él se detalla:

“Artículo 13º -Resguardo

- 13.1. Se entiende por resguardo la diferencia entre el nivel de agua del embalse en una situación concreta y la coronación de la presa. A los efectos de definición del resguardo se entenderá como cota de coronación la más elevada de la estructura resistente del cuerpo de la presa.

De acuerdo con los niveles de embalse establecidos en el artículo 12º, se definen los resguardos para las dos situaciones principales del embalse:

- Resguardo Normal. Es el relativo al Nivel Máximo Normal (NMN). Este resguardo además de ser suficiente para el desagüe de las avenidas, será igual o superior a las sobreelevaciones producidas por los oleajes máximos, incluyendo los debidos a los efectos sísmicos.
- Resguardo mínimo. Es el relativo al Nivel de la Avenida de Proyecto (NAP). Este resguardo será igual o superior a las sobreelevaciones producidas por los oleajes en situaciones de avenidas, y para su determinación se tendrá en cuenta el desagüe de la avenida extrema.

Para la determinación de estos resguardos se considerarán los asientos presumibles debidos a fenómenos sísmicos u otras causas de carácter extraordinario.

13.2. Para la avenida extrema se tolerará un agotamiento parcial o total del resguardo, con las siguientes condiciones:

- En las presas de materiales sueltos salvo que estén proyectadas específicamente para ello, no se admitirán vertidos sobre coronación, teniendo en cuenta el oleaje producido por los vientos.
- En las presas de hormigón de Categoría A sólo se admitirán vertidos accidentales por oleaje. En las Categorías B y C se podrá justificar la posibilidad de vertidos superiores.”

Se RECOMIENDA que el resguardo normal sea igual o superior a las sobreelevaciones de nivel del embalse producidos por los efectos de los oleajes máximos, y sobreelevaciones y asientos debidos a fenómenos sísmicos, además de los posibles asientos debidos a las consolidaciones de las cimentaciones y de los materiales de las presas de materiales sueltos. También se tendrá en cuenta, en su caso, el posible efecto sobre los niveles normales de los deslizamientos potenciales de las laderas del embalse.

El resguardo mínimo será igual o superior a las sobreelevaciones del nivel de embalse producidos por los efectos del oleaje en situaciones de avenida, y también a las sobreelevaciones debidas a asientos y posibles deslizamientos en situaciones de avenidas. Mediante este resguardo el embalse y la presa deben de ser capaces además de laminar y desaguar la avenida extrema. Se RECOMIENDA que en las presas de la categoría A, estos resguardos sean como mínimo de 0,5 m a 1 m en presas de hormigón, y de 2 a 3 m en presas de materiales sueltos. No se tomará en consideración la existencia de parapetos.

Según el Reglamento, para la avenida extrema en las Presas de Hormigón se admiten vertidos accidentales por oleaje en las Presas de la Categoría A, y superiores para las de categorías B y C.

Se RECOMIENDA que el vertido sobre coronación en las presas de hormigón sea el correspondiente a láminas y caudales relativamente pequeños y durante cortos períodos de tiempo, justificando en todo caso que dicho vertido no ha de producir daños importantes a la presa o su cimentación, y no se ponga en riesgo la seguridad de la presa. Igualmente se RECOMIENDA el no permitir el vertido sobre coronación en las presas de materiales sueltos, salvo en pequeñas estructuras que hayan sido expresamente diseñadas para ello, y tras estudios y modelos que permitan asegurar el correcto funcionamiento estructural e hidráulico de la presa.

REFERENCIAS

1. BERGA, L. "Dams in river flood hazard reduction". En "Reservoirs in River Bassin Development". L.Santbergen, C.J. Van Westen (EDS). pp 119-118. A.A.Balkema. Rotterdam 1995.
2. ICOLD. "Dam break flood analysis". Provisional Report. Subcommittee on "Analysis of dam-break flooding and related parametres normally assumed". Icold 1995.
3. ICOLD. "Dam Safety Guidelines". Bull 59. Paris. 1987.
4. BERGA, L. "Avenidas y Presas: Tendencias actuales". Terceras Jornadas Españolas de Presas. Ed. L.Berga. pp. 1-50. Barcelona 1990.
5. ICOLD. "Lessons from dam incidents". Icold. París. 1974.
6. USCOLD. "Lessons from dam incidents. USA". American Society of Civil Engineers. New York. 1975.
7. GOUBET, A. "Risques associés aux barrages". La Houille Blanche, 8, 475-489. 1979.
8. ICOLD. "Deterioration of dams and reservoirs". Icold. París. 1983.
9. LAGINHA, J., ANDRADE, J. "Failures of dams due to overtopping". En: Safety of dams, J. Laginha Serafin (Ed), pp. 3-8. A.A.Balkema. Rotterdam. 1984.

10. LEBRETON, A. "Les ruptures et accidents graves de barrages de 1964 à 1983". La Houille Blanche. 6, 529-544. 1985.
11. ASCE "Lessons learned from design, construction and performance of hydraulic structures". American Society of Civil Engineers. New York. 1986.
12. USCOLD. "Lessons from dam incidents. USA- II". American Society of Civil Engineers. New York. 1988.
13. LAGINHA, J., COUTINHO-RODRIGUES, J.M. "Statistics of dam failures: a preliminary report". Water Power and dam Construction. April. 30-34. 1989.
14. ICOLD. "Dam Failures. Statistical analysis". Ad hoc Committee on statistical interpretation of failures of dams". Icold. Bull. nº 99. París 1995.
15. BERGA, L. "Hydrological safety of existing embankment dams and RCC for overtopping protection" Procc. of the Internal. Symposium on Roller Compacted Concrete Dams. Spanish National Committee on Large Dams. Santander. Vol 1, 639-652. 1995.
16. CASAL, E. "El mundo de las grandes presas. Constataciones i consideraciones de la actualidad". Revista de Obras Públicas. Mayo, 225-275. 1961.
17. GÓMEZ NAVARRO, J.L., ARACIL, J.J., DEL CAMPO, A. "Saltos de Agua y Presas de Embalse". Tomo II. Cap. LXIII. Rotura de Presas. Tipografía Artística. Madrid 1964.
18. GÓMEZ LAA, G., ALONSO FRANCO, M., ROMERO HERNÁNDEZ, J.L. "Reflections on some incidents in Spanish dams". 13 th. Congress of International Commission on Large Dams. R47 Q49. New Delhi. 1979.
19. BERGA, L. "Estudio de la determinación de la avenida de proyecto en grandes presas". Memoria del trabajo de Investigación de la "Comissió Interdepartamental de recerca i Innovació Tecnològica". Barcelona, 1988.
20. ICOLD. "4 th Congress on Large Dams". Q.12. New Delhi. 1951.
21. ICOLD. "9 th Congress on Large Dams". Q.33. Istanbul. 1967.
22. ICOLD. "11 th Congress on Large Dams". Q.41. Madrid. 1973.
23. ICOLD. "13 th Congress on Large Dams". Q.50. New Delhi. 1979.

24. ICOLD. "14 th Congress on Large Dams". Q.52. Rio de Janeiro. 1982.
25. ICOLD. "15 th Congress on Large Dams". Q.59. Lausanne. 1985.
26. ICOLD. "16 th Congress on Large Dams". Q.63. San Francisco. 1988.
27. BOUVARD, M. "Design flood and operational flood Control". GR.Q.63.16 th Congress on Large Dams. San Francisco.1988.
28. VERCON, M. "Flood control and energy control during construction and after completion." 11 th International Congress on Large Dams. GR.Q.41. Madrid. 1973.
29. COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS. "Criterios y prácticas usuales para el proyecto de presas". Dirección General de Obras Hidráulicas del MOPU. 1982.
30. ICOLD. "Dam Design Criteria. The philosophy of their selection". Bulletin 61. Icold Paris. 1988.
31. BERGA, L. "New Trends in design flood assessment". Symposium "Dams and extreme floods". Icold. Granada. 1992.
32. NATIONAL RESOURCES COMMITTEE. "Low dams. A manual of design for small dams" Washington DC: 1938.
33. CREAGER, W.P., JUSTIN, J.D., HINDS, J. "Engineering for dams". Vol.1. General Design. John Wiley. New York 1945.
34. BANKS, J., HARVEY, O. "Hydrology of spillway design: Introduction". Journal of hydraulics division, 90, 235-247, 1964.
35. USCOLD. "Survey: Criteria and practices utilized in determining the required capacity of spillways" Uscold. Boston. 1970.
36. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE ARMY. "Recommended guidelines for safety inspection of dams". Office of the Chief of Engineers. Washington, D.C. 1974.
37. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. "Engineer and design: National Program for inspection of non-federal dams". Washington, D.C. 1979.
38. NATIONAL RESEARCH COUNCIL. "Safety of dams. Flood and Earthquake Criteria". Washington. 1985.

39. THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. "Floods and reservoir safety". London, 1978.
40. GROUPE DE TRAVAIL DU COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES. "Determination des crues de projet". R.8. Q.41. 11 th Congress on Large Dams. Madrid 1973.
41. WANG, B.H. "Determination of design flood for spillways". R.39. Q.63 16 th Congress on Large Dams. San Francisco. 1988.
42. AUSTRALIAN NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS. "Guidelines on design floods for dam". Ancold. 1986.
43. NATIONAL RESEARCH COUNCIL CANADA. ASSOCIATE COMMITTEE ON HYDROLOGY. "Hydrology of Floods in Canada: A Guide to planning and design". 1990.
44. GOLE, C.V., KRISHNAMURTHY, K. "Evaluation and criteria for spillway design flood in adequacy in relation to safety of dams". R.50. Q.50. 13 th Congress on Large Dams. New Delhi. 1979.
45. SOUTH AFRICAN NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS. "SANCOLD Guidelines on Safety in relation to floods". Report nº4. 1991.
46. ICOLD. "Selection on design flood". Bulletin 82. Icold. Paris. 1992.
47. TAKASU, S., YAMAGUCHI, J. "Principle for selecting type of spillway for flood control dams in Japan". R.19. Q.63. 16 th Congress on Large Dams. San Francisco. 1988.
48. MINISTERIO DAS OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES E COMUNICACOES. "Regulamento de segurança des barragens". Lisboa. 1989.
49. BROZA, V., "Dimensionnement des evacuates de crues des barrages. Practique actuel, experiences d'exploitation. Idees nouvelles". R.42. Q.63. 16 th Congress on Large dams. San Francisco. 1988.
50. COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS. "Selección de la Avenida de Proyecto. Métodos actuales". Monografía nº 13. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. 1992.
51. BERGA, L. "Criteria for design flood assessment" International Symposium on Rese-

- ach and Development in the field of dams. Swiss National Committee on Large Dams. Icold. Crans-Montana. Proceedings, Vol 1, 607-618, 1995.
52. AHMAD, M.I. "Application of statistical methods to flood frequency analysis". Thesis pres. in fulfillment of Ph. D. degree. Univ. of St. Andrews. Scotland, 169 pp. 1988.
 53. BOUGHTON, W.C. "A frequency distribution for annual floods". Water Resour. Res. 16 (2), 347-354, 1980.
 54. ETOH, A. MUROTA A. AND NAKANISHI M. "SQRT-exponential type distribution of maximum". Proceedings of the International Symposium on "Flood frequency and risk analysis". pp. 14-17. May. Louisiana State University. Baton Rouge. U.S.A. 1986.
 55. HOUGHTON, J.C. "Birth of a parent: The Wakeby distribution for modelling flood flows". Water Resources Res. 14 (6), 1105-1109, 1978.
 56. GUMBEL, E. J. "The return period of flood flows". Ann. Math. Statist. 12(2), 163-190, 1941.
 57. FRANCÉS, F. "Utilización de la información histórica en el análisis regional de Avenidas". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. 1991.
 58. FERRER, F.J. "Análisis estadístico de caudales de avenidas" M26. Cedex. Madrid 1992.
 59. FERRER, F.J. "Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas". Cedex 1993.
 60. TEMEZ, J.R. "Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales". Dirección General de Carreteras. MOPU. Madrid 1987.
 61. MOPU "Instrucción 5.2- IC. Drenaje Superficial". Dirección General de Carreteras. Madrid. 1990.
 62. TEMEZ, J.R. "Extended and improved rational method. Version of the highways Administration of Spain". Proc. XXIV AIHR Congress Vol A, 33-40, 1991. Madrid.
 63. CHOW, V.T. "Handbook of applied hydrology". Mc.Graw-Hill. New York. 1964.
 64. LINSLEY, R.K., KOHLER, M., PAULHUS, C. "Hidrología para ingenieros". Ediciones Castillo S.A. Madrid. 1967.

65. NERC, "Flood Studies Report". National Environment Research Council. Institute of Hydrology. Wallingford. 1975.
66. CIRIANI, T.A., MAIONE, U., WALLIS, J.R. "Mathematical models for surface water hydrology". John Wiley and Sons. 1977.
67. CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS "Manual de Hidrología". R. Heras. (Ed) Madrid. 1972.
68. WILSON, E.M. "Engineering Hydrology". Mc.Millan. London. 1983.
69. CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R., MAYS, L.W. "Applied hydrology". Mc Graw-Hill. New York. 1988.
70. SHAW, E.M. "Hydrology in practice". Chapman and Hall. London. 1988.
71. PONCE, V.M. "Engineering hydrology. Principles and practices". Prentice hall. New Jersey. 1989.
72. CUDWORTH, A. "Flood hydrology manual". Bureau of Reclamation. U.S. Department of the Interior. Denver. Colorado. 1989.
73. GEOLOGICAL SURVEY. "Status of surface-water modeling in the U.S. Geological Survey". Geological Survey Circular nº 809. Arlington. 1979.
74. HEC. HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER. "Computer Program Catalog." Davis. California. 1980.
75. HEC "Unit hydrograph and loss rate optimization: computer program". 23-J2-L211. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers. Davis. California. 1966.
76. HEC. "Hydrograph analysis". vol.4 Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers. Davis. California. 1973.
77. HEC "HEC-1. Flood Hydrograph Package: users manual". Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers. Davis. California. 1981.
78. HEC "HEC-1. Flood hydrograph package. Users and programmers Manuals". Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers. HEC Program 723-X6-LZ010.1973.

79. SCS "National Engineering Handbook". Section 4, Hydrology. U. S. Soil Conservation Service. U.S. Department of Agriculture. Washington D.C. 1972.
80. U.S. Enviromental Proteccion Agency. "Stormwater management model" EPA 600/18-77-014. Washington D.C.. 1977.
81. TERSTRIEP, M.L., STALL, J.B. "ILLUDAS" Bull 58. Illinois State Water Survey Urbana. Illinois. 1974.
82. JONCH-CLAUSEN, T. "SHE. Systeme hydrologique Europeén. A short description" Danish Hydraulic Institute. 1979.
83. DANISH HYDRAULIC INSTITUTE "Introduction to the SHE, European Hydrologic System". Danish Hydraulic Institute. 1985.
84. DUBAN, D., MICHEL, C., GARROS, H., ASTIER, J., "Evaluation des crues extremes et de la crue de project par la méthode du gradex". CIGB, 16 congrés de San Francisco. vol. IV pp.1009-1047. Quesiton 63 R60. 1988.
85. COMITE FRANCAIS DES GRANDS BARRAGES. "Les crues de project des barrages: Methode du gradex". CFGB. Paris. 1994.
86. LABORATOIRE D'HYDRAULIQUE DE FRANCE. LHF. "Systeme de previsions hydrologiques". SPH. Grenoble. 1992.

ANEJO

MÉTODOS DE CÁLCULO DE AVENIDAS

ÍNDICE

1. MÉTODOS BASADOS EN DATOS DE CAUDALES	71
1. 1. Métodos históricos	71
1. 2. Métodos empíricos	72
1.2.1. Caudal punta y caudal medio diario	73
1.2.2. Correlación de cuencas	74
1. 3. Curvas envolventes	74
1. 4. Métodos estadísticos	75
1.4.1. Introducción	75
1.4.2. Elección del modelo y de las leyes de probabilidad	77
1.4.3. Utilización de referencias históricas en la estimación de cuantiles	83
1.4.4. Método de estimación de cuantiles	83
1.4.4.1. Datos locales	83
1.4.4.2. Datos locales y regionales	84
1.4.4.3. Datos regionales con ausencia de datos locales	86
 2. MÉTODOS BASADOS EN DATOS DE LLUVIAS (MÉTODOS HIDROMETEOROLÓGICOS)	 87
2.1. Análisis de lluvias	87
2.1.1. Determinación de la lluvia en una estación pluviométrica	87
2.1.1.1. Leyes Estadísticas	87
2.1.1.2. Leyes de altura de precipitación-superficie-duración	88
2.1.1.3. Leyes de intensidad-duración-frecuencia	89
2.1.1.4. Leyes de distribución temporal de la lluvia de diseño	90
2.1.1.5. Métodos de análisis de la estructura temporal	93
2.1.2. Estructura espacial de las precipitaciones de diseño	94
2.1.2.1. Objetivo	94
2.1.2.2. Metodología	94
2.1.2.2.1. Cuenca y clima	94
2.1.2.2.2. Red de estaciones de medida	94
2.1.2.2.3. Series de datos de precipitación	95
2.1.2.2.4. Análisis cualitativo de la precipitación	95
2.1.2.2.5. Análisis cuantitativo de la precipitación	96
2.1.2.2.6. Modelo de precipitación media	96
2.1.2.2.7. Modelo de desviación típica de la precipitación	97
2.1.2.3. Análisis de los residuos	98
2.1.2.4. Consideraciones generales	99
2.1.3. Métodos de interpolación espacial de la precipitación diaria máxima anual	99
2.1.4. Otros métodos PMP	101

2.2. Transformación lluvia-escorrentía	101
2.2.1. Introducción	101
2.2.2. Modelos de pérdidas (lluvia neta)	102
2.2.2.1. Infiltración	102
2.2.2.2. Modelo conceptual completo de la infiltración	102
2.2.2.3. Modelos conceptuales simplificados de la infiltración	104
2.2.2.4. Evaluación de pérdidas a partir de las ecuaciones de infiltración	108
2.2.3. Modelos de respuesta de la cuenca	109
2.2.3.1. Modelos distribuidos	111
2.2.3.2. Comportamiento teórico de una cuenca	112
2.2.3.3. Modelos integrales	112
2.2.3.3.1. El hidrograma unitario (UH)	112
2.2.3.3.2. El hidrograma unitario (UH) de un episodio genérico	113
2.2.3.3.3. Hidrogramas unitarios sintéticos (SIUH)	114
2.2.3.3.4. Transposición de hidrogramas unitarios	120
2.2.3.4. Modelos estocásticos lluvia-escorrentía	123
2.2.4. Modelos de transporte	123

REFERENCIAS	127
--------------------	------------

Figuras

1. Curvas altura de precipitación-superficie-duración para transformar la lluvia puntual en lluvia media sobre una superficie.
2. Evolución de la infiltración según la ecuación de Horton, que presenta tres parámetros: f_0 , f_c , K .
3. Variables del SCS: pérdidas iniciales (I_a), lluvia eficaz (P_e), pérdidas continuadas (F_a).
4. Tiempos y caudales unitarios característicos del hidrograma unitario.
5. Hidrogramas unitarios triangular simétrico y asimétrico.
6. Hidrogramas unitarios poligonal y por puntos.
7. Hidrogramas unitarios de distribución tipo gamma y de doble curva de recesión.

Tablas

1. Valores de los parámetros de la relación $Q_{ci} - Q_c$.
2. Funciones de densidad " $f(Q)$ " y de distribución " $F(Q)$ " usadas en los métodos de estimación de avenidas.
3. Relaciones empíricas entre las características de las precipitaciones.
4. Métodos de interpolación espacial de la precipitación diaria máxima anual.
5. Ecuaciones para calcular la infiltración y el tiempo de espera.
6. SUH del U.S. S.C.S.
7. Definición de los parámetros del SUH según diversos autores.

1. MÉTODOS BASADOS EN DATOS DE CAUDALES.

1.1. Métodos históricos

Antes de disponer de datos sistemáticos de registros de avenidas y de los actuales métodos analíticos, se utilizaba el estudio histórico de los niveles excepcionales que el agua había alcanzado en algún punto representativo o en diversos tramos de los ríos.

El incremento en la utilización de los métodos analíticos (1), basados en series de registros medidos en puntos especialmente preparados y, por tanto, con una fiabilidad permanente y una documentación amplia; así como la dificultad que tienen algunos métodos para introducir valores cualitativos (2), con un alto grado de incertidumbre, han provocado que, incluso hoy en día, se mantenga infrautilizada la documentación histórica, lo que da lugar a que las evaluaciones del nivel que pueden alcanzar las aguas estén basadas en métodos con una cierta precisión numérica, pero que se apoyan en series de datos que cubren con dificultad el centenar de años, salvo algunas excepciones (3,4).

Como consecuencia de este gran desarrollo de la hidrología analítica las avenidas históricas no son normalmente tenidas en cuenta en los métodos de determinación de las avenidas en grandes presas. Sin embargo los estudios históricos pueden, en numerosas ocasiones completar y alargar la serie de datos para la aplicación de los métodos analíticos.

La hidrología de avenidas históricas puede definirse como el estudio de las avenidas anteriores a las mediciones directas y sistemáticas mediante los procedimientos hidrológicos modernos. El objetivo principal de los métodos históricos es obtener datos cualitativos y/o cuantitativos de caudales de avenidas, para así completar y obtener series más largas de datos de avenidas extremas de tal forma que se pueda aumentar la fiabilidad de los métodos probabilísticos, y además comprobar los valores históricos con los resultados obtenidos mediante otros métodos analíticos (5).

Los datos básicos que se necesitan son los niveles alcanzados por las aguas durante las avenidas históricas. Para ello deben de realizarse estudios de marcas en diversos tramos y estructuras fluviales, así como encuestas, investigación de archivos, etc.. Después debe de transformarse la información sobre los calados en los valores de los caudales de las avenidas extremas mediante cálculos hidráulicos (extrapolación de la curva de gasto, régimen uniforme en la sección o régimen gradualmente variado en tramos de río). Esta transformación debe de ejecutarse con mucha precaución ya que constituye un paso muy importante para dar fiabilidad a los datos de caudales históricos.

Las limitaciones básicas del método son entre otras la incertidumbre derivada de las variaciones que sufre el lecho del cauce tanto en las secciones transversales como en las

pendientes longitudinales y, en general, de la posibilidad de que las condiciones hidráulicas del río puedan haberse alterado notablemente en un periodo de varios siglos. En el transcurso de los sucesos de avenidas en zonas de carácter aluvial se pueden producir importantes erosiones modificando su comportamiento hidráulico. Hay que tener en cuenta las obras fluviales y las nuevas construcciones que pudieran alterar el comportamiento del desagüe. Todas estas incertidumbres sobre la evolución del cauce, revelan la importancia de estudiar las avenidas históricas en zonas donde haya relativa certeza sobre la invariabilidad del curso del río y la de cada una de sus secciones transversales a lo largo de períodos históricos, tal es el caso de las zonas rocosas, los viejos puentes construidos sobre roca, ciudades con antiguas protecciones hidráulicas, presas antiguas, etc. (6).

Otros aspectos de los métodos históricos son los relativos al estudio de las paleoavenidas, que se basan en la geomorfología y sedimentología fluvial, de forma que mediante el estudio de la estratificación de los sedimentos, su granulometría y datación pueden obtenerse diversos intervalos de recurrencia de avenidas históricas (7, 8, 9).

A la dificultad de obtener la suficiente documentación sobre los efectos de los episodios históricos, se añade, la necesidad de tener un conocimiento aproximado de las condiciones de la cuenca, del cauce y del clima en que se dió cada suceso, para poder comparar dicha documentación con los datos y con los efectos que se produciría en ese punto en las condiciones actuales (10, 11, 12, 13, 14, 15, 16).

En la actualidad, tal como describiremos en el capítulo de los métodos estadísticos, se reconoce la importancia que tiene el análisis de los episodios históricos para la determinación de los niveles extremos que puede alcanzar la lámina de agua (17, 18, 19, 20), así como las limitaciones que tienen los actuales métodos estadísticos para evaluar las características de los fenómenos extremos a partir de series cortas de datos. De esta manera se han desarrollado metodologías para incorporar los datos históricos a las series hidrológicas tanto locales como regionales, con la finalidad de aumentar la fiabilidad (21, 22, 23).

Así pues, los métodos históricos, aunque han sido olvidados en numerosas ocasiones para el cálculo de avenidas extremas en grandes presas, constituyen una herramienta muy importante para aumentar la confianza en la extrapolación estadística, claro está, en los casos en que se disponga de suficiente información histórica y los datos de los caudales históricos sean relativamente fiables.

1.2. Métodos empíricos

Los métodos empíricos provienen, en general, del resultado del análisis de una zona considerada homogénea hidrológicamente, al que se le ha aproximado mediante un proceso de ajuste, una expresión matemática más o menos sencilla y con una cierta interpretación física

que, permite interpolar los resultados del análisis a todos los puntos del interior de la zona en estudio.

La sencillez de aplicación con que se generan estas expresiones ha dado pie a la utilización abusiva e inadecuada en cuencas con características diferentes a las que se ajustó cada expresión concreta.

Existe un gran número de fórmulas empíricas para la determinación de avenidas (24, 25, 26) y en general se pueden clasificar según los tres grupos siguientes:

1. Fórmulas en las que el caudal es únicamente función del area de la cuenca: $Q = aA^n$.
2. Fórmulas en las que el caudal es función del área de la cuenca y de sus características topográficas y meteorológicas: $Q = f(A, P, I_p, \dots)$.
3. Fórmulas en las que además interviene el período de retorno: $Q_T = f(A, T, \dots)$.

En España se utilizaron hace bastantes años, las fórmulas empíricas para el cálculo de los caudales de avenida, y entre ellas cabe citar las de González Quijano, Zapata, Creager, Heras, Temez y Gete-Oncins (27, 28, 29, 30).

1.2.1. Caudal punta y caudal medio diario

En algunas secciones de control de los ríos, se conoce un valor representativo del caudal medio diario máximo anual (Q_c , m^3/s), normalmente para los primeros años de la serie, pero no se dispone del caudal instantáneo máximo anual o caudal punta (Q_{ci} , m^3/s).

Para trabajar con la mayor cantidad de datos disponibles, diversos autores han investigado las relaciones promedias entre esos valores. La superficie de la cuenca influye en esta relación, puesto que, a igualdad del resto de características, a menor tamaño de cuenca, mayor es la diferencia entre los dos valores. En general las expresiones utilizadas tienen la forma:

$$Q_{ci} = \left(1 + \left(\frac{A_1 a_1}{A} \right) \right) \cdot Q_c$$

Tabla 1. Valores de los parámetros de la relación $Q_{ci} - Q_c$

	A_1 (km^2)	a_1
Fuller	26	0,3
Gete-Oncins	373	0,3

Sin embargo en cada caso particular es necesario estudiar, si existe, una correlación entre los caudales medios diarios y los instantáneos, a fin de poder ampliar la serie de caudales máximos anuales instantáneos.

1.2.2. Correlación de cuencas

La aplicación de las expresiones empíricas permite la interpolación y, con limitaciones, pequeñas extrapolaciones, de las series de caudales de unos puntos a otros, siempre teniendo en cuenta el carácter aproximativo de la transposición.

Las características con mayor influencia en la respuesta de una cuenca hidrográfica a nivel regional son la superficie de la cuenca vertiente y la climatología de la zona, representada por su precipitación anual, por ello las expresiones de correlación más utilizadas tienen la forma:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \left(\frac{P_1}{P_2}\right)^{a_1} \cdot \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^{a_2}$$

donde	Q_i	Caudal de diseño circulante en el punto "i" (i=1,2).
	P_i	Precipitación anual media en la cuenca que drena al punto "i" (i=1,2).
	A_i	Superficie de la cuenca que drena al punto "i" (i=1,2).
	a_1	Exponente a ajustar: $a_1 = 0$ (tipo Myer), $a_1 = 1$ (tipo Temez).
	a_2	Exponente a ajustar: $1/2 < a_2 < 3/4$ normalmente.

Como ya hemos señalado, la principal ventaja de los métodos empíricos es su sencillez, pero la simple observación del proceso de formación y propagación de las avenidas permite comprender el carácter aproximado de esta metodología, por lo que en la actualidad los valores obtenidos por métodos empíricos deben considerarse únicamente como órdenes de magnitud, y el cálculo de las avenidas de proyecto y extremas debe de realizarse utilizando otros métodos. Además, nunca deben utilizarse fuera de los dominios en los que fueron deducidos.

1.3. Curvas envolventes

Una de las metodologías para resumir los valores de los caudales de avenida obtenidos mediante métodos empíricos, probabilistas o determinísticos a escala regional es el de las curvas envolventes.

En este método se dibujan los valores de los caudales máximos de las avenidas obtenidos en una región homogénea en relación con la superficie de la cuenca y se traza la curva envolvente. Similar proceso puede hacerse con los valores para diferentes períodos de retorno, o los referentes a caudales específicos.

Tras un análisis a nivel mundial Francou y Rodier (31, 32, 33) obtuvieron la siguiente fórmula:

$$\frac{Q_{ci}}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

donde

- A_0 Superficie total de la Tierra que experimenta precipitación, incluyen los lagos, pero se excluyen desiertos y zonas heladas (10^8 km^2).
- Q_{ci} Envolvente mundial de los caudales instantáneos máximos anuales (m^3/s).
- Q_0 Aportación media anual de los ríos que drenan la superficie A_0 ($10^6 \text{ m}^3/\text{s}$).
- K Coeficiente regional, el valor de K varía en el mundo entre 0 y 6, de manera general, en función de diversos factores climáticos y geográficos.

La expresión de Francou Rodier es válida para superficies superiores a 100 km^2 (**zona de avenidas**), y en ella, en el gráfico $\log Q$ - $\log A$, las curvas K constante son rectas que se unen en el punto ($\log Q_0$, $\log A_0$), tomando una **envolvente a nivel mundial** con un valor de K de 6.5.

La metodología de obtención de caudales de avenidas mediante el empleo de las curvas envolventes es muy simple, pero deben de tenerse en cuenta los mismos comentarios hechos en el método de fórmulas empíricas. Solo son valores que deben considerarse como una referencia muy general.

1.4. Métodos estadísticos

1.4.1. Introducción

En los métodos estadísticos o probabilísticos se considera que el caudal es una variable aleatoria que está sujeta al análisis frecuencial y que por lo tanto puede ser estudiada mediante

diversas leyes estadísticas de fenómenos extremos. Para ello la población debe ser homogénea y estacionaria.

El valor de la variable aleatoria que corresponde a un **período de retorno** de **T** años viene dado por la probabilidad de ser superada en un año, según:

$$P(Q \geq Q_T) = 1/T$$

La probabilidad de que esa magnitud sea superada en **t** años será:

$$P(Q \geq Q_T) = 1 - (1 - 1/T)^t$$

Para conocer las propiedades estadísticas de una determinada variable aleatoria se estudia su distribución de frecuencias mediante el diagrama de barras de ocurrencias en cada intervalo del rango de valores de la variable, y los estadísticos principales: **moda** o valor de mayor frecuencia absoluta, **media** o valor promedio, **desviación estándar** o grado de dispersión alrededor de los valores centrales y el **coeficiente de variación** o cociente entre la desviación estándar y la media. En algunos casos se utiliza el **coeficiente de sesgo** como momento de tercer orden representativo del grado de asimetría de los datos respecto de la media.

Hay que tener en cuenta, antes de iniciar el tratamiento de los datos que pueden estar afectados de errores, tanto instrumentales como humanos y ambientales. Estos errores deben de corregirse adecuadamente y pueden clasificarse en dos grupos:

1. **Errores accidentales.** Habitualmente son debidos al observador y a veces a la incertidumbre del instrumento de medida y a las condiciones ambientales. Se caracterizan por su carácter arbitrario.
2. **Errores sistemáticos.** No presentan carácter totalmente arbitrario, sino que pueden ser consecuencia de una causa que origine cierta tendencia en los datos, o variar de alguna manera regular, produciendo incluso periodicidades.

El análisis de frecuencias parte, en la mayoría de los casos, de la hipótesis de independencia de las series de la variable considerada y de distribución idéntica de las diversas series. La existencia de correlación entre series o de tendencias internas limita o invalida el análisis.

El resultado del análisis frecuencial se suele simplificar a las relaciones caudal-período de retorno (estimación de cuantiles), sin embargo, debido a que algunas estimaciones precisan una extrapolación estadística notable, es recomendable en cada caso intentar cuantificar el error de la estimación (34, 35) y analizar los intervalos de confianza.

La mayoría de los estudios de frecuencias tienen por objetivo definir la variable **caudal extremo**, sin embargo, en muchos casos las variables **volumen** y **duración de la avenida** son igualmente necesarias, aunque en la mayoría de las ocasiones esto no es posible debido a la inexistencia de datos básicos.

La aplicación del análisis frecuencial a cada caso concreto requiere el concurso de un hidrólogo experto y utilizar el conocimiento de la región, la familiaridad con su comportamiento hidrológico, con la calidad de los datos hidrológicos disponibles, los factores causantes de las riadas, los elementos naturales o artificiales que las controlan, la experiencia en las distribuciones aplicadas en análisis frecuencial en la región y el sistema de ajuste de parámetros asociado.

El principal problema estadístico de la modelación basada en el análisis frecuencial, es la selección de la función de distribución para los caudales de avenidas, asociado con la selección del procedimiento de estimación de los parámetros del modelo.

1.4.2. Elección del modelo y de las leyes de probabilidad

Las **series de duración completa** (SDC) consideran todos los datos asequibles y de ellas se seleccionan aquellos valores que tienen mayor utilidad en la determinación de valor de diseño.

En general se utilizan dos criterios de selección:

- Las **series de duración parcial** (SDP) consisten en la agrupación de todos los valores superiores a un umbral.
- Las **series de valores extremos** (SVE) incluyen los valores máximos que se producen durante el intervalo de tiempo prefijado, normalmente se utiliza el intervalo anual, obteniendo las **series de caudales máximos anuales**, que son los que se van a desarrollar en este capítulo.

En la tabla nº 2 se muestran las leyes de extremos que se pueden utilizar para la estimación de avenidas para diferentes períodos de retorno, dándose sus funciones de densidad o de distribución y el número de parámetros de cada modelo.

El objetivo de esta guía no es el describir de forma detallada los procesos relativos al cálculo y aplicación de cada uno de los modelos, por lo que se remite al lector a los textos especializados y a las referencias que se dan en la bibliografía (36, 37, 38, 39). Por ello, sólo se van a desarrollar las principales características de las leyes de extremos que pueden ser más utilizadas en nuestro país en la estimación de avenidas extremas, sin que ello represente ningún impedimento para la aplicación de cualquiera de las leyes indicadas en la tabla nº 2.

Tabla 2. Funciones de densidad “f(Q)” y de distribución “F(Q)” usadas en los métodos de estimación de avenidas.

Distribución	N	Abrev.	Expresión	Condiciones	Referencias	Observaciones
Valor extremo tipo I Gumbel	2	EV1	$F(Q) = \exp(-\exp(-(Q-u)/a))$ $u = Q_m - 0.45 \cdot Q_s$ moda, $a = (\sqrt{6}) \cdot Q_s / \Pi$ dispersión	$a > 0 \quad -\infty < Q < \infty$	Gumbel. 1941 (50)	GEV cuando $b \rightarrow 0$
Valor extremo tipo II	2	EV2	$F(Q) = \exp(-((u-e)/(Q-e))^b)$	$b > 0 \quad 0 \leq e < u \quad e < Q$		$z = \log Q$
----- Log Gumbel	2	LG	$F(Q) = \exp(-\exp(-(\log Q - b)/a))$	$a > 0 \quad -\infty < \log Q < \infty$		a dispersión z b moda de z
Gamma	2	Gm	$f(Q) = (Q/a)^{b-1} \cdot \exp(-Q/a) / (\Gamma(b))$ $a = Q_s/Q_m, \quad b = Q_m^2/Q_s$	$0 < Q \quad a > 0$	Moran. 1957 (41)	P3 cuando $m=0$
Exponencial	2	EXP	$f(Q) = (1/a) \cdot \exp(-(Q-m)/a) \quad a = Q_m, \quad a^2 = Q_s$	$m \leq Q$ límite inferior		si $b=1$. P3 y Wb
Lognormal de 2 parámetros	2	LN2	$f(Q) = \exp(-((\log Q - b)/a)^2/2) / ((\sqrt{2 \cdot \Pi}) \cdot a \cdot Q), \quad z = \log Q$	$0 < Q, \quad b$ media z, a desv. tip. z	Hazen. 1914 (37)	LN3 cuando $m=0$
Valor extremo general	3	GEV	$F(Q) = \exp(-(1-b((Q-u)/a)^{1/b}))$	$a > 0 \quad u+a/b \leq Q < \infty \quad b < 0$	Jenkinson. 1955 (40) Jenkinson. 1959 (42)	
Pearson tipo 3 o Gamma de 3 parámetros	3	P3	$f(Q) = ((Q-m)/a)^{b-1} \cdot \exp(-(Q-m)/a) / (\Gamma(b))$	$m \leq Q$ límite inferior $a > 0$	Foster. 1924 (43)	
Weibull	3	Wb	$f(Q) = (b/a) \cdot ((Q-m)/a)^{b-1} \cdot \exp(-((Q-m)/a)^b)$	$m \leq Q$ límite inferior $a > 0$	Wu and Goodridge. 1976 (44)	u moda $a = u - m$
Lognormal de 3 parámetros	3	LN3	$f(Q) = \exp(-((\log(Q-m)-b)/a)^2/2) / ((\sqrt{2 \cdot \Pi}) \cdot a \cdot (Q-m))$	$z = \log(Q-m), \quad b$ media z, a d. tip z	Hazen. 1914 (37)	
Loglogística	3	LLG	$F(Q) = (1 + ((Q-m)/a)^{-1/b})^{-1}$	$m < Q \quad b > 0 \quad a > 0$	Ahmad et al. 1988 (45)	
Logística generalizada	3	GLG	$F(Q) = 1 / (1 + (1 - (Q-m) \cdot b/a)^{1/b})$ ----- $F(Q) = 1 / (1 + \exp(-(Q-m)/a))$	si $b \neq 0, \quad m+a/b < Q < \infty, \quad b < 0$ ----- si $b = 0 \quad -\infty < Q < \infty$	Ahmad. 1988 (46)	
Valor extremo de 2 componentes	4	TCEV	$F(Q) = \exp[-b_1 \cdot \exp(-Q/a_1) - b_2 \cdot \exp(-Q/a_2)]$	$Q > 0 \quad a_1 > 0 \quad a_2 > 0$	Rossi et al. 1984 (55)	Ajuste regional
Logpearson tipo 3	4	LP3	$f(Q) = ((\ln Q - \ln m)/a)^{b-1} \cdot \exp(-(\ln Q - \ln m)/a) / (Q \cdot a \cdot \Gamma(b))$	$\ln m \leq \ln Q < \infty, \quad m \leq Q < \infty, \quad a > 0$	USWRC. 1967. 1976. 1977. 1981 (56,57)	Ajuste por máxima verosimilitud
Boughton	4	BGHT	$(\ln Q - \ln m)/a = K = A + C / (\ln(-\ln(F)) - A)$	$-\infty < K < A$	Boughton. 1980 (47)	Forma implícita
Wakeby	5	WAK	$Q = m + a(1 - (1 - F(Q))^b) - c(1 - (1 - F(Q))^d)$	Base normal $N(0,1)$	Houghton. 1978 (49)	Forma implícita
SQRT-exponencial para máximos	2	SQRT-EV-max	$F(Q) = \exp(-b \cdot ((1 + \sqrt{a \cdot Q}))) \cdot \exp(-(\sqrt{a \cdot Q})))$	$Q \geq 0$	Etoh et al. 1986 (48)	

u parámetro de localización, relacionado con la media serial.
a parámetro de escala, relacionado con la desviación tipo serial.

b Parámetro de forma, relacionado con el coeficiente de asimetría.
m Límite inferior.

DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL.

La función de distribución de Gumbel o de valor extremo tipo I (50, 51, 52) surge al razonar que la precipitación diaria máxima anual o el caudal máximo anual, corresponden a una distribución límite del máximo de "n" valores de una variable aleatoria "P" ó "Q", cuando "n" alcanza valores elevados, pues representa el máximo de un gran número de precipitaciones o caudales en un año. Así se deducen las siguientes funciones de densidad y de distribución:

$$F(Q) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{Q-u}{a}\right)\right) \quad \text{donde} \quad a > 0$$

$$f(Q) = \frac{1}{a} \cdot \exp\left(-\frac{Q-u}{a} - \exp\left(-\frac{Q-u}{a}\right)\right) \quad \text{donde} \quad -\infty < Q < \infty$$

Los parámetros "a" y "u" se estiman a partir de los valores de la variable "Q". Se demuestra que "u" es la moda de la serie de observaciones y que "a" es una medida de la dispersión, llegándose a las siguientes aproximaciones:

$$Q_m \approx u + \gamma \cdot a \quad \text{media}$$

$$Q_s \approx \frac{\pi \cdot a}{\sqrt{6}} \approx 1.282 \cdot a \quad \text{desviación típica}$$

$$C_s \approx 1.1396 > 0 \quad \text{coeficiente de asimetría}$$

donde γ es la constante de Euler ($\gamma \approx 0.5772$).

De las expresiones anteriores se obtienen los parámetros "a" y "u" en función de los momentos de primer y segundo orden:

$$a \approx \sqrt{(6)} \cdot Q_s / \pi \approx 0.7797 \cdot Q_s \quad ; \quad u \approx Q_m - 0.450 \cdot Q_s$$

$$Q_T \approx u + a \cdot Y_T \quad ; \quad Q_T \approx Q_m + Q_s \cdot \left(\frac{Y_T - Y_n}{S_n} \right)$$

$Y_T = \ln(\ln(T/(T-1)))$ variable reducida

$Y_n \approx 0.5771$ Media de la variable reducida para una serie de "n" años (oscila entre 0.49 y 0.58, mayor cuanto mayor es "n").

$S_n \approx 1.2825$ Desviación típica de la variable reducida para una serie de "n" años (oscila entre 0.95 y 1.29, mayor cuanto mayor es "n").

DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON III.

La función de densidad Log-Pearson III es:

$$f(Q) = \frac{\exp(-(\ln Q - \ln m)/a)}{Q \cdot a \cdot \Gamma(b)} \cdot \left(\frac{\ln Q - \ln m}{a} \right)^{b-1}$$

donde

$\ln m$	Parámetro de situación ($\ln m = \ln Q_m + b \cdot \ln(1-a)$).
Q_m	Media de la serie de caudales extremos (m^3/s).
b	Parámetro de forma ($b = \ln(Q_s/Q_m - 1) / \ln((1-a)^2 / (1-2 \cdot a))$).
Q_s	Desviación típica de la serie de caudales extremos (m^3/s).
$\Gamma()$	Función gamma.
a	Parámetro de escala.

Para el cálculo de los parámetros se utiliza el método de mezcla de momentos (53, 54, 57), seleccionando la mezcla entre la media y la desviación típica de los datos reales "Q" y la media de su transformación logarítmica "Y = lnQ".

Cuando la variable "Q" con distribución Log-Pearson III tiene simetría positiva ($a > 0$, $c \leq y < \infty$, $\exp(c) \leq Q < \infty$), se puede obtener el parámetro de escala "a" mediante un proceso de aproximaciones sucesivas de las expresiones:

$$B = \ln\left(\frac{(1-a)^3}{1-3.a}\right) / \ln\left(\frac{(1-a)^2}{1-2.a}\right)$$

donde:

$$B = \ln\left(\frac{Q_c^2}{Q_m^2} - 1\right) / \ln\left(\frac{Q_s}{Q_m} - 1\right)$$

Q_c Coeficiente de asimetría de la serie de caudales extremos.

Y para los estadísticos de la transformación logarítmica:

Y_m Media ($Y_m = \ln m + b.a$).

Y_s Desviación típica ($Y_s^2 = b.a^2$).

Y_c Coeficiente de asimetría ($Y_c = 2/\sqrt{b}$).

DISTRIBUCIÓN TCEV.

La distribución TCEV de valores extremos de dos componentes (55) utiliza una distribución de 4 parámetros. Con el producto de dos distribuciones EV1 se considera la posible coexistencia de avenidas provocadas por dos mecanismos físicos distintos (poblaciones independientes distribuidas EV1) que dan lugar a observar avenidas anormalmente grandes que no son consistentes con las situaciones del resto de la serie.

Función de distribución:

$$F(Q) = \exp\left(-b_1 \cdot \exp\left(-\frac{Q^{-m_1}}{a_1}\right) - b_2 \cdot \exp\left(-\frac{Q^{-m_2}}{a_2}\right)\right)$$

La metodología propuesta por Rossi (55) sigue los siguientes pasos para determinar los parámetros a_1, b_1, a_2, b_2 :

1. Análisis de los datos y localización en cada estación de los **valores de excepción** que, respecto a la tendencia general, son demasiado grandes.
2. Los dos parámetros locales " a_{ij}, b_{ij} " se estiman a partir de los sucesos "ordinarios" en cada estación, sin considerar los valores de excepción, ajustando una distribución Gumbel (EV1).
3. Estandarizar las series en cada una de las estaciones de la región. La variable estandarizada " $Y^* = (Q - m_{ij})/a_{ij}$ " se distribuye de manera análoga a "Q", con los parámetros modificados:

$$a_1^* = 1, \quad b_1^* = 1, \quad a_2^* = a_2/a_{ij}, \quad b_2^* = b_2/b_{ij}^{(1/a_2^*)}$$

donde

m_{ij} media de los sucesos "ordinarios" de la estación "j" ($m_{ij} = a_{ij} \cdot \ln b_{ij}$).

4. Los restantes parámetros ($a_1^*, b_1^*, a_2^*, b_2^*$) se determinan incluyendo los sucesos "extraordinarios" y ajustando una distribución TCEV.

Se tiene en cuenta que, al incluir valores regionales extraordinarios, la estimación j-ésima de un total de M, proporciona N_j valores de Y^* y, si se asume estacionariedad espacial, se obtienen $L = \sum N_j$ valores de Y^* , que formarán una muestra aleatoria TCEV distribuida.

5. Obtención de los parámetros de la distribución TCEV local desestandarizando los regionales y asumiendo que $a_1^* = 1$ y $b_1^* = 1$.

$$b_1 = b_1^* \cdot b_{ij}^{1/a_1^*}, \quad a_1 = a_1^* \cdot a_{ij}, \quad b_2 = b_2^* \cdot b_{ij}^{1/a_2^*}, \quad a_2 = a_2^* \cdot a_{ij}$$

6. Habiendo estimado regionalmente los parámetros, los cuantiles de Y_T para la estación de medida "j-ésima" pueden ser obtenidos a través de:

$$Q_T = m_{ij} + a_{ij} \cdot Y_T^*$$

siendo:

a_{ij} desviación típica del proceso "ordinario" correspondiente a la localización "j".

m_{ij} media del proceso "ordinario" correspondiente a la localización "j".

1.4.3. Utilización de referencias históricas en la estimación de cuantiles

La evaluación de las avenidas de proyecto y extrema en grandes presas requiere la estimación de cuantiles (Q_T -T) para valores elevados del período de retorno, lo que da lugar a una importante extrapolación con respecto a la serie de registros sistemáticos.

Para aumentar la fiabilidad de estas estimaciones y en los casos que sea posible, es muy importante realizar estudios históricos de avenidas, para incorporar los datos históricos al análisis frecuencial (57).

La información histórica se puede clasificar en tres grandes grupos:

- **Información histórica binomial censurada.** Se refiere al número de avenidas que han superado un cierto umbral de percepción, es decir un cierto valor en su nivel o caudal.
- **Información histórica censurada (58).** Se refiere al número y valor del caudal de las avenidas que han superado un cierto umbral de percepción.
- **Información histórica sobre la avenida extrema (59).** Se refiere al valor máximo del caudal de avenida durante el período histórico analizado.

Estos datos históricos pueden incorporarse a los estudios de estimación de cuantiles mediante diversos métodos estadísticos, ya sea en estimaciones de carácter local o regional, mejorándose sensiblemente su fiabilidad (60, 61, 62). En general las ganancias estadísticas son significativas, y con los modelos usuales las mejoras son más importantes usando la información histórica binomial censurada o la censurada.

1.4.4. Método de estimación de cuantiles

1.4.4.1. Datos locales

Se refieren a los datos sistemáticos registrados en una estación de medida. Las series de máximos anuales son consideradas como una muestra aleatoria de una población de valores de caudales extremos con una función de probabilidad que depende de unos pocos parámetros.

Se elige una de las distribuciones de 2, 3 ó 4 parámetros indicadas anteriormente. Los parámetros usualmente se refieren a localización, escala y forma de la distribución y están relacionados con la media, desviación estándar y coeficientes de variación y de sesgo.

La estimación de los parámetros puede realizarse por varios métodos, entre los que cabe citar los siguientes:

- **Método de los momentos (MOM).** Los parámetros estadísticos se calculan mediante un sistema de ecuaciones que resulta de igualar la estimación de los momentos muestrales y los momentos de la población (63, 64).
- **Método de los momentos de probabilidad ponderada (MPP).** Se calculan unas funciones lineales (momentos ponderados probabilísticamente) a partir de los datos muestrales, y se igualan estas cantidades con las expresiones derivadas teóricamente de los parámetros de la distribución de manera análoga al uso de los momentos ordinarios (63, 65).
- **Método de los mínimos cuadrados (MQ).** Se calcula la curva de regresión y se obtienen los parámetros por mínimos cuadrados (63).
- **Método de la máxima verosimilitud (ML).** Se determinan los parámetros que hacen máxima la probabilidad de obtener la muestra observada (66, 67, 68).

1.4.4.2. Datos locales y regionales

Normalmente los datos de las series locales son cortos y además presentan unos coeficientes de variación y de sesgo muy elevados, lo que da unos valores muy dispares de los caudales de los límites de confianza para elevados períodos de retorno, indicando la poca representatividad y fiabilidad de la estimación de los cuantiles. Por ello es importante, siempre que sea posible, expandir el análisis frecuencial a un ámbito regional, con la aplicación de las leyes y métodos estadísticos a una región homogénea y, así, tratar el conjunto de información de toda la región.

Debe prestarse especial cuidado en la delimitación de la región "homogénea" y atender fundamentalmente a que presente similar comportamiento estadístico y, no sólo reflejar una determinada configuración geográfica.

Existen diversos métodos de regionalización para la estimación de los cuantiles, según se asuman valores regionales para el coeficiente de sesgo, o para el coeficiente de sesgo y el de variación. Entre ellos podemos citar los siguientes:

- **Procedimiento del índice regional de avenidas (IRA).** La variable se divide por la media de cada estación. Se asume que la variable resultante ($X = Q/Q_m$) es regional y por lo tanto presenta la misma distribución en toda la región. Los parámetros de la distribución de X se obtienen del conjunto de datos regionales, mientras que la media se obtiene de los datos puntuales disponibles. Así los cuantiles podrán estimarse como (69, 70).

$$Q_T = Q_m \cdot X_T$$

- **Procedimientos Bayesianos.** Los datos de los diversos puntos de medida son fijos y conocidos. Se analizan los parámetros de las expresiones que los relacionan considerándolos como variables aleatorias y aproximando su función de distribución condicionada a los datos.

Se amplía el rango de aplicación del análisis con datos puntuales-regionales a cuencas con series heterogéneas, y se aproximan los parámetros de las funciones de distribución regionales (media, coeficiente de variación) mediante relaciones de las características físicas de las cuencas convertidas a variables adimensionales e independientes (71), afectadas de un residuo con distribución normal de media nula o distribución log-normal.

El vector de parámetros viene representado por distribuciones de densidad multivariantes normales o lognormales que definen las funciones de distribución de los datos de las series (61, 72, 73, 74, 75, 76).

Estación-año. Utilización del conjunto de datos previamente estandarizados. En este método se estandariza la serie de datos de cada estación mediante:

$$Y = \frac{Q - a}{b}$$

donde a y b son parámetros calculados a partir de la muestra (55, 77). Con ello se crea una nueva serie de datos a la que se aplica una ley de distribución (por ejemplo la TCEV) y se realiza la estimación de cuantiles Y_T -T, obteniendo los valores en la estación desaciendo la homogeneización:

$$Q_T = a + b \cdot Y_T$$

En este método se supone que no existe correlación espacial entre los datos de las distintas estaciones.

1.4.4.3. Datos regionales con ausencia de datos locales

En los casos en los que no se disponga de datos locales pueden estimarse los cuantiles mediante un análisis regional, aunque en la mayoría de los casos sea más conveniente el empleo de métodos hidrometeorológicos.

Una vez identificada la región homogénea existen diversos métodos en los que se establecen correlaciones entre las características de la cuenca y los parámetros estadísticos o cuantiles a estimar (57, 69, 78). Entre ellos podemos citar los siguientes:

Índice de avenida. Establecimiento de una relación adimensional " X_T -T" donde " $X_T = Q_T/Q_m$ ", y Q_m es el índice de avenidas y la forma de la relación adoptada para estimarlo depende de la cantidad de datos físicos y climáticos disponibles.

Se estima " Q_m " a partir de una relación calibrada regionalmente en la que se tienen en cuenta las características físicas medibles de la cuenca: para ello hay que resumir las series de caudal máximo anual observado en una región en su media " Q_m " y en su coeficiente de variación " C_v ", derivando relaciones, por regresión logarítmica, entre estos dos parámetros y las características de la cuenca. Como hipótesis de trabajo hay que suponer que dichas series de máximos anuales se distribuyen según una distribución de dos parámetros, usualmente EV1, Gm o LN2.

" Q_T " se estima separadamente en cada punto de la región ajustando una distribución a la serie de máximos anuales para una selección de períodos de retorno (2, 5, 10, 25, 50 y 100 años). Para cada período de retorno se establece una regresión logarítmica entre " Q_T " y las características de la cuenca.

La aplicación de estos métodos, además de ser muy laboriosa y carecer de sentido hidrológico las correlaciones que se establecen, debe de realizarse con extrema precaución y por hidrólogos experimentados, y no extrapolar a cuencas sin datos completos y correlaciones bien establecidas.

2. MÉTODOS BASADOS EN DATOS DE LLUVIAS (MÉTODOS HIDROMETEREOLÓGICOS)

2.1. Análisis de lluvias

2.1.1. Determinación de la lluvia en una estación pluviométrica

En la aplicación de los modelos de lluvias, se da por supuesto la existencia de datos que representen de una manera fiable la lluvia diaria y, también en algunos casos su evolución temporal (hietograma).

La comprobación de la fiabilidad de los datos: detectar valores discordantes, analizar si se deben a una causa natural o son datos erróneos, analizar las condiciones del entorno en que está situado el sensor y su influencia en la calidad de los datos y, entre otros, la consideración del viento actuante en el período de recolección de lluvia, es una buena práctica pues redundará en una mayor confianza en los resultados.

Se deben emplear técnicas estadísticas que ayudan al análisis de fiabilidad de los datos: dobles masas, autocorrelaciones, etc. En general, la mayoría de las causas de error provocan un registro de lluvias inferior a las realmente caídas, pudiendo ser notable la diferencia entre ambas.

2.1.1.1. Leyes estadísticas

Las leyes estadísticas que se utilizan para el análisis frecuencial de valores de las precipitaciones, son similares a las indicadas en el § 1.4, referidas entonces a caudales. Así, son válidos los comentarios y recomendaciones generales realizados en dicho apartado.

La mayor abundancia de estaciones pluviométricas y de las longitudes de las series de datos, permiten además el análisis local/regional y el análisis bayesiano.

Del análisis regional se obtiene la distribución espacial de los cuantiles expresada en curvas isohietas de diseño para diversas duraciones del temporal. Estos datos de intensidades para diferentes duraciones y períodos de retorno pueden ser reflejados en mapas elaborados por diversos organismos meteorológicos (82).

Debe prestarse especial atención en las regiones mediterráneas a la probable existencia de dos poblaciones y, por consiguiente, al empleo de funciones de distribución que contemplen este fenómeno.

2.1.1.2. Leyes de altura de precipitación-superficie-duración

El análisis frecuencial de la precipitación sobre una superficie está menos desarrollado que el análisis de la precipitación en una estación pluviométrica.

Si no se dispone de la función de distribución de probabilidad de la precipitación sobre una superficie, normalmente se aproxima dicha distribución en base a la estima de la precipitación en un punto. La superficie de análisis se puede considerar centrada en la tormenta o con localización fija.

Para el caso de localización fija se ha de considerar que las estaciones de medida se pueden encontrar en el centro de la tormenta, en un extremo o entre ambos, todo ello se sintetiza, tras un proceso de promediado, en las curvas altura de precipitación-superficie-duración (ASD), que indican el porcentaje de la lluvia puntual que hay que tomar cuando se considera la lluvia areal (83).

La determinación de las curvas ASD es laboriosa, requiere determinar los mapas de isohietas asociados a cada duración a partir de las tablas de lluvia máxima en "n" horas en zonas con alta densidad de registros de la evolución temporal de la lluvia (pluviógrafos, ejemplo figura 1).

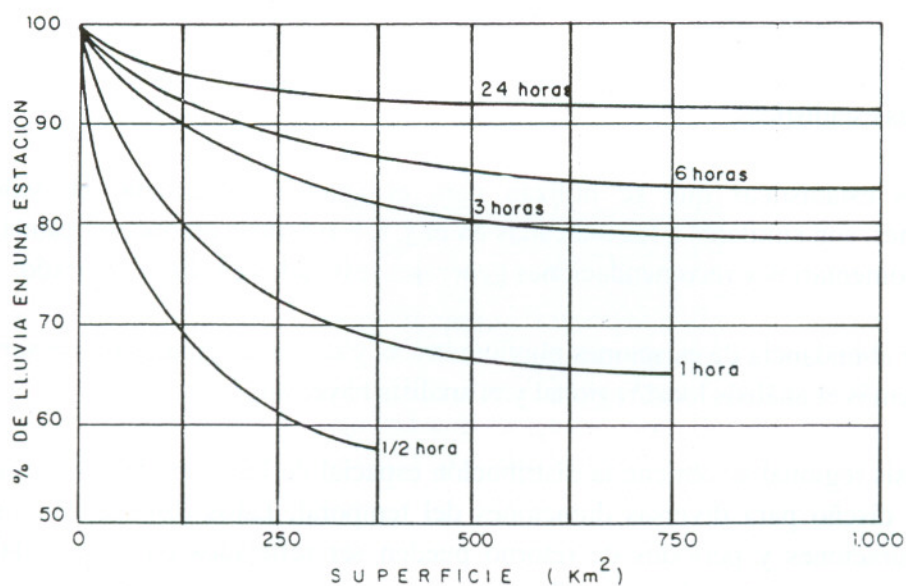


Figura 1. Curvas altura de precipitación-superficie-duración para transformar la lluvia puntual en lluvia media sobre una superficie (79,80).

2.1.1.3. Leyes intensidad-duración-frecuencia

La simulación de situaciones de diseño requiere la definición de la evolución temporal de la lluvia de diseño. Para ello, un primer paso consiste en la aplicación de las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF), correspondientes a los valores envolventes de los diferentes temporales en los puntos en los que se dispone del registro de su evolución temporal.

El proceso de obtención de las curvas IDF, requiere los siguientes pasos:

- . Selección para cada tormenta de los valores extremos de precipitación en cada intervalo de tiempo seleccionado (p.e: 5 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h, 6 h, 12 h, 1 día, 2 días, etc.).
- . Selección para cada año de los valores extremos de precipitación que se han dado en las diversas tormentas a lo largo del año, para cada intervalo de tiempo.
- . El análisis frecuencial de extremos sobre los valores seleccionados para cada intervalo de tiempo (81, 82, 84) permite dibujar las curvas IDF.

El análisis de fiabilidad de los datos es más complejo que el de la precipitación diaria máxima anual, si bien, un primer paso consiste en analizar la fiabilidad de la lluvia acumulada a lo largo de cada día.

En los casos en que no se dispongan de suficientes datos, se pueden aproximar con las ecuaciones analíticas del tipo siguiente (85).

$$H_D = \frac{c \cdot T^m \cdot D}{D^{a_1} - b_9}$$

H_D	Precipitación de la lluvia de diseño para la duración "D" (mm).
T	Período de retorno (años).
D	Intervalo de tiempo considerado (min u horas).
m, c	Exponente y factor constantes que afectan a la frecuencia de ocurrencia.
a_1	Exponente constante que afecta a la duración del temporal.
b_9	Constante de la duración ($b_9 = 24^{a_1} - 1/(24 \cdot b_3)$).
i_D	Intensidad media de la lluvia de diseño para la duración D ($i_D = H_D/D$, mm/h).
b_3	Coefficiente de ponderación de la intensidad media diaria (adimensional).

Existen otras expresiones ajustadas a casos concretos que incluyen la consideración de la frecuencia de ocurrencia en el análisis de la precipitación diaria máxima anual (H_D). Algunas de ellas se pueden generalizar en la expresión siguiente:

$$H_D = \frac{H_d}{24 \cdot b_3} \cdot \frac{D}{D^{a_1} - b_9} \cdot \left(\frac{24 \cdot I_h}{H_d} \right)^{a_2 \cdot (1 - (D/28)^{0.1})^{a_3}}$$

Tabla 3. Relaciones empíricas entre las características de las precipitaciones.

	a_1	a_2	a_3	b_3	b_9
Yarnel y Hathauray	0.5	0	-	1	0
Instrucción de carreteras 5.1-I.C.	0.55	1	0	5.9	0
Expresión Temez para pequeñas cuencas	0	3.489	1	1	0
Heras	0.73	0	-	0.978	0
Wenzel (expresión general)	a_1	0	-	b_3	$24^{a_1} - 1 / (24 \cdot b_3)$

siendo:

- H_d Altura de la máxima precipitación en 24 horas (mm).
- I_h Intensidad horaria de precipitación (mm/h).
- a_2 Exponente de ponderación de la intensidad horaria (adimensional).
- a_3 Exponente de aceptación (0 ÷ 1) de la relación de Temez (adimensional).

2.1.1.4. Leyes de distribución temporal de la lluvia de diseño

La definición de un temporal de diseño de una duración determinada requiere especificar la evolución temporal de la lluvia a lo largo de toda su duración. En general esto puede realizarse de dos maneras diferentes: mediante el análisis estadístico de diversos hietogramas expresados en forma adimensional o con el empleo de las curvas IDF completadas con una función de distribución temporal de la curva IDF considerada. En el caso de no disponer de datos suficientes pueden servir para el análisis distintas relaciones sintéticas en función de las características del temporal.

Estos modelos de distribución temporal de la lluvia dentro del aguacero tienen como variables, el porcentaje acumulado del tiempo transcurrido (100% corresponde a la duración total del temporal), el porcentaje de la lluvia acumulada (100% corresponde a la lluvia total del temporal) y el porcentaje de probabilidad de superación de un patrón de lluvias predefinido (86) o la inclusión de la zona y condiciones del temporal en unas particiones establecidas (87).

En los casos en los que existan suficientes datos de aguaceros se puede determinar, a partir del análisis de los temporales reales correspondientes a un largo período de retorno, para cada intervalo de la precipitación de diseño, la función de frecuencia de la precipitación (88), lo que permite la definición directa de la evolución temporal de la precipitación de diseño y el cálculo del hietograma correspondiente.

En los casos en que no existan suficientes datos de tormentas en la zona de estudio el criterio seguido para definir el temporal de diseño, consiste en hacer coincidir la frecuencia de ocurrencia de la máxima precipitación para cada intervalo de tiempo (5 min, 15 min, 30 min, etc.) del temporal, con la frecuencia del propio temporal, y emplear las curvas IDF. Para ello puede suponerse una forma simétrica del hietograma o adaptar criterios más conservadores con distribuciones asimétricas. La manera de ejecutar este criterio consiste en distribuir los intervalos de la curva IDF correspondiente a la frecuencia de ocurrencia considerada, según los métodos de los bloques alternativos. Estos métodos distribuyen ordenadamente a ambos lados del intervalo de intensidad máxima los valores de los intervalos de la IDF.

Se pueden aplicar métodos empíricos para definir el orden de alternancia de los valores de la IDF a ambos lados del valor pico. Un método analítico de interés se deduce de la propia expresión de intensidad de diseño de la IDF del párrafo anterior.

Si llamamos " t_p " al instante de máxima intensidad de lluvia del temporal sintético, " t_a " y " t_b " a los tiempos anterior y posterior a t_p , respectivamente, y suponemos que ambos tiempos mantienen una relación constante:

$$T_d = t_a + t_b \quad \text{intervalo de análisis considerado.}$$

$$r = t_a/T_d \quad \text{coeficiente de avance de la tormenta.}$$

Entonces, la intensidad de lluvia para el temporal de diseño en los instantes " $t_p - t_a$ " y " $t_p + t_b$ ", será:

$$i = i_D \cdot \frac{H_d}{24 \cdot b_3} \cdot \left(\frac{(1-a_1) \cdot D^{a_1} - b_9}{(D^{a_1} - b_9)^2} - 0.1 \cdot a_2 \cdot a_3 \cdot \left(\frac{D}{28} \right)^{0.1} \cdot \left(1 - \left(\frac{D}{28} \right)^{0.1 \cdot a_3 - 1} \right) \cdot \ln \left(\frac{24 \cdot I_h}{H_d} \right) \right)$$

Y para el caso concreto en que " a_2 " es nulo (89):

$$i = i_D \cdot \frac{H_d}{24 \cdot b_3} \cdot \frac{(1-a_1) \cdot D^{a_1} - b_9}{(D^{a_1} - b_9)^2}$$

Para el caso más sencillo de evolución triangular del aguacero (con una cantidad total de precipitación de "H" mm), no se cumple el seguimiento de la IDF para cada intervalo, en este caso:

$$i = \frac{2 \cdot r \cdot H \cdot t}{t_p^2} \quad \text{para } 0 \leq t \leq t_p$$

$$i = \frac{2 \cdot r \cdot H \cdot (t_p - r \cdot t)}{(1 - r) \cdot t_p^2} \quad \text{para } t_p \leq t \leq t_p/r$$

2.1.1.5. Métodos de análisis de la estructura temporal

En los casos en los que se quiera profundizar en el origen causal de la distribución temporal de la lluvia se pueden utilizar diversos métodos de análisis de su estructura temporal.

El análisis de la estructura espacio-temporal de la lluvia simula la estructura interna del temporal a diversas escalas: sinóptica (aprox. 10^4 km^2 de alcance y 12 h de duración), gran mesoescala (aprox. 10^3 km^2 de alcance y 3 h de duración), pequeña mesoescala o zona potencial de cluster (aprox. 100 km^2 de alcance y 1 h de duración) y celdas convectivas (aprox. 10 km^2 de alcance y 0.5 h de duración), teniendo en cuenta que en cada escala se producen procesos distintos con características diferenciadas: tamaño o alcance, velocidad de traslación, vida media, etc. (90, 91, 92).

La ocurrencia de la lluvia en un punto concreto del espacio se puede interpretar como una secuencia aleatoria de llegadas de celdas en el eje de tiempos agrupadas según unas determinadas características (93, 94, 95), en las que las variables de intensidad de lluvia generada en cada llegada y su duración son variables aleatorias.

Existen diversos modelos para simular el análisis de la estructura temporal de las precipitaciones entre los que cabe citar, el modelo de llegadas independientes de Poisson discretas (96, 97), el modelo de Poisson de pulsos rectangulares (98), los modelos de Neuman-Scott y el de Bartlett-Lewis de agrupación de pulsos rectangulares (99), y el modelo de pulsos triangulares (100).

2.1.2. Estructura espacial de las precipitaciones de diseño

2.1.2.1. Objetivo

El objetivo de los estudios de la distribución espacial de la lluvia sobre la cuenca es el de extraer sus tendencias orográficas y su estructura espacial a través de expresiones paramétricas con validez local.

La metodología de trabajo es general y aplicable a cualquier cuenca en la que existan estaciones de medida con series de registros que contengan información de lluvias útil para determinar la avenida de proyecto.

2.1.2.2. Metodología

2.1.2.2.1. Cuenca y clima

La aplicación de metodologías de análisis de la estructura espacial de las lluvias requiere un buen conocimiento de las características de la cuenca a estudiar (topografía, geografía física, usos del suelo) y de su clima, entre otros aspectos que influyen directa o indirectamente en la precipitación.

Para el análisis de la evolución de las lluvias, así como, la información meteorológica propia de cada situación de lluvias, se requiere la recopilación de la mayor cantidad de información disponible útil, con objeto de permitir la interpretación de los principales mecanismos que dominan los fenómenos de generación de tormentas y las relaciones que existen entre ellos.

Con todo ello se va a seguir un proceso de elaboración de la ecuación que aproxime las tendencias orográficas de la estructura espacial de la precipitación, a partir de una interpretación realista de los datos registrados.

2.1.2.2.2. Red de estaciones de medida

Los datos de precipitación han de corresponder a una red de estaciones pluviométricas distribuidas a lo largo y ancho de la cuenca y sobre una zona de cobertura alrededor de ella que cumplan una serie de condiciones como son, entre otras, fiabilidad, longitud de la serie, inclusión de algún dato en la serie con especial interés y concatenación de series.

Es deseable que el conjunto de las estaciones permita analizar las principales situaciones ocurridas a lo largo de cuarenta años o más, existiendo en la actualidad algunos emplazamientos que permiten el estudio de períodos alrededor del centenar de años.

Se precisa disponer de la ubicación de las estaciones pluviométricas, indicando las coordenadas UTM y la cota sobre el nivel medio del mar. En la mayoría de los casos, dicha información se encuentra disponible en diferentes Organismos (Instituto Nacional de Meteorología, Confederaciones Hidrográficas, etc.).

2.1.2.2.3. Series de datos de precipitación

La precipitación diaria máxima anual se considera como la variable meteorológica principal (81, 82).

Si se analiza cada estación pluviométrica por separado, las series de datos pueden ser incompletas, por lo que hay que considerar la posibilidad de concatenar series de distintas estaciones para disponer de registros temporales largos y, de ser posible, continuos.

También y para que no se produzca una reducción notable de la serie local se requiere utilizar métodos adecuados de aproximación que permitan completar las series, para lo que se pueden seguir los siguientes procesos:

- . Tomar como valor representativo la media de la serie inicial.
- . Interpolarse un valor a partir de dos estaciones cercanas de las que se disponga dato, ponderandolas en función de su comportamiento relativo a lo largo del resto de la serie.
- . Utilizar el propio modelo de distribución espacial para ir completando las series, mediante un proceso de aproximaciones sucesivas.

La caracterización del comportamiento estadístico de la variable a partir de la serie de valores registrados se realiza siguiendo los métodos estadísticos desarrollados en estas recomendaciones, lo que permite estimar los cuantiles deseados.

2.1.2.2.4. Análisis cualitativo de la precipitación

En estos métodos se utiliza la capacidad de las técnicas de análisis factorial (101, 102) para el estudio del comportamiento relativo de las series de datos de precipitación. Para ello se formulan las matrices de correlación entre estaciones y la diagonalización de esta matriz de cada estación respecto a todas las demás permite obtener la descomposición de los datos en unos vectores (factores comunes F_i) que, sometidos a diversos tipos de rotación, se pueden interpretar y relacionar con las tendencias que las diversas características físicas y climáticas de la cuenca (distancia al mar, cota, orientación, etc.) provocan sobre la estructura espacial de las lluvias.

Estas características se pueden representar por unas variables que se utilizan como coordenadas del ajuste al modelo de estructura espacial de la lluvia.

$$P_j = \sum_{i=1}^m b_{ij} \cdot F_i + u_j \cdot Y_j, \quad j = 1, 2, \dots, n$$

siendo:

P_j	Variable de la precipitación en la estación de medida "j" (mm/día).
F_i	Factores comunes.
n	Número total de factores comunes que se toman como representativos, valor necesariamente inferior al número de estaciones de medida consideradas.
Y_j	Factores únicos.
b_{ij}	Saturación de la variable de precipitación P_j en el factor común F_i , su cuadrado indica la varianza total de la variable de precipitación explicada por ese factor.
u_j^2	Unicidad o varianza de la variable de precipitación no explicada por los factores comunes.

2.1.2.2.5. Análisis cuantitativo de la precipitación

En el ajuste de estos modelos debe de seguirse con especial atención la interpretación física del fenómeno, para no caer en un complicado proceso numérico que puede imposibilitar el obtener las tendencias de la estructura espacial de la lluvia.

Antes de iniciar el proceso de ajuste se debe dar un tratamiento previo a las coordenadas del ajuste:

- Adimensionalización de las variables. Se utilizan como dimensiones de comparación las constantes más características del fenómeno meteorológico y de la cuenca en estudio.
- Independización de las variables adimensionalizadas. Se utilizan técnicas de regresión entre las variables, estudiando los residuos de las restantes variables al extraerles la parte determinada por las independientes.

El ajuste del modelo se realiza mediante técnicas de regresión múltiple entre los datos representativos del proceso y las variables adimensionalizadas e independientes que dominan el proceso.

2.1.2.2.6. Modelo de precipitación media

El modelo genérico de aproximación al valor de la precipitación diaria máxima anual para cada punto de la superficie de estudio, mantiene el sentido físico de las tendencias existentes en

la estructura espacial de la precipitación (especialmente cuando se consideran intervalos temporales grandes -p.e diarios-).

Para obtener el valor estimado de la precipitación espacial (P), a la precipitación media espacial (P_m), correspondiente a la hipótesis de lluvia uniforme, se le añade el producto de la desviación típica espacial (nivel de oscilación espacial de la precipitación media serial, P_s) por el factor de amplificación espacial (influencia de la cuenca en las precipitaciones medias seriales, f_p) que depende del vector de coordenadas adimensionales independizadas que representan las variables del territorio que más influyen en el establecimiento de tendencias espaciales en la lluvia.

Finalmente se añade un residuo (e_p) que corresponde a las condiciones locales de cada emplazamiento. Este residuo debe estar ausente de tendencias espaciales, debe tener una distribución normal de media nula " $N(0, s^2)$ " y debe cumplir condiciones de geoestacionariedad. Permite pues, ser analizado por técnicas geoestadísticas o de análisis del variograma (kriging).

$$P = P_m + P_s \cdot f_p + e_p(N(0, s_p^2))$$

P_i	Precipitación media de la serie de precipitaciones diarias máximas anuales de las estaciones de medida (media serial, $i=1, \dots, n$).
P_m	Precipitación media espacial de las medias seriales de las precipitaciones diarias máximas anuales ($\Sigma P_i/n$, mm/día).
P_s	Desviación típica espacial de las precipitaciones medias seriales ($\sqrt{(\Sigma(P_i - P_m)^2/n)}$, mm/día).
f_p	Factor de amplificación espacial de la precipitación media por la influencia de la propia cuenca en la precipitación (adimensional).
e_p	Residuo del modelo de la precipitación media (mm/día).
P	Estima del valor medio de la precipitación serial en cualquier punto del área analizada, cuyas coordenadas coinciden con las de f_p .

La similitud de este modelo con la función de frecuencia serial correspondiente a la extrapolación estadística de máximos de la variable estandarizada, facilita el tratamiento por análisis regional y bayesiano, pues permite la estandarización de las series.

2.1.2.2.7. Modelo de desviación típica de la precipitación

El modelo de aproximación a la desviación típica serial en cada punto de la cuenca es conceptualmente similar al de la precipitación media serial. El coeficiente de variación serial es

una variable más estable que la propia desviación estandard. Una primera aproximación a esta variable es:

$$V = V_m + V_s \cdot f_s$$

- V_i Coeficiente de variación de las series de precipitaciones diarias máximas anuales en las estaciones de medida (coeficiente de variación serial, $i = 1, \dots, n$, adimensional).
- V_m Media espacial de los coeficientes de variación serial de todas las estaciones de análisis $\sum V_i/n$.
- V_s Desviación típica espacial de los coeficientes de variación serial de todas las estaciones de análisis $(\sqrt{(\sum (V_i - V_m)^2/n)})$.
- f_s Factor de amplificación espacial del coeficiente de variación medio por la influencia de la propia cuenca en las precipitaciones.
- V Estimación del coeficiente de variación serial en cada punto del área de análisis.

La aproximación a la desviación típica serial en cada punto de la cuenca corresponde a la oscilación espacial de las desviaciones típicas, modificada por el factor de amplificación espacial de la cuenca, alrededor de la desviación típica media espacial estabilizada ($V \cdot P$).

$$S = V \cdot P + S_s \cdot g_s + e_s(N(0, s_s^2))$$

- S Estima, para todos los puntos de la cuenca, la desviación típica de la serie de precipitaciones diarias máximas anuales.
- S_i Desviación típica de la serie de precipitaciones diarias máximas anuales de cada estación de medida (desviación típica serial, $i = 1, \dots, n$, adimensional).
- S_m Media espacial de las desviaciones típicas seriales $(\sum S_i/n, \text{mm/día})$.
- S_s Desviación típica espacial de las desviaciones típicas seriales $(\sqrt{(\sum (S_i - S_m)^2/n)}, \text{mm/día})$.
- g_s Factor de amplificación espacial de las desviaciones típicas (adimensional).
- e_s Residuo de desviación típica de las precipitaciones, debe ser normalmente distribuida con media nula y desviación típica s_s , debe cumplir condiciones de geoestacionariedad (mm/día).
- P Precipitación media (mm/día) de la serie de precipitaciones diarias máximas anuales de las estaciones de medida.

2.1.2.3. Análisis de los residuos

Los residuos del modelo de la media " e_p " y de la desviación típica " e_s ", tienen las características de distribución normal y de geoestacionariedad. El análisis del variograma (p.e Kriging) permite una aproximación al radio de influencia y a la orientación de los diversos núcleos locales correspondientes a fenómenos específicamente locales, en el sentido de definición de las zonas de generación de celdas convectivas y de sus características internas.

2.1.2.4. Consideraciones generales

La metodología de aproximación de la media y desviación típica de la precipitación diaria máxima anual en cualquier punto de la cuenca es general. Sin embargo, su aplicación a casos concretos requiere consideraciones con validez local. Estos métodos permiten aprovechar mejor que los modelos tradicionales de interpolación espacial la información inherente a los datos.

El conocimiento de la precipitación media y de su desviación típica en cada punto de la cuenca, así como las características estadísticas del residuo, permiten la generación de situaciones sintéticas para distintos períodos de retorno a partir de funciones de distribución de frecuencias.

2.1.3. *Métodos de interpolación espacial de la precipitación diaria máxima anual*

Existen numerosos métodos de interpolación espacial de la precipitación diaria máxima anual. La tabla 4 (63) muestra los diversos métodos y sus características principales de aplicación con referencia a las características de la cuenca, red de medida, estimación de la precisión, necesidad de estaciones de cobertura, características de la precipitación y comentarios generales. Hay que tener en cuenta las siguientes indicaciones:

- . La característica de la precipitación "uniforme" indica que la precipitación media no varía significativamente sobre la cuenca.
- . La sensibilidad a la red de medida, indica que cualquier cambio en la red de medida implica recalcular todos los pesos de la ponderación.
- . La subjetividad del método "Myers" estriba en la construcción de la curva de elevación frente a los valores de precipitación de 24 horas.
- . La aplicación del método de "Elementos Finitos" permite asignar mayores pesos a las estaciones más significativas. Si no se trabaja con estaciones de cobertura, el perímetro de la cuenca no queda incorporado en la triangulación.
- . En el "Análisis de la Varianza" se determina el número óptimo de estaciones necesarias para estudiar la precipitación media, a partir de la definición de la precisión deseada.
- . El método de "Distribución Espacial" requiere disponer de las coordenadas UTM y la cota de todas las estaciones.

En general se recomienda, para la interpolación espacial de la precipitación diaria máxima anual, la aplicación del modelo de distribución espacial. En los casos en los que no sea posible y

Tabla 4. Métodos de interpolación espacial de la precipitación diaria máxima anual (63,64).

Método	Características generales de la ponderación	Características de la cuenca	Red de medida	Estimación de la precisión	Estaciones de cobertura	Características de la precipitación	Comentarios
Media no ponderada	Media aritmética de la lluvia medida en cada estación en el periodo de tiempo considerado	Relieve suave Factores fisiográficos conocidos	Uniforme	No	No necesarias	Uniforme	
Polígonos de Thiessen	Por superficie de polígonos alrededor de estaciones Variable por triangulación inicial	Relieve suave Ignora dato sobre altura	Densa	No	Sí	Uniforme	Sensible a red de medida Mecánico
Media ponderada por áreas y alturas	Por distancias vertical y horizontal (relieve) Variable por triangulación primaria	Relieve complejo	Densa	No	Sí		Sensible a red de medida Mecánico Mejora polígonos de Thiessen
Método de Myers	Por distancia de estaciones a centroide de la cuenca	Aproximadamente circular No alargada	Uniforme y densa	No	Sí	Datos de precipitación de 24 h puntual	Mecánico. Depende del área no cubierta por la red. Subjetiva
Método de las isoyetas interpoladas	Interpolación lineal entre las estaciones, es parecido al método Polígonos de Thiessen Carácter gráfico	No adecuada si existen cambios bruscos del relieve	Uniforme	No	Sí	Entre dos estaciones aumenta o disminuye uniformemente	Los mapas dependen de la orografía y de la morfología de las tormentas
Distancia cuadrática recíproca	Peso mayor a las estaciones más cercanas entre sí		Uniforme	No	Sí	Función de medida estaciones cercanas y respectiva distancia	Suaviza el modelo de distribución de la precipitación
Polígonos modificados	Parecido a Polígonos de Thiessen Varía en la construcción de polígonos	Su forma influye en el peso de la estación	Uniforme	No	No necesarias	Uniforme	Peso de estación es función de las distancias al resto y al centroide
Elementos finitos	Formar M áreas triangulares Interpolación lineal entre los tres puntos de medida		Uniforme y densa	No	Necesarias		
Kriging	Interpolación lineal ponderada Mismas condiciones que interpolación por mínimos cuadrados		Uniforme	Sí	Sí	Uniforme	Variables regionalizadas Variograma empírico
Distribución espacial (90)	$P = P_m + P_s \cdot f_p(x,y,z) + e_p(N(O, \sigma_p^2))$ $S = (V_m + V_s \cdot f_s) \cdot P + S_s \cdot g_s + e_s(N(O, \sigma_s^2))$ Ajustadas por mínimos cuadrados Precipitación ajustada al mapa de isoyetas	En cualquier relieve Conocer topografía y geografía física	Uniforme X,Y,Z	Sí, aunque no es característica principal para un buen ajuste	Sí	Analizar y conocer procesos de generación de tormentas	Permite simulación para diversos periodos de retorno Los residuos " e_p " y " e_s " se analizan por el método de kriging
Isoyetas interpretadas	Interpolación manual considerando la influencia local de la orografía	Variada	Uniforme	Variable	Sí	Suavizado	Laborioso y de ejecución manual

hayan tendencias orográficas claras, el método de las isoyetas interpretadas. Si no se detectan tendencias, el método de kriging es adecuado.

Otros métodos no indicados en la tabla son: media ponderada en grupos área-aspecto, media ponderada por áreas triangulares, análisis de las superficies interpoladoras, método de los dos ejes, series de Fourier dobles y análisis de la varianza (63).

2.1.4. Otros métodos (PMP)

Existen otros métodos para el análisis de lluvias extremas, entre los que destacan el método de la PMP (Precipitación máxima probable). Este método es de tipo determinista, y se utiliza principalmente en U.S.A. y otros países de influencia anglosajona. Presenta una serie de ventajas e inconvenientes frente al empleo de métodos probabilistas (103, 104, 105, 110).

En nuestro país, en la situación actual y tal como hemos indicado en diversas ocasiones, se recomienda que el estudio de avenidas se realice fundamentalmente mediante el empleo de métodos probabilísticos.

Si en alguna ocasión y, de manera excepcional, se debiera calcular la PMP, deberán de realizarse los estudios meteorológicos necesarios y el cálculo completo de la precipitación máxima probable (106, 107, 108, 109).

2.2. Transformación lluvia-escorrentía.

2.2.1. Introducción

La aplicación de los modelos hidrometeorológicos en la evaluación de los caudales de avenidas en presas precisa la estimación de la cantidad de lluvia que se transforma en escorrentía. Para ello la interpretación de los parámetros son estimables en una primera aproximación a partir de la observación física del territorio y, posteriormente, ajustables con los episodios observados en la cuenca.

Esta transformación también se utiliza para englobar los procesos no explicados por el modelo, por lo que se introducen mecanismos de ajuste que permiten aproximar las simulaciones a los datos medidos. Así ocurre con la distribución espacio-temporal de la lluvia, los mecanismos no lineales de transporte, evapotranspiración, almacenamiento por detención, intercepción por la vegetación, retención, infiltración, irregularidad del cauce, etc.

Los modelos hidrometeorológicos tienen como objetivo el obtener el hidrograma correspondiente a una lluvia de proyecto que se precipita sobre una cuenca.

En general los modelos hidrometeorológicos pueden clasificarse en modelos conceptuales y modelos integrales. En los primeros se analiza de una manera detallada la transformación lluvia-escorrentía teniendo en cuenta todos los procesos físicos. En los modelos de tipo integral se estudia de una forma más sintética el proceso, con lo que se simplifica el tratamiento del proceso hidrológico. Estos últimos son los que normalmente, en la práctica y en función de los datos disponibles, se adaptan mejor al análisis de las avenidas extremas (111, 112, 113), y son los que se van a desarrollar de manera resumida en los apartados siguientes.

Desde un punto de vista práctico realizan la transformación lluvia-escorrentía en dos etapas sucesivas y separadas. La primera se corresponde con el cálculo de la lluvia neta del hietograma, y la segunda con la transferencia de esta lluvia mediante una función, normalmente lineal, con lo que se obtienen los hidrogramas de entrada al embalse.

2.2.2. Modelos de pérdidas (lluvia neta)

A la porción de precipitación que entra a formar parte directamente en los mecanismos de transporte superficial produciendo escorrentía, se la llama **lluvia eficaz** o lluvia neta. Los modelos de determinación de la lluvia neta se basan en la interpretación de los fenómenos que tienen mayor influencia sobre el proceso: la infiltración y la retención superficial.

2.2.2.1. Infiltración

La infiltración es el movimiento del agua a través de la superficie del suelo y hacia el interior del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y las capilares.

Algunas características del terreno tienen una especial importancia en la capacidad de infiltración de un suelo: textura del suelo, contenido de humedad inicial, contenido de humedad de saturación, cobertura vegetal, usos del suelo, aire atrapado, lavado de material fino, compactación y la temperatura, con sus cambios y diferencias.

Para el análisis de la infiltración existen diversos modelos conceptuales y simplificados que se van a describir de manera resumida. En la práctica los modelos de Horton y del S.C.S. (Soil Conservation Service), son los más utilizados.

2.2.2.2. Modelo conceptual completo de la infiltración

Considerando el flujo unidimensional vertical del agua en un elemento de suelo (medio poroso), el balance másico da lugar a la ecuación de continuidad.

$$\frac{\partial q}{\partial z} + \frac{\partial \Theta}{\partial t} = 0$$

- q caudal de entrada por unidad de área.
 Θ contenido de humedad en el elemento del suelo (volumen de agua/volumen de suelo, $0 < \Theta < p$).
p porosidad (volumen de huecos/volumen total).

La ecuación de Darcy del flujo en medios porosos no saturados indica:

$$q = -K \cdot \frac{\partial \phi}{\partial z}$$

- K conductividad hidráulica del medio.
 ϕ potencial total, nivel que alcanza el agua en un piezómetro ($\phi = \psi + \Omega$).
 ψ Potencial capilar (P/γ).
P Presión.
 γ Peso específico del agua.
 Ω Potencial de fuerzas externas por unidad de peso del agua (normalmente la gravedad, y en distribución hidrostática de presiones $\Omega = -z$).

De ambas expresiones se obtiene **ecuación de Richards** (114):

$$\frac{\partial \Theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial z} \right) - \frac{\partial K}{\partial z}$$

$$D = K \cdot \frac{\partial \psi}{\partial \Theta} \quad \text{Difusión}$$

Esta ecuación es no lineal y de ella se deduce la infiltración teórica:

$$f = \frac{\partial}{\partial t} \int_0^{\infty} (\Theta - \Theta_i) dz$$

Cuando el suelo está saturado ($\theta = \theta_s$ y $K = K_s$, constantes), las fuerzas capilares se anulan ($\psi = 0$) y se obtiene un flujo vertical unitario " $q = K_s$ ". La permeabilidad " K_s " es la velocidad mínima con que el suelo puede transmitir el agua.

2.2.2.3. Modelos conceptuales simplificados de la infiltración

La dificultad de resolución de la ecuación de Richards lleva al establecimiento de hipótesis sobre el potencial del frente húmedo que permitan simplificar la resolución.

GREEN-AMPT: MODELO DE PISTON.

Aceptando la hipótesis del frente húmedo tipo pistón, Green y Ampt (115) observaron que la ecuación de Richards se podía resolver fácilmente:

$$f = i \quad \text{si } i < K_s$$

$$f = K_s \cdot \left(1 - \frac{\psi_f \cdot M_d}{F}\right) \quad \text{si } i > K_s$$

- ψ_f potencial capilar relativo a la presión atmosférica existente en el frente húmedo.
 M_d deficiencia de humedad ($\Theta_s - \Theta_i$) o diferencia entre los contenidos de humedad de saturación e inicial.
 F infiltración acumulada.
 i intensidad de lluvia.

La infiltración acumulada " $F(t)$ " se obtiene por la siguiente expresión:

$$F(t) = K \cdot t + \psi \cdot (p - \Theta_i) \cdot \ln\left(1 + \frac{F(t)}{\psi \cdot (p - \Theta_i)}\right)$$

HORTON: DIFUSIVIDAD Y CONDUCTIVIDAD CONSTANTES.

Al suponer constantes la difusividad "D" y la conductividad "K" (116, 117), la ecuación de Richards se transforma en la expresión de Horton (118, 119):

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-Kt}$$

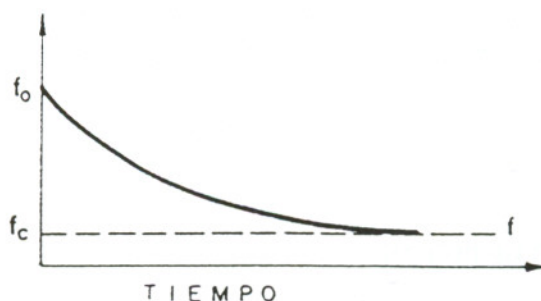


Figura 2. Evolución de la infiltración según la ecuación de Horton, que presenta tres parámetros: f_0 , f_c , K .

PHILIP: TRANSFORMACION Y APROXIMACION AL DESARROLLO EN SERIE.

La ecuación de Richards se puede resolver de manera aproximada (120, 121), obteniendo un desarrollo en serie:

$$f(t) = \frac{1}{2} \cdot S_0 \cdot t^{1/2} + (A_2 + K_i) \cdot t + \frac{3}{2} \cdot A_3 \cdot t^{3/2} + 2 \cdot A_4 \cdot t^2 + \dots$$

A_2, A_3, A_4	constantes empíricas.
K_i	conductividad hidráulica del suelo en las condiciones de humedad iniciales.
S_0	Sortividad, influencia de la capilaridad.

Ecuación que se puede reducir de manera suficientemente aproximada por:

$$f(t) \approx \frac{1}{2} \cdot S_0 \cdot t^{1/2} + A ; \quad F(t) \approx S \cdot t^{1/2} + A \cdot t$$

SCS: PROPORCIONALIDAD ENTRE LA CAPACIDAD Y LA DISPONIBILIDAD.

El Soil Conservation Service (122) establece, para el cálculo de pérdidas, la proporcionalidad entre la capacidad de infiltración y la lluvia disponible:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

I_a	pérdidas totales hasta el inicio de la disponibilidad de agua en superficie.
F_a	pérdidas continuas acumuladas.
P	lluvia acumulada.
P_e	lluvia eficaz acumulada.
S	máxima retención potencial.

Teniendo en cuenta la ecuación de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

se deduce

$$F_a = \frac{S \cdot (P - I_a)}{P - I_a + S} ; \quad f_a = \frac{dF_a}{dt} = \frac{S^2 \cdot \frac{dP}{dt}}{(P - I_a + S)^2}$$

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

La relación experimental " $I_a \approx 0.2 \cdot S$ ", permite reducir el número de parámetros a determinar con lo que se describen las pérdidas solo con el parámetro "S":

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

NÚMERO DE CURVA.

La capacidad potencial de retención se determina en función de las características del terreno, mediante la aplicación de unas tablas que definen un **número de curva** (CN, CN = 0 caso totalmente permeable, CN = 100 caso totalmente impermeable), correspondiente a condiciones del terreno de humedad inicial normal y utilizando las expresiones:

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

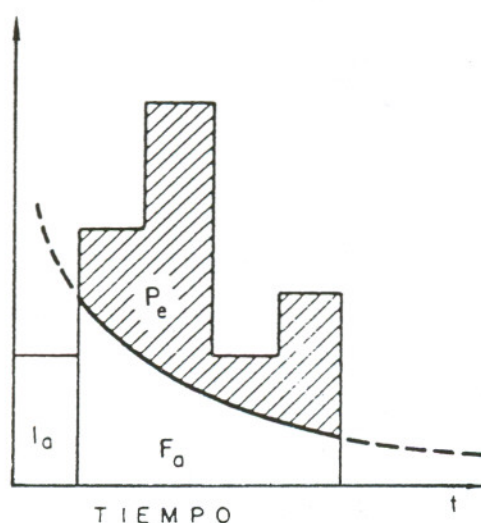


Figura 3. Variables del SCS: pérdidas iniciales (I_a), lluvia eficaz (P_e), pérdidas continuadas (F_a).

Para condiciones de estado de humedad inicial normal, el número de curva CN(II) se obtiene por aplicación directa de las tablas de tipo y uso del suelo. Los coeficientes para las demás condiciones de humedad del terreno se deducen de él.

Para condiciones de estado de humedad inicial seco CN(I):

$$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)}$$

Para condiciones de estado de humedad inicial húmedo CN(III):

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

MÉTODO TEMEZ

El método Temez es una adaptación del método del SCS a las condiciones específicas de la Península. Se ha utilizado por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes para la "Instrucción 5.2-I.C: Drenaje Superficial" (25).

Se define el umbral de escorrentía " P_0 " como variación del número de curva, mediante una tabla que tiene en cuenta las características de infiltración del suelo (A, B, C o D), la pendiente general de las laderas (mayor o menor del 3%), el tipo de uso del suelo (pastizal, bosque, urbanización, etc.), el tipo de técnica de cultivo (curvas de nivel o máxima pendiente), la intensidad de vegetación (pobre, media, buena o muy buena) y el sustrato geológico (roca permeable o impermeable).

La situación de las condiciones iniciales se tienen en cuenta definiendo el umbral de escorrentía corregido " P_d^* ", como el producto del umbral de escorrentía por el coeficiente multiplicador regional (3.2-zona mediterránea árida- $< K < 1.5$ -zona atlántica húmeda-).

El coeficiente de escorrentía se obtiene en función de la precipitación diaria máxima anual de diseño " P_d ", por aplicación de la expresión:

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

OTROS MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE PÉRDIDAS.

Existen otros métodos de evaluación de pérdidas, entre los que cabe citar el **Índice F**, el de aproximación por compresión del tiempo (123), el método modificado de Horton (124), el método del National Weather Service River Forecast System (125), el empleado en el modelo Standfor (126), el método de Holtan (127, 128, 129, 130), y el empleado en el modelo del Hydrologic Engineering Center (131, 132, 133).

2.2.2.4. Evaluación de pérdidas a partir de las ecuaciones de infiltración

En un proceso lluvioso, el agua está disponible en la superficie sólo si la intensidad de lluvia es mayor que la capacidad de infiltración (134).

El tiempo de espera " t_e " corresponde al lapso de tiempo desde que se inicia la lluvia hasta que el agua está disponible en superficie (135). Su cálculo se determina partiendo de tres principios:

- . Antes de agotar el tiempo de espera se infiltra toda la lluvia.
- . La infiltración potencial (f) en cualquier instante depende de la infiltración acumulada (F).
- . Existe agua disponible en superficie cuando la infiltración potencial es menor o igual a la intensidad de lluvia.

Para una lluvia uniforme el tiempo de espera según el modelo de Green-Ampt es (136):

$$t_p = \frac{K \cdot \psi \cdot \Delta \Theta}{i \cdot (i - K)} \quad i < K$$

Conocido el hietograma o evolución temporal de las lluvias, se evalúan las pérdidas (intercepción, detención, almacenamiento en depresiones e infiltración), haciendo uso únicamente de los parámetros de infiltración y del tiempo de espera, mediante procesos incrementales iterativos. En cada intervalo de tiempo se estudian las tres posibilidades:

- . Existe agua disponible en superficie en el intervalo ($f_t \leq i$, $f(t)$ según la ecuación de infiltración seleccionada).
- . No existe agua disponible en superficie en el intervalo ($f_t > i$, $f_{t+\Delta t} > i$).
- . El agua disponible en superficie se infiltra durante el intervalo ($f_t > i$, $f_{t+\Delta t} \leq i$, en el primer tramo $f(t) = i$, en el segundo tramo según la ecuación de infiltración).

En la tabla nº 5 se presentan las ecuaciones para calcular la infiltración y el tiempo de espera según los modelos de Green-Ampt, de Horton y de Philip.

2.2.3. Modelos de respuesta de la cuenca

La respuesta hidrológica de una cuenca frente a la precipitación contiene una serie de procesos complejos, con una distribución irregular en el espacio y en el tiempo, todo ello como consecuencia de su desarrollo a través de una delgada capa entre dos fases, aire y tierra, que presentan una gran heterogeneidad y riqueza de procesos en su interior.

Tabla 5. Ecuaciones para calcular la infiltración y el tiempo de espera.

Variable	Green_Ampt	Horton	Philip
f: Infiltración potencial	$f = K.(\frac{\psi.\Delta\theta}{F} + 1)$	$f = f_c + (f_0 - f_c).e^{-Kt}$	$f = K + \frac{S}{2.\sqrt{t}}$
F: Infiltración potencial acumulada	$F = K.t + \psi.\Delta\theta.ln(1 + \frac{F}{\psi.\Delta\theta})$	$F = f_c.t + \frac{f_0 - f_c}{K}.(1 - e^{-Kt})$	$F = K + S.\sqrt{t}$
t_e : Tiempo de espera bajo lluvia constante	$t_e = \frac{K.\psi.\Delta\theta}{i.(i - K)}, \quad i > K$	$t_e = \frac{1}{i.K}.(f_0 - i + f_c.ln(\frac{f_0 - f_c}{i - f_c})), \quad f_c < i < f_0$	$t_e = \frac{S^2.(i - K/2)}{2.i.(i - K)^2}, \quad i > K$
t_0 : Tiempo equivalente al origen para la determinación de la infiltración potencial despues del t_e	$t_0 = t_e - \frac{1}{K}.(F_e - \psi.\Delta\theta.ln(1 + \frac{F}{\psi.\Delta\theta}))$	$t_0 = t_e - \frac{1}{K}.ln(\frac{f_0 - f_c}{i - f_c})$	$t_0 = t_e - \frac{1}{4.K^2}.((\sqrt{(S^2 + 4.K.F_e)} - S)^2)$
F(t): Infiltración potencial acumulada posterior al tiempo de espera	$F = F_p + K.(t - t_e) + \psi.\Delta\theta.ln(\frac{\psi.\Delta\theta + F}{\psi.\Delta\theta + F_e})$	$F = f_c.(t - t_0) + \frac{f_0 - f_c}{K}.(1 - e^{-K(t-t_0)})$	$F = K.(t - t_0) + S.\sqrt{(t - t_0)}$
f(t): Infiltración potencial posterior al tiempo de espera	$f = K.(\frac{\psi.\Delta\theta}{F} + 1)$	$f = f_c + (f_0 - f_c).e^{-K(t-t_0)}$	$f = K + \frac{1}{2}.S.\sqrt{(t - t_0)}$
F(t+Δt): Proceso iterativo de la infiltración acumulada	$F_{t+\Delta t} = F_t + K.\Delta t + \psi.\Delta\theta.ln(\frac{\psi.\Delta\theta + F_{t+\Delta t}}{\psi.\Delta\theta + F_t})$	$F_{t+\Delta t} = F_t + f_c.\Delta t + \frac{1 - e^{-K\Delta t}}{K}.(f_0 - f_c)$	$F_{t+\Delta t} = F_t + K\Delta t - \frac{S^2}{2(f_t - K)} + S.\sqrt{(\Delta t + \frac{S^2}{4(f_t - K)^2})}$
f(t+Δt): Proceso iterativo de la infiltración	$f_{t+\Delta t} = K.(\frac{\psi.\Delta\theta}{F_{t+\Delta t}} + 1)$	$f_{t+\Delta t} = f_t - K.(F_{t+\Delta t} - F_t - f_c.\Delta t)$	$f_{t+\Delta t} = K + S.\frac{S + \sqrt{(S^2 + 4.K.F_{t+\Delta t})}}{4.F_{t+\Delta t}}$

Algunos de los numerosos fenómenos que influyen en la respuesta de una cuenca son: el estado inicial de humedad, la infiltración, la evaporación, la transpiración, el almacenamiento, el transporte, la rugosidad, la erosión, la intercepción por la vegetación y el viento.

La necesidad de abstraer unas leyes aproximadas que simulen de una manera sencilla la respuesta de la cuenca, ha llevado a realizar hipótesis de uniformidad y de agrupación de efectos.

2.2.3.1. Modelos distribuidos

Los **modelos distribuidos** utilizan como leyes elementales que gobiernan el movimiento del agua, las ecuaciones de Saint-Venant, con lo que se acepta la simplificación de flujo unidimensional.

MODELO DE ONDA DINAMICA

Ecuación de continuidad:
$$v \cdot \frac{dy}{dx} + y \cdot \frac{dv}{dx} + \frac{dy}{dt} = 0$$

Ecuación de conservación:
$$\frac{dv}{dt} + v \cdot \frac{dv}{dx} + g \cdot \frac{dy}{dx} - g \cdot (S_o - S_f) = 0$$

x	Coordenada del flujo (m).
y	Calado de la lámina de agua (m).
t	Tiempo (s).
v	Velocidad del agua en la dirección del flujo (m/s).
g	Aceleración de la gravedad (m/s ²).
S _o	Pendiente del lecho (adimensional).
S _f	Pérdida de energía por rozamiento (adimensional).
g · S _f	Término de fuerzas de fricción.
g · S _o	Término de fuerzas de gravedad.
g · dy/dx	Término de fuerzas de presión.
v · dv/dx	Término de aceleración por convección.
dv/dt	Término de aceleración local.

El modelo distribuido más sencillo es el de la **onda cinemática** (137, 138, 139). Considera únicamente los términos de las fuerzas de fricción y las de gravedad; cuando se considera también el término de fuerzas de presión, se obtiene el modelo de **onda difusiva** (140).

La combinación de las leyes de transporte del flujo de agua, con el resto de leyes de los fenómenos actuantes: infiltración, evaporación, viento, lluvia, etc., permite aproximar la

respuesta hidrológica de las cuencas hidrográficas frente a las diferentes situaciones meteorológicas que pueden suceder.

2.2.3.2. Comportamiento teórico de una cuenca

El comportamiento teórico de una cuenca se puede estudiar mediante los **modelos distribuidos**, simplificando la topografía de la cuenca por segmentos, normalmente planos, con características de uniformidad, y aplicando sobre ellos las leyes que aproximan los fenómenos actuantes, así como sus interacciones.

La solución de las ecuaciones diferenciales se consigue mediante la discretización del segmento de cuenca en tramos.

El análisis de los modelos distribuidos más sencillos (onda cinemática) sobre cuencas esquemáticas planas, permite definir una serie de conceptos básicos y entender el comportamiento elemental de los fenómenos de escorrentía tales como tiempo de recorrido sobre ladera, tiempo de transporte por el río, tiempo de concentración, hidrograma de respuesta, influencia de la intensidad de lluvia en el tiempo de respuesta, etc., (116, 117).

La composición de las respuestas hidrológicas de cada una de las zonas que forman la cuenca, da lugar a una aproximación a la respuesta de la cuenca global.

2.2.3.3. Modelos integrales

Los **modelos integrales** tal y como ya hemos señalado son conceptuales, y suponen desacoplar los fenómenos de pérdidas y de concentración y transporte del exceso de lluvia o **lluvia neta**.

En los modelos integrales se simplifica el tratamiento de los fenómenos de concentración y transporte que ocurren dentro de la cuenca a una única respuesta normalmente de tipo lineal, referida a una subcuenca elemental suficientemente pequeña para que las hipótesis de uniformidad implícitas se puedan aceptar como adecuadas para interpretar su comportamiento hidrológico.

2.2.3.3.1. El Hidrograma unitario (UH)

El modelo integral más desarrollado es el del **hidrograma unitario**, aunque existen otros modelos con respuestas quasi-lineales o lineales múltiples. El **hidrograma unitario instantáneo (IUH(t))** de una subcuenca, considerada como un sistema lineal invariable en el tiempo, es la respuesta hidrológica de la cuenca en caudales (24,142) frente a un impulso unitario de escorrentía directa (26).

Debido al comportamiento de los sistemas lineales, la respuesta de la cuenca a una acción de lluvia eficaz " $i_e(t)$ " vendrá representada por su convolución con la respuesta unitaria de la cuenca:

$$Q(t) = \int_0^t IUH(t-y) \cdot A \cdot i_e(y) dy \quad m^3/s$$

siendo:

$IUH()$	Hidrograma unitario instantáneo.
A	Superficie de la cuenca vertiente (km^2).
$i_e()$	Lluvia eficaz o neta.

Estos modelos tienen en cuenta el limitado conocimiento de los procesos físicos (lluvia, pérdidas, escorrentía y transporte) y los datos disponibles. Dan más importancia a la sencillez operativa y a la interpretación global de los fenómenos actuantes (mediante balances), que a la aproximación a cada uno de los fenómenos físicos que ocurren en cada punto de la cuenca, todo lo cual hace que existan algunas limitaciones a su utilización, entre las que cabe indicar las siguientes:

1. Tamaño de la subcuenca considerada como un único sistema lineal.
2. Homogeneidad de las características de la cuenca, como son: usos del suelo, pendiente, geología, vegetación y orografía.
3. Homogeneidad espacial de las características de la lluvia, influenciada, tanto por las condiciones atmosféricas: presión, temperatura, humedad, viento y tipo de temporal, entre otras; como por las de la cuenca, especialmente, orografía, orientación y humedad inicial.
4. Validez de la hipótesis de superposición de flujos.

2.2.3.3.2. El Hidrograma unitario (UH) de un episodio genérico

Cuando se conoce una estima de la evolución temporal de la lluvia eficaz media en la cuenca y del caudal en la sección de desagüe, se puede obtener una aproximación discreta al hidrograma unitario, resolviendo el siguiente sistema lineal de ecuaciones, normalmente redundante, por métodos iterativos o por métodos de optimización como el de mínimos cuadrados:

$$Q(n \cdot \Delta t) = \sum_{j=1}^n UH((n-j+1) \cdot dt) \cdot i_e(j \cdot dt) \cdot A \cdot \Delta t \quad m^3/s$$

Si se dispone en una cuenca de varios episodios que permitan calcular el UH, se puede proceder a obtener un hidrograma unitario promedio, teniendo en cuenta una serie de consideraciones:

1. Al valor obtenido de las ecuaciones, se debe eliminar el correspondiente a la curva de recesión y al caudal base.
2. Se debe promediar en coordenadas adimensionales, para el eje de abscisas el porcentaje entre el tiempo transcurrido y el retardo, y para el eje de ordenadas, la descarga multiplicada por el retardo y dividida por el volumen neto de lluvia eficaz.
3. El valor pico y su instante de ocurrencia se determinan por promedio de los picos e instantes de ocurrencia, y no como promedio de las ordenadas de los hidrogramas para cada abscisa.

Como método alternativo puede utilizarse la optimización de los parámetros que definen una forma prefijada (143, 144): triangular (27, 145), isocronas, gamma (146, 147), etc.

2.2.3.3.3. Hidrogramas unitarios sintéticos (SIUH)

En las cuencas en las que no se dispone de datos suficientes para el cálculo del IUH, se pueden utilizar unos modelos de respuesta genéricos denominados hidrogramas unitarios instantáneos sintéticos, que provienen del análisis de las características de los hidrogramas unitarios en cuencas en las que se pueden ajustar, y de las causas que influyen en la forma del mismo. Sin embargo, los cálculos de avenidas en presas realizados mediante los hidrogramas unitarios sintéticos deberán de contrastarse con los resultados obtenidos con otros métodos.

Normalmente el SUH se refiere al hidrograma unitario sintético de respuesta de una lluvia eficaz de duración:

$$t_r = \frac{t_{gp}}{5.5}$$

Este valor se toma como incremento temporal. Cuando la duración de la lluvia eficaz sea distinta a " t_r ", la relación entre el tiempo de retardo de la punta (t_{gpR}) sufre una modificación que

se indica en la tabla nº 6 de expresiones del SUH; el caudal punta unitario se calcula como sigue:

$$U_{pR} = \frac{U_p \cdot t_{gp}}{t_{gpR}}$$

Los parámetros de uso normal en las definiciones del SIUH o del SUH (hidrograma unitario sintético para una duración de lluvia discreta), se muestran en la figura nº 4, y son los siguientes:

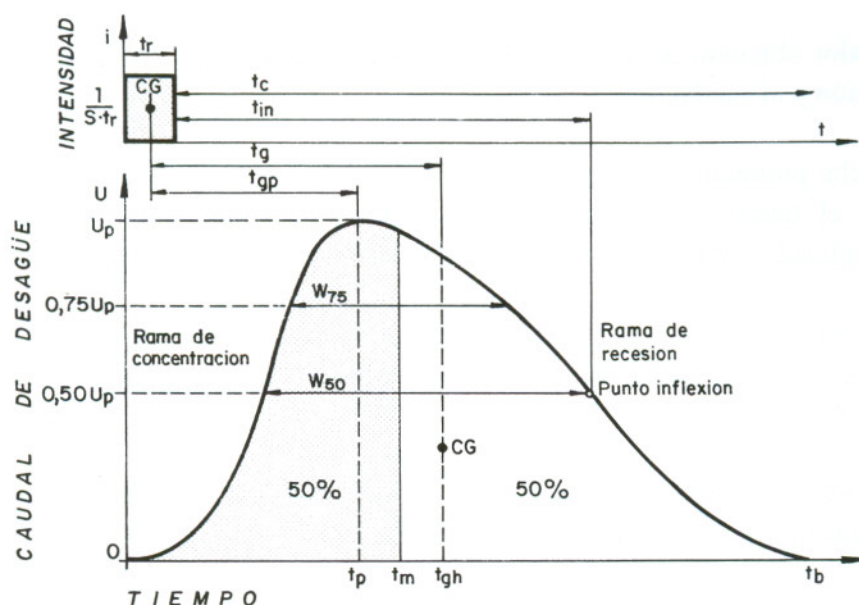


Figura 4. Tiempos y caudales unitarios característicos del hidrograma unitario.

- q_p caudal específico punta unitario ($m^3/s / km^2$).
- U_p caudal punta unitario ($m^3/s/cm$ de lluvia eficaz).
- W_{75} ancho del hidrograma unitario al 75% del caudal punta (horas).
- W_{50} ancho del hidrograma unitario al 50% del caudal punta (horas).
- a_w porción W_i que ocurre antes del instante del pico " t_p " (adimensional).
- t_p instante de ocurrencia del caudal punta (horas).
- dt intervalo de muestreo-discretización (horas).
- t_r duración del aguacero neto óptimo (horas).
- t_R duración del aguacero neto (horas).
- t_{gh} instante correspondiente al centro de gravedad del hidrograma (horas).
- t_{gp} retardo de la punta del hidrograma (horas).
- t_{in} tiempo de traslación (horas).
- t_m tiempo mediano (horas, ocurrencia del 50% del volumen del escurrimiento).
- t_b tiempo de base o duración total del hidrograma (horas).
- t_c tiempo de concentración (horas).
- t_g tiempo de retardo (horas).
- i_e intensidad de lluvia eficaz que produce una unidad de escurrimiento directa ($mm/h, 1/(A \cdot t_R)$).

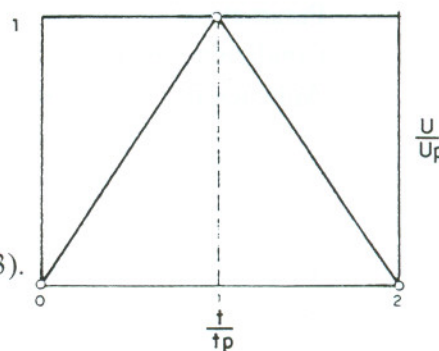
EXPRESIONES SUH.

Las diversas expresiones del SUH se diferencian, por un lado, en el cálculo de los parámetros que lo definen (tiempo de retardo, tiempo de base, W_{75} , W_{50} , caudal punta unitario, etc.), correspondientes a las condiciones y limitaciones de las características de las cuencas de estudio (ver tabla nº 6 de definición de parámetros) y, por otro lado en la forma del hidrograma adimensionalizado. No se conocen expresiones completamente satisfactorias que relacionen la forma del hidrograma y las características de la cuenca

Las formas patrón más usuales para representar el hidrograma unitario sintético instantáneo (SIUH) son las que se indican a continuación, señalando también sus aplicaciones:

F1. Triangular simétrica.

Parámetros: U_p, t_p
 Condición de unitario: $0.36 \cdot U_p \cdot t_p = 1$
 Aplicación: Caso más sencillo del modelo.
 HEC-1 para ajuste de parámetros (133).
 Ampliación método racional.

**F2. Triangular asimétrico.**

Parámetros: U_p, t_p, t_b
 Condición de unitario: $0.18 \cdot U_p \cdot t_p = 1$
 Aplicación: SCS triangular (156).
 Temez triangular (27).

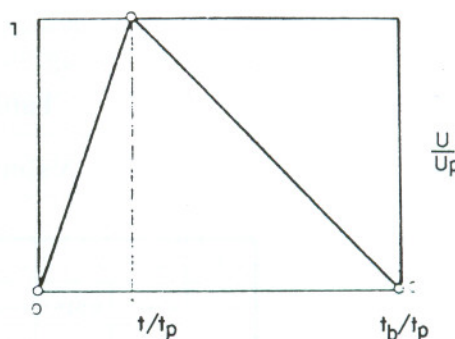


Figura 5. Hidrogramas unitarios triangular simétrico y asimétrico.

El diagrama área-tiempo representa el tiempo que precisa una entrada en las diferentes partes de la cuenca en ser percibida en la salida de la misma (retraso por transporte y laminación por almacenamiento).

El retraso por transporte se puede aproximar mediante el trazado de las curvas isocronas (curvas que unen los puntos con igual tiempo de retardo), proceso que en general es laborioso, por lo que a menudo se utilizan procedimientos inadecuados y suavizados excesivos.

El método descrito por Laurenson (158) da lugar a una buena aproximación a las curvas isocronas y consiste en:

1. Se marcan sobre las curvas de nivel una gran cantidad de puntos distribuidos uniformemente.
2. Para cada punto se toman las distancias entre las curvas de nivel adyacentes a lo largo del camino del flujo hacia el punto de desagüe, cada una se eleva a la potencia "3/2" y se suman para cada punto. Estas sumas son proporcionales al tiempo de retardo.
3. Se reducen proporcionalmente para tomar un tiempo de retardo unitario para el punto más lejano de la cuenca, se marcan en el mapa de la cuenca los retardos relativos y se trazan las curvas isocronas teniendo en cuenta que existen discontinuidades en las divisorias de cada subcuenca, pues el tiempo de retardo depende del camino que tome el agua.

La deformación que sufre la respuesta del área entre isocronas en el transporte a través de la cuenca (laminación por almacenamiento), se puede tener en cuenta introduciendo un factor de laminación (159):

$$r(t) = t \times e^{(-t^2/2)}, \quad \text{Factor de Larrieu}$$

De manera que el hidrograma unitario sintético resultante será el correspondiente a la convolución entre la superficie correspondiente a las curvas isocronas y el factor de laminación de Larrieu, que en forma discretizada se puede expresar como:

$$SUH(n\Delta t) = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n A_{n-i+1} \cdot r(i \cdot \Delta t) \Delta t$$

F5. Distribución tipo gamma.Parámetros: U_p, t_p, n

Expresión analítica:

$$\frac{U(t)}{U_p} = \left(\frac{t}{t_p} \right)^{(n_N-1)} \cdot e^{-((n_N-1) \cdot (1-t/t_p))}$$

para $n_N=4.5$ se aproxima al SCS adimensional

Aplicación: Nash (146).
Geomorfológico.

- R_A Razón de áreas de Horton.
- R_B Razón de bifurcación de Horton.
- R_L Razón de longitudes de Horton.
- L Longitud media de la corriente de orden superior (km).
- v Velocidad media de la corriente (m/s).

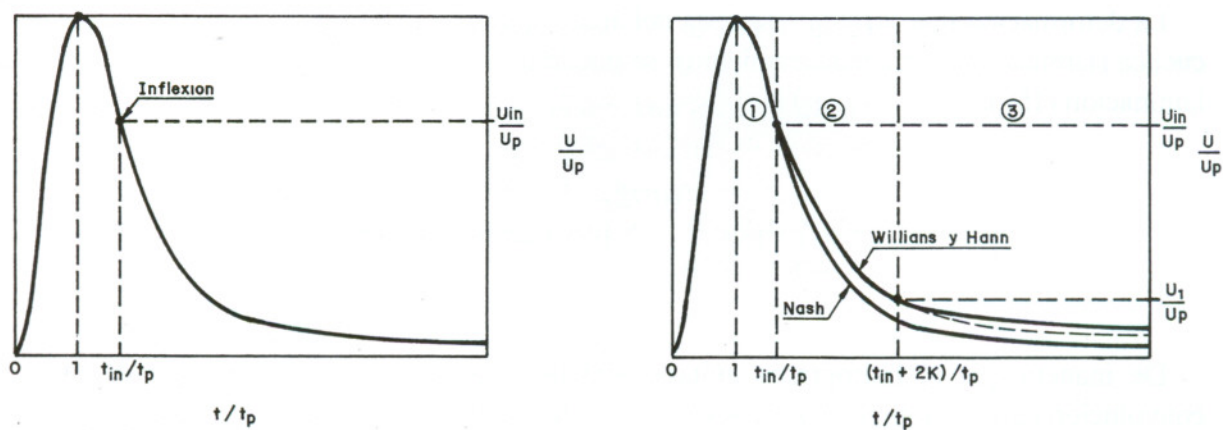


Figura 7. Hidrogramas unitarios de distribución tipo gamma y de doble curva de recesión.

F6. Doble curva de recesión.Parámetros: U_p, t_p, n, K

Expresiones analíticas:

Primer tramo: $0 < t < t_{in}$ Segundo tramo: $t_{in} < t < t_1 = 2 \cdot K \cdot t_p$ $(t_{in}-t)/K$

$$U(t) = U_{in} \cdot e$$

Expresión de Nash

Tercer tramo: $t_1 < t$ $(t_1-t)/(3 \cdot K)$

$$U(t) = U_1 \cdot e$$

Aplicación: Williams y Hann (147).

Observaciones: Las tres partes del hidrograma representan la entrada de la lluvia, la reducción gradual del almacenamiento y la descarga profunda. La separación entre las dos primeras partes se toma en el punto de inflexión de la curva de recesión.

2.2.3.3.4. Transposición de hidrogramas unitarios

En el análisis de una cuenca la mayoría de los parámetros principales, que permiten utilizar los conocimientos adquiridos en otras cuencas hidrológicamente similares, están relacionados con el caudal punta, el volumen y los tiempos de concentración y transporte; éstos últimos tanto en las cuencas elementales, en el cauce, como en la cuenca global son una consecuencia de la velocidad media que alcanza el flujo del agua y la onda de la avenida sometidas a las condiciones específicas del flujo (vegetación, lecho, obstrucciones, etc.).

En función de la forma del hidrograma unitario que corresponda a cada cuenca y de las características morfométricas de la misma, el primer paso que debe realizarse consiste en obtener los valores relativos entre los tiempos característicos y entre las relaciones fisiográficas ($t_g/t_c=0.45$, $t_g/t_m=1.00$, $t_{gp}/t_c=0.35$, $L/L_c=0.50$ y $L/A^{0.5}=0.50$ -los valores numéricos indicados solo se pueden considerar a nivel orientativo-).

Del comportamiento del flujo de agua a través de las laderas y de la microred de drenaje y, a la vez, en los cauces principales, se puede obtener la siguiente expresión genérica de los tiempos de concentración y de transporte, deducida tomando como base la expresión de Manning:

$$t_p = w_l \cdot \left(\frac{n_l \cdot A}{R_{hl}^{0.67} \cdot L \cdot s_l^{0.5}} \right)^{b_l} + w_d \cdot \left(\frac{n_d}{R_{hd}^{0.67}} \cdot \left(\frac{L \cdot L_c}{s_d} \right)^{0.5} \right)^{b_d}$$

- ()_l Valor referido a las características de flujo de ladera y microred de drenaje.
- ()_d Valor referido a las características de transporte por el cauce principal.
- R_h Radio hidráulico (A_c/P_m , m).
- A_c Sección transversal del flujo (m^2).
- P_m Perímetro mojado del flujo (m).
- n_l Coeficiente de rozamiento de Manning medio para el flujo de ladera.
- n_d Coeficiente de rozamiento de Manning medio para el flujo en el cauce.
- L Longitud media del cauce principal (km).
- w_l Peso de los efectos de ladera sobre el tiempo de retardo de la cuenca (adimensional).
- w_d Peso de los efectos de transporte en el cauce principal sobre el tiempo de retardo total de la cuenca ($w_l + w_d = 1$, adimensional).
- b_l Exponente de ajuste para los efectos de ladera ($b_l=0.00$ en las expresiones tipo Temez, Snyder, Kirpich, Willians y Nash, $b_l=1.00$ en la expresión de Giandotti, adimensional).
- b_d Exponente de ajuste para los efectos del transporte por el cauce principal ($b_d=0.38$ para las expresiones tipo Temez, Snyder, Kirpich, Willians, Nash, etc., $b_d=1$ para las expresiones tipo Giandotti, adimensional).

El primer sumando considera el transporte a través de las laderas y de la microred de drenaje y el segundo el flujo en la red principal de drenaje.

Las expresiones referentes a los tiempos característicos del hidrograma unitario como son las de Temez, Snyder, Linsley, Kirpich, Willians, Nash y Giandotti, se basan en la expresión indicada, si bien, su carácter empírico dá lugar a ciertas modificaciones sobre la expresión teórica que permiten mejores ajustes numéricos.

Normalmente se mantienen como variables del flujo de ladera, el recorrido medio expresado por " A/L " y, como variables del flujo del cauce alguna expresión de ponderación del recorrido medio expresada por " L ", " $(LL_c)^{0.5}$ ", o " $(AL)^{1/3}$ ". La pendiente se tiene en cuenta por la expresión " $S^{-0.5}$ ".

Hay que tener en cuenta que, incluso en la obtención empírica de los parámetros temporales a partir de la evolución de la lluvia y de los caudales medidos, existen diferencias debidas a la heterogeneidad del episodio lluvioso, al sistema para determinar la distribución espacio-temporal de la lluvia, la lluvia eficaz deducida de la lluvia media y el caudal de escorrentía directa por apreciación del caudal base y la determinación del punto de inflexión de la rama de agotamiento de los caudales.

En la tabla nº 7 de definición de los parámetros del SUH, ya se han mencionado las expresiones del retardo de la punta del hidrograma de Snyder, Linsley, Taylor y Schwarz, Californiana, Temez, Nash, Geomorfológico, y Willians y Horton. Otras expresiones utilizadas son las siguientes:

Tabla 7. Definición de los parámetros del SUH según diversos autores.

Nombre	t_{gp} (horas)	t_{gpr} (horas)	t_b (horas)	W_{75} (horas)	W_{50} (horas)	$1/a_w$	U_p (m ³ /s/cm)	Observaciones
Snyder (148)	$0.75 \cdot C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0.3}$ C_t ajuste regional: 1.5 pendientes fuertes 2.2 pendientes suaves	$t_{gp} + 0.25 \cdot t_R \cdot (1 - t_r/t_R)$	$20A/(3.6U_p)$ hidrograma triangular	$1.22 \cdot (U_p/A)^{-1.08}$	$2.14 \cdot (U_p/A)^{-1.08}$	3	$2.75 \cdot C_p \cdot A/t_{gp}$ C_p ajuste regional 0.7 pendientes fuertes 0.5 pendientes suaves	Montes Apalaches, en el sureste de los EEUU Extendido otras cuencas $30 < A < 30000 \text{ km}^2$ (149,150)
U.S. Corps of Engineers Linsley (142)	$0.75 \cdot C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0.3}$ $t_r \rightarrow 0$ $C_t = 0.5$ en promedio	$t_{gp} + t_R \cdot (C_s - 0.5)$ $C_s = 0.85$ en promedio	$t_r + a \cdot A^b$ En media: $a = 0.8$ $b = 0.2$	$3.0 \cdot (U_p/A)^{-1.08}$	$5.0 \cdot (U_p/A)^{-1.08}$		$2.75 \cdot C_p \cdot A/t_{gp}$ C_p ajuste regional: $0.9 < C_p < 1.3$	Cuencas de EEUU $0.06 < U_p/A < 10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$
Taylor y Schwarz (144)	$C_t \cdot e^{-m \cdot t_r}$ $C_t = 0.6/s^{0.5}$ $m = 0.30/(L \cdot L_c)^{0.36}$		$5t_{gp} + 2.5t_r$				$(m^* \cdot t_r)$ $C_p \cdot A \cdot e$ $C_p = 5.88/(L \cdot L_c)^{0.36}$ $m^* = 0.121 \cdot s^{0.142} - 0.05$	20 cuencas de EEUU del Atlántico norte Las grandes cuencas se deben tratar separadas
SCS Triangular (151)	$C_t \cdot t_c$ $C_t = 3/5$ $t_c = 0.066 \cdot (L^2/s)^{0.385}$ Expresión Californiana		$(1+H_s) \cdot t_p$ $H_s = 5/3$	$t_b/4$ $t_p = 0.5 \cdot t_r + t_{gp}$	$t_b/2$	$1+H_s$	$20 \cdot A/(3.6 \cdot t_b)$	Hydrological guide for use in watershed planing Californian Highways and Public Works, sep. 1942
Temez Triangular	$C_t \cdot t_c$ $C_t = 7/20$ $t_c = 0.3 \cdot (L^4/s)^{0.19}$		$(1+H_s) \cdot t_p$ $H_s = 5/3$	$t_b/4$ $t_p = 0.5 \cdot t_r + t_{gp}$	$t_b/2$	$1+H_s$	$20 \cdot A/(3.6 \cdot t_b)$	Adaptación a España del SCS-triangular (27)
Nash 1957 (146)	$t_{gp} = t_p - 0.5 \cdot t_r$ $t_p = (n_N - 1) \cdot K_N$ $t_{gh} = n_N \cdot K_N$	$t_{gp} + 0.5 \cdot t_R \cdot (1 - t_r/t_R)$	Nash ----- Geomorfológico	$n_N = 2.29 \cdot L^{0.1}$ ----- $n_N = 3.29 \cdot (R_B/R_A)^{0.78} \cdot R_L^{0.07}$ ----- $t_p = 1.584 \cdot (R_B/R_A)^{0.55} \cdot R_L^{-0.38} \cdot L/v$	$K_N = 4.35 \cdot (A/s)^{0.1}$ ----- $K_N = 0.70 \cdot (R_A \cdot R_B \cdot R_L) \cdot L/v$ ----- $U_p = 0.364 \cdot R_L^{0.43} \cdot v/L$			Almacenamientos lineales en serie (111, 146, 152) Gamma o Pearson III (153, 154, 155)
Willians y Hann	$t_{gp} = t_p - 0.5 \cdot t_r$ $t_p = 0.062 \cdot A^{0.39/s^{0.50}}$	$K = 9.56 \cdot 10^{-3} \cdot A^{0.24/s^{0.84}}$ Similar al de Nash hasta el instante de inflexión de la curva de recesión						Doble curva de recesión a partir del punto de inflexión

L Longitud del curso principal desde el punto de desagüe hasta el punto más alejado de la divisoria aguas arriba (km).

L_c Distancia desde el punto de desagüe hasta el punto del cauce más cercano al centro de gravedad de la cuenca (km).

s Pendiente media ponderada del cauce más largo (adimensional, $s = (n \sum_{i=1}^n s_i^{0.5})^2$ para Taylor, $s = L/(1000 \cdot H)$ para Californiana y otras).

s_i Pendientes medias de los diversos tramos de igual longitud en que se divide el curso principal.

H Desnivel entre el punto más alto de la cuenca y el punto de desagüe (m).

C_t Coeficiente de ajuste de tiempos, a determinar por análisis regional (adimensional).

C_p Coeficiente de ajuste del caudal pico, a determinar por análisis regional (adimensional).

C_s Coeficiente para lluvias unitarias más prolongadas que " $t_{gp}/5.5$ " (adimensional).

H_s Relación de tiempos (adimensional).

n_N Número de almacenamientos lineales en serie (adimensional).

K_N Constante de cada almacenamiento (horas)

K Constante de la doble curva de recesión de Willians y Hann (horas).

Ven Te Chow:	$t_{gp} = 0.096 \cdot (L / s^{0.5})^{0.64}$	horas
US Corps of Engineers:	$t_m = 0.164 \cdot (L \cdot L_c / s^{0.25})^{0.38}$	horas
Passini:	$t_c = x \cdot (A \cdot L)^{1/3} / s^{0.5}$, $0.04 < x < 0.13$	horas
Bureau of Reclamation:	$t_g = 0.10 \cdot ((L \cdot L_c)^{1.5} / (L \cdot s))^{0.385}$	horas
Ventura-Heras:	$t_c = x \cdot (A / s)^{0.5}$, $0.03 < x < 0.15$	horas
Giandotti:	$t_c = 0.158 \cdot (A / (L \cdot s))^{0.5} + 0.059 \cdot (L / s)^{0.5}$	horas

Existen abundantes expresiones relacionadas con los tiempos de respuesta ajustadas, en general, a cuencas urbanas y/o de pequeña extensión, lo que permite hacer un análisis casi de laboratorio, introduciendo en la formulación las influencias locales: porcentaje de impermeabilización, coeficiente de Manning medio, número de curva, factor de canalización, etc.

El pequeño tamaño de la superficie vertiente reduce las incertidumbres sobre la heterogeneidad espacial de la lluvia. En todo caso, su aplicación en el cálculo de la avenida de proyecto y en el dimensionamiento de los órganos de desagüe de las presas es muy reducido.

2.2.3.4. Modelos estocásticos lluvia-escorrentía

En aquellos casos en los que hay abundancia de datos de precipitaciones y de caudales, se pueden aplicar los modelos estocásticos, que no requieren la descripción física de los parámetros, puesto que éstos se determinan a partir de los propios datos de precipitación y caudales.

Los diversos modelos estocásticos son versiones más o menos modificados de los modelos autoregresivos de medias móviles -ARMA- (160):

$$Q(t) = \sum_{i=1}^m a_i \cdot Q(t-i \cdot \Delta t) + \sum_{j=0}^n b_j \cdot P_n(t-j \cdot \Delta t)$$

a_i vector de constantes del término autoregresivo ($i = 1, \dots, m$).

b_j vector de constantes del término de medias móviles ($j = 1, \dots, n$).

$P_n(t)$ precipitación neta en el instante "t".

2.2.4. Modelos de transporte

Para el cálculo de la propagación de los hidrogramas de avenida existen dos tipos de métodos: los hidráulicos (161) de estudios del régimen variable en cauces, que se basan en la resolución numérica de las ecuaciones de Saint-Venant (unidimensionales o bidimensionales), y los hidrológicos simplificados para la propagación de los hidrogramas. En la mayor parte de los

casos prácticos y de los modelos hidrometeorológicos se emplean modelos de tipo hidrológico simplificado, en los que se tienen en cuenta fundamentalmente las condiciones de almacenamiento (162).

Las ecuaciones básicas generales de estos métodos son:

$$\text{Continuidad } \frac{1}{2} (I_1 + I_2) \Delta t - \frac{1}{2} (O_1 + O_2) \Delta t = S_2 - S_1$$

Almacenamiento (163, 164)

$$S = K [x I^{m/a} + (1-x) O^{m/a}]$$

donde:

I_1, I_2	Caudales de entrada en el tramo en los instantes t y $t + \Delta t$
O_1, O_2	Caudales de salida en el tramo en los instantes t y $t + \Delta t$
S	Volumen del almacenamiento en el tramo
K, x, m, a	Parámetros

La resolución de estas ecuaciones lleva a la siguiente relación general

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

que permite calcular, paso a paso, los valores del hidrograma de salida del tramo en función de los de entrada y de los coeficientes de ponderación C_0 , C_1 y C_2 .

Los modelos hidrológicos más empleados en la práctica son los de Muskingum, Muskingum-Cunge y Puls (en todos ellos $m/a = 1$).

En el método de Muskingum la ecuación resultante puede escribirse de la forma:

$$O_2 = O_1 + C_1' \cdot (I_1 - O_1) + C_2' \cdot (I_2 - I_1)$$

donde:

$$C_1' = \frac{\Delta t}{K(1-x) + 0.5\Delta t}$$

$$C_2' = \frac{0.5\Delta t - KX}{K(1-x) + 0.5\Delta t}$$

siendo K y X los parámetros del modelo a calibrar con los datos de la propagación de avenidas reales.

Cunge (1965) obtuvo la siguiente expresión que permite estimar los parámetros de Muskingum mediante las características físicas del cauce y las condiciones de flujo:

$$K = \frac{\Delta x}{c}$$

$$x = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{Q}{B S_0 c \Delta x} \right]$$

donde:

- Δx - Longitud del tramo
- c - Celeridad de la onda de avenida
- S_0 - Pendiente del lecho del cauce
- Q - Caudal del tramo
- B - Ancho de la superficie libre

En el método Puls modificado (77) se hace la hipótesis de que el tramo funciona como un conjunto sucesivo de N embalses y se supone que el caudal de salida "O" es únicamente función del almacenamiento del tramo, definiéndose, un índice de almacenamiento K:

$$K = \frac{S}{\Delta t} + \frac{O}{2}$$

con lo que la ecuación de continuidad se convierte en:

$$K_2 = \frac{I_1 + I_2}{2} - O_1 + K_1$$

que se resuelve paso a paso mediante el empleo de la relación O-K.

REFERENCIAS

1. BOUVARD, M. "**Choix de la crue de projet**". CIGB. Rapport général de la question 63. 16ème Congrès International des Grands Barrages. San Francisco. USA. Juin 1988.
2. CUNNANE, C. "**Statistical distributions for Flood Frequency analysis**". World Meteorological Organization: Operational Report n° 33. Geneva. Switzerland. 1989.
3. KINAWY, I.Z., SHENOUDA, W.K. "**Nile regime, design floods and operation rules of the high Aswan Dam**". XI Congress ICOLD. Madrid Q.41, R.22. pp 391-406. 1973.
4. SHANIN, M. "**Hydrology of the Nile basin**". Elsevier. Amsterdam. 1985.
5. PAN, J. TENG, W. "**Determination of design flood in China**". XVI Congress ICOLD. San Francisco Q.63, R.88, pp 1515-1527. 1988.
6. ADAM, D. P. "**Environmental information from sediments**". Proceedings of the Engineering Foundation Conference on Improved Hydrologic Forecasting: why on how. ASCE. pp. 206-219. New York. 1980.
7. KNOX, J.C. "**Geomorphic evidence of frequent and extreme floods**". Proceedings of the Engineering Foundation Conference on Improved Hydrologic Forecasting. Why and how. ASCE. pp. 220-238. New York. 1980.
8. DAWDY, D.R., LETTENMAIER, D.P. "**Initiative for risk-based flood design**". Journal of Hydraulic Engineering. 113, pp.1041-1051. 1987.
9. BAKER, V.R. "**Paleoflood hydrology of extraordinary flood events**". Proceedings China - US bilateral symposium on the analysis of extraordinary flood events. Nanjing. 1985.
10. BENSON, M.A. "**Use of Historical Data in Flood Frequency Analysis**". Eos, Trans. AGU, 31(3), p. 419-424. 1950.
11. COSTA, J.E. "**Holocene Stratigraphy in Flood Frequency Analysis**". Water Resour. Res., 14(4), p. 626-632. 1978.
12. KOCHER, R.C., V.R. BAKER, "**Paleoflood Hydrology**". Science, 215(4531), p. 353-361. 1982.

13. HUPP, C.R., **"Extension of Flood Record for Passage Creek, Virginia, Utilizing Tree Ring Analysis"**. Bull. Ecol. Soc. Am., 63(2), p. 78. 1982.
14. BAKER, V., G. PICKUP. H.A. POLACH, **"Desert Paleofloods in Central Australia"**. Nature, 301, p. 502-504. 1983.
15. LANE, W.E., **"Paleohydrology Data and Flood Frequency Estimation"**. Proceedings of the International Symposium on Flood Frequency and Risk Analysis, Louisiana State University, Baton Rouge, Louisiana, (May 1986), edited by V.P. Shing, pp 287-298. 1987.
16. STEDINGER, J.R., V.R. BAKER, **"Surface Water Hydrology: Historical and Paleoflood Information"**. Reviews of Geophysics, 25(2), p. 119-124. 1987.
17. PARDE, M. **"Méthodes pour déterminer les débits maxima possibles des crues exceptionnelles"**. IX. Congress ICOLD. New Delhi. pp. 933-952. 1967.
18. BEAUREGARD, J. de, DUMAINE A. **"La prévision des crues et la protection contre les inondations. Evolution des méthodes entre 1951 et 1967"**. Congres de New Delhi et d_Istambul de CIGB. Societé hydrotécniue de France. X journées de l_hydraulique. Paris. Q1-R1. pp. 1-6. 1968.
19. GALINDEZ, A. GUINEA P. M. LUCAS P, ASPURU J.J. **"La recherche historique comme complément nécessaire pour la determination des crues maximales"**. IX congress ICOLD. Istambul. Q33, R53. pp. 933-952. 1967.
20. CAMPO, A.D., ASPURU, J.J., MAROTO, L. **"Dams outlets capacity and location"**. XI Congress ICOLD. Madrid. Q41, R33, pp. 591-617. 1973.
21. FRANCÉS, F. **"Utilización de la información histórica en el anàlisis regional de las avenidas"**. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Valencia. España. 1991.
22. GIANDOTTI, M. **"Idrologia generales"**. Firenze. 1937.
23. HERAS, R., **"Hidrología y recursos hidráulicos"**. Dirección General de Obras Hidráulicas. Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid. 2 tomos. 1976.
24. LINSLEY, R.K., KOHLER, M., PAULHUS, C. **"Hidrología para ingenieros"**. Ediciones Castillo S.A. Madrid. 1967.

25. MOPU. "**Instrucción 5.2-I.C: Drenaje superficial**". Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Dirección General de Carreteras. Julio. 1990.
26. REMENIERAS, G. "**Tratado de hidrología aplicada**". Ed. Técnicos Asociados, S.A. Barcelona. 1974.
27. TEMEZ, J., "**Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales**". Dirección General de Carreteras. MOPU. Madrid. 1978.
28. VALLARINO, E. "**Tratado básico de presas**". Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Senior nº 11. Madrid. 1991.
29. WILSON, E.M. "**Engineering Hydrology**". Mc. Millan. London. 1983.
30. WILSON, E.M. "**Engineering hydrology**". Mc. Millan and Co. Ltd. London. 1969.
31. FRANCOU, J. and RODIER J.A. (a). "**Tentative classification of maximum observed floods**". Proceedings of the Leningrad Symposium on floods and their computation. UNESCO. 1967.
32. FRANCOU, J. and RODIER J.A. (b). "**Essai de classification des crues maximales observées dans le monde**". Cahiers ORSTOM. Série hydrologie, Vol IV, nº 3. 1967.
33. RODIER, J.A., ROCHE, M., "**World catalogue of maximum observed floods**". IAHS nº 143. 1984.
34. KLEMES, V. "**Dilettantism in Hydrology: Transition or Destiny?**". Water Resources Research 22(9), pp. 1775-1885. 1986.
35. KLEMES, V. "**Hydrological and engineering relevance of flood frequency analysis**". Paper presented at Int. Sympos. on Flood Frequency and Risk Analysis". Baton Rouge. Publi. in Singh, V.P. (Ed.), Hydrologic Frequency Modelling, 1-18. Reidel Publ. Co. Dordrecht. 1987.
36. GRINGORTEN, I.I. "**A plotting rule for extreme probability paper**". J. Geophys. 68(3), pp. 813-814. 1963.
37. HAZEN, A. Discussion on "**Flood flows**". by W.E. Fuller. Trans. ASCE, 77, pp. 626-632. 1914.
38. BLOM, G. "**Statistical estimates and transformed Beta variables**". John Wiley. New York. pp. 68-75 and 143-146. 1958.

39. CUNNANE, C. **"Unbiased plotting positions: a review"**. J. Hydrol. 37 (3/4), pp. 205-222. 1978.
40. JENKINSON, A.F. **"The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values for meteorological elements"**. Quart Journal. Royal Meteorological Society. 81, pp. 158-171. 1955.
41. MORAN, P.A.P. **"The statistical treatment of flood flows"**. Trans. AGU, 38(4), pp. 519-523. 1957.
42. JENKINSON, A.F. **"Statistics of extremes"** in **"Estimation of maximum floods"**. WMO. No. 233, TP-126 (Technical note nº 98), pp. 183-228. 1959.
43. FOSTER, H.A. **"Theoretical frequency curves and their application to engineering problems"**. Trans. ASCE, 87, pp. 142-173. 1924.
44. WU, B. and GOODRIDGE, J.D. **"Selection of frequency distributions for hydrologic frequency analysis"**. Dep. of Water Resources. State of California. Sacramento, 85 pp. 1976.
45. AHMAD, M.I., SINCLAIR C.D., WERRITY, A. **"Log-logistic flood frequency analysis"**. J. Hydrol. 98, pp. 205-224. 1988.
46. AHMAD, M.I. **"Application of statistical methods to flood frequency analysis"**. Thesis pres. in fulfillment of Ph. D. degree. Univ. of St. Andrews. Scotland, 169 pp. 1988.
47. BOUGHTON, W.C. **"A frequency distribution for annual floods"**. Water Resour. Res. 16(2), pp. 347-354. 1980.
48. ETOH, A., MUROTA, A., NAKANISHI, M. **"SQRT-exponential type distribution of maximum"**. Proceedings of the International Symposium on **"Flood frequency and risk analysis"**. pp. 14-17. May. Louisiana State University. Baton Rouge. U.S.A. 1986.
49. HOUGHTON, J.C. **"Birth of a parent: The Wakeby distribution for modelling flood flows"**. Water Resources Res. 14(6), pp. 1105-1109.
50. GUMBEL, E.J. **"The return period of flood flows"**. Ann. Math. Statist. 12(2), pp. 163-190. 1941.
51. GUMBEL, E.J. **"Statistics of extremes"**. Columbia Univ. Press. 375 pp. 1941.

52. GUMBEL, E.J. **"Statistical theory of extreme values and some practical applications"**. National Bureau of Standards. Applied mathematics series 33. 1954.
53. RAO, D.V. **"Log Pearson type 3 distribution: method of mixed moments"**. Journal of the Hydraulic Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers 106 (HY6), pp. 999-1019. 1980.
54. RAO, D.V. **"Estimating Log Pearson parameters by mixed moments"**. ASCE Journal of Hydraulic Engineering 109(8), pp. 1118-1132. 1983.
55. ROSSI, F. Fiorentino M. and Versace P. **"Two component extreme value distribution for flood frequency analysis"**. Water Resour. Res. 20(7), pp. 847-856. 1984.
56. USWRC, A. **"A uniform technique for determining flood flow frequencies"**. Bulletin nº 15. Hydrologic Committee. U.S. Water Resources. Washington. 1967.
57. USWRC. **"Guidelines for detemining flood flow frequency"**. Bulletin 17. Hydrologic Committee. Us Water Resources Council, Washington. (Also revised versions bulletin 17 A, 1977 and bulletin 17 B, 1981). 1976.
58. LEESE, M.N. **"Use of Censored Data in the Estimation of Gumbel Distribution Parameters for Annual Maximum Flood Series"**. Water Res. Res., 9, p. 1534-1542. 1973.
59. HOSKING, J.R.M., WALLIS J.R. **"Paleoflood Hydrology and Flood Frequency Analysis"**. EOS 65(45), p. 890. Presented AGU Fall Meeting. San Francisco. 1984.
60. STEDINGER, J.R., COHN, T.A. **"Flood frequency analysis with historical and paleoflood information"**. Water Resources Research 22(5), pp. 785-793. 1986.
61. HOSKING, J.R.M., WALLIS, J.R. **"The value of historical data in flood frequency analysis"**. Water Resources Research 22(11), pp. 1606-1612. 1986.
62. HIRSCH, R.M. **"Probability plotting position formulas for flood records with historical information"**. In: Analysis of Extraordinary flood events. Special issue of the Journal of Hydrology. 96(1-4) pp. 185-199. 1987.
63. SINGH, V.P., **"Hydrologic systems: watershed modelling"**. Prentice Hall. New Jersey. 2 volúmenes. 1989.
64. BENJAMIN, CORNELL. **"Probabilidad y estadística en ingeniería civil"**. Mc. Graw Hill. 1981.

65. GREENWOOD, LANDURELIR, MATALAS, WALLIS. **"Probability weighted moments: definition and relation to parameters of several distributions expressible in inverse form"**. Water Resources Research 15(5), pp. 1049-1054. 1979.
66. DOUGLAS, CLARKE and NEWTON. **"The use of likelihood function to fir conceptual models with more than one dependant variable"**. Journal of Hydrology 29, pp. 181-198. 1976.
67. SOROOSHIAN, S. GUPTA V.K., FULTAN J.L. **"Evaluation of maximum likelihood parameter estimation techniques for conceptual rainfall-runoff models: influence of calibration data variability an length on model credibility"**. Water Resources Research 19(1), pp. 251-259. 1983.
68. PLIEV and JIVAJIRAJAH. **"Fitting the S_B curve by the method of maximum likelihood"**. Journal of Hydrology 67, pp. 67-75. 1984.
69. DALRYMPLE, T. **"Flood frequency methods"**. U.S. Geological Survey, Water Supply. Paper 1534 A, pp. 11-51. Washington. 1960.
70. HOUGHTON, J.C. **"The incomplete means estimation procedure applied to flood frequency analysis"**. Water Resources Research 14(6), pp. 1111-1115. 1978.
71. NASH, J.E., and SHAW B.L. **"Flood frequency as a function of catchment characteristics"**. Proc. Sympos. on River Flood Hydrology (1965). Inst. Civ. Engineers, pp. 115-136. London. 1966.
72. CUNNANE, C. and NASH. **"Bayesian estimation of frequency of hydrologic events"**. Proc. Varsow Symp. on Math. Models in Hydrology. IAHS Sci. Publ. 100 pp. 47-55, July. 1971.
73. DAVIS, D.R., KISLEL C.C., DUCKSTEIN L. **"Bayesian decision theory applied to design in hydrology"**. Water Resources Research, pp. 33-41. 1972.
74. WOOD, E.F., RODRIGUEZ ITURBE I. **"Bayesian inference and decision making for extreme hydrologic events"**. Water Resources Research 11(4), pp. 533-542. 1975.
75. KUCZERA, G. **"Combining site-specific and regional information: An empirical Bayes approach"**. Water Resources Research 18(2), pp. 306-314. 1982.
76. LETTENMAIER D.P., POTTER, E.F. **"Testing flood frequency estimation methods using a regions flood generating model"**. Water Resources Research 21(2), pp. 1903-1914. 1985.

77. CHOW V.T. "**Handbook of applied hydrology**". Mc. Graw-Hill. New York. 1964.
78. NERC. "**Flood Studies Report**". National Environment Research Council. Institute of Hydrology. Wallingford. 1975.
79. WMO, "**Guide to Hydrological Practices, vol II: Analysis forecasting and other applications**". World Meteorological Organization, nº 168. Geneva. Switzerland. 1983.
80. USWB, "**Rainfall-intensity-frequency regime, part 2: Southeastern United States**". U.S. Weather Bureau. Tech. paper nº 29. March. 1958.
81. HERSHFIELD, D.M. "**Rainfall frequency atlas of the United States for durations from 30 minutes to 24 hours and return periods from 1 to 100 years**". Tech. paper 40. U.S. Dept. of Commerce. Weather Bureau. Washington D.C. May. 1961.
82. ELÍAS, F., RUIZ, L. "**Precipitaciones máximas en España: estimaciones basadas en métodos estadísticos**". Ministerio de Agricultura. Monografía 21 de ICONA. 1979.
83. NWS. "**A methodology for point-to-area rainfall frequency ratios**". National Weather Service U.S.A. NOAA technical report NWS24. USA Dept. of Commerce. NOAA Silver Spring. Maryland. 1980.
84. COURT, A. "**Area-depth rainfall formulas**". Journal Geophysical Research. American Geophysical Union. Vol 66. pp. 1823-1832. 1961.
85. WENZEL, H.G. "**Rainfall for urban stormwater design**". Urban Storm Water Hydrology. Ed. David F. Kibler. Water Resources Monograph 7. American Geophysical Union. Washington D.C. 1982.
86. HUFF, F.A. "**Time distribution of rainfall in heavy storms**". Water Resources Research, 3, (4), pp. 1007-1019. 1967.
87. USSCS. "**Urban hydrology for small watersheds**". U.S. Department of Agriculture Soil Conservation Service, tech. release nº 55. June. 1986.
88. IEA. "**Australian rainfall and runoff**". Institution of Engineers Australia, vol 1. ed. by D.H. Pilgrim, vol 2, ed by R. P. Canterford. Camberra. Australia. 1987.
89. KEIFER, C.J., H.H. CHU. "**Syntetic storm pattern for drainage design**". Journal Hyd. Div. Am. Soc. Civ. Eng. 83, nº H44, pp. 1-25. 1957.

90. SUMMER, GRAHAM N. "**Precipitation: process and analysis**". John Willey and Sons Ltd. 1988.
91. METEOROLOGICAL OFFICE. "**A course in elementary meteorology**". HMSO. London. Oke T.R. (1978). Boundary Layer Climates Methven. London 1962.
92. LUDLAM, F.H. "**Cumulus and cumulonimbus convection**". Tellus 18(4), pp. 687-698. 1966.
93. WAYMIRE, E., GUPTA, V.K., a. "**The mathematical structure of rainfall representations: 1. A review of the stochastic rainfall models**". Water Resources Research 17(5), pp. 1261-1272. 1981.
94. WAYMIRE, E., GUPTA, V.K., b. "**The mathematical structure of rainfall representations: 2. A review of the theory of point processes**". Water Resources Research. 17(5), pp. 1273-1285. 1981.
95. WAYMIRE, E., GUPTA, V.K., c. "**The mathematical structure of rainfall representations: 3. Some applications of the point process theory of rainfall processes**". Water Resources Research. 17(5), pp. 1286-1294. 1981.
96. GUMBEL, E.J. "**Bivariate exponential distributions**". J. Am. Stat. Assoc. 55, pp. 698-707. 1960.
97. EAGLESON, P.S. "**Dynamics of flood frequency**". Water Resources Research, 8(4), pp. 878-898.
98. RODRIGUEZ ITURBE I, COX D.R., ISHAM V. "**Some models form rainfall based on stochastic point processes**". Proc. R. Soc. London. Ser. A 410, pp. 269-288. 1987.
99. RODRIGUEZ ITURBE I, COX D.R., "**Aggregation of temporal rainfall records through a continunn of scales: part I. Theoretical models**". 1986.
100. MARIEN, J.L., VANDEWIELE, G.L. "**A point rainfall generator with internal storm structure**". Water Resources Research, vol. 22 nº 4, pp. 475-482. Abril. 1986.
101. CUADRAS, C.M. "**Métodos de análisis multivariante**". Ed. Univesitaria de Barcelona. 1981.
102. CANDELA, PAWLOWSKY. "**Curso sobre fundamentos de geoestadística**". ETSICCP. Universidad Politécnica de Cataluña. Centre de geoestatistique. Ecole des Mines de Paris. 1991.

103. HERSHFIELD, D.M. **"Estimating the probable maximum precipitation"**. Proceeding American Society of Civil Engineering. Journal Hydraulics Division. Vol. 87. pp. 99-106. 1961.
104. WMO, **"Manual for estimation of probable maximum precipitation"**. World Meteorological Organization. Geneva. Switzerland. 1973.
105. WMO, **"Manual for estimation of probable maximum precipitation"**. Operational hydrology report nº 1. World Meteorological Organization nº 332. Geneva. Switzerland. 1986.
106. HANSEN, E.M., F.K. SCHWARZ, and J.T. RIEDEL. **"Probable maximum precipitation estimates: Colorado river and great basin drainages"**. Hydrometeorological report nº 49. National Weather Service. U.S. Department of Commerce. Silver Spring. Maryland. September 1977.
107. HANSEN, E.M., SCHREIMER, L.C. and J.F. MILLER. **"Application of probable maximum precipitation estimates: United States east of the 105th meridian"**. Hydrometeorological report nº 52. National Weather Service. National Oceanic and Atmospheric Administration. U.S. Department of Commerce. Washington D.C. 168 pp. August. 1982.
108. HANSEN, E.M., D.D. FENN, L.C. SCHREINE, R.W. STODT, and J.F. MILLER, **"Probable maximum precipitation estimates — United States between the continental divide and the 103rd meridian"**. Hydrometeorological report nº 55A. National Weather Service. U.S. Department of Commerce. Silver Spring. Maryland. Juny 1988.
109. SCHREINER, L.C., and RIEDEL J.T. **"Probable maximum precipitation estimates — United States east of the 105 th meridian"**. Hydrometeorological report nº 51. National Weather Service. National Oceanic and Atmospheric Administration. U.S. Department of Commerce. Washington D.C. 87 pp. June 1978.
110. OMM **"Manual para la estimación de la precipitación máxima probable"**. Segunda Edición. Organización Meteorológica Mundial nº 332. Hidrología Operativa. Informe nº 1. Traducido por J.M. Marcos-Instituto Nacional de Meteorología de España. Ginebra. Suiza. 1986.
111. DENNIS, R. HORM, **"Graphic estimation of peak flow reduction in reservoirs"**. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, 113 (11), pp. 1441-1450. Noviembre 1987.
112. GUILLOT, P. **"La probabilité du débit maximum annuel et ses relations avec la loi de distribution des débits journaliers"**. Congress IAHR. Londres 1963.

113. CUDWORTH, A. "**Flood hydrology manual**". Bureau of Reclamation. U.S. Department of the Interior. Denver. Colorado. 1989.
114. RICHARDS, L.A. "**Capillary conduction of liquids through porous mediums**". Physics, V.I. pp. 318-333. 1931.
115. GREEN, W.H. and AMPT G.A. "**Studies on soil physics; 1. The flow of air and water trough soils**". J. Agr. Sci. 4(1), pp. 1-24. 1911.
116. RAUDKIVI, A.J. "**Hydrology: an advanced introduction to hydrological processes and modelling**". Pergamon Press. University of Auckland. New Zealand. 1979.
117. EAGLESON, P.S. "**Dynamic Hydrology**". New York. Mc. Graw Hill. 1970.
118. HORTON, R.E. "**The role of infiltration in the hydrological cicle**". Transactions American Geophysical Union, Vol. 4, pp. 446-460. 1933.
119. HORTON, R.E. "**An approach to the physical interpretation of infiltration capacity**". Soil Sciences Society American Procedure 5, pp. 399-417. 1940.
120. PHILIP, I.R. "**The theory of infiltration: 4, Sorptivity and algebraic infiltration equations**". Soil Sci. 83, pp. 345-357. 1957.
121. PHILIP, I.R. "**The theory of infiltration**". Soil Science, 83, pp 435-458. 1958.
122. USSCS "**National Engineering Handbook**". Section 4, Hydrology. U.S. Soil Conservation Service. U.S. Department of Agriculture. Available from U.S. Government Printing Office. Washington D.C. 1972.
123. REEVES, M., MILLER E.E. "**Estimating infiltration for erratic rain-fall**". Water Resources Research 11(1), pp. 102-110. 1975.
124. BAUER, S.W. "**A modified Horton equation during intermitent rainfall**". Hydrological Sciences Bulletin 19 (2/6). pp. 219.224. 1974
125. HRL "**National Weather Service forecast system: forecast procedures**". Hydrologic Research Laboratory. NOAA technical memorandum NWS-HYDRO-14. National Weather Service. National Oceanic and Atmospheric Administration. U.S. Department of Commerce. Washington D.C. 1972.
126. CRAWFORD, N.H, R.K. LINSLEY. "**Digital simulation in Hydrology: the Standford Watershed Simulation Model IV**", Technical report nº 39. Departament of Civil Engineering. Standford University. Standford. California. 1966.

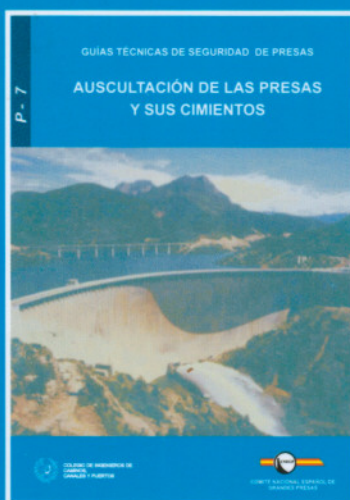
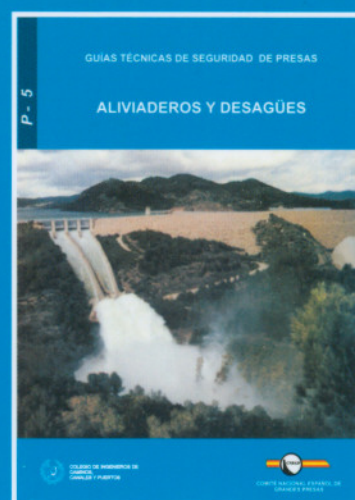
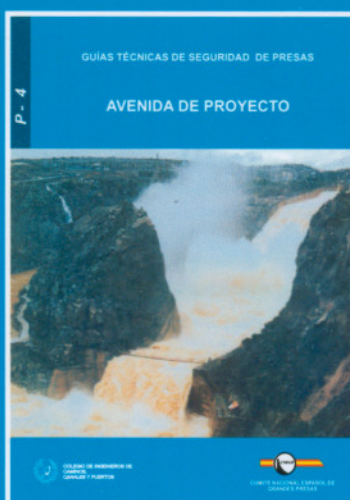
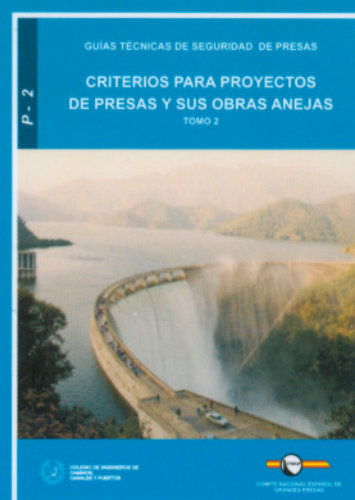
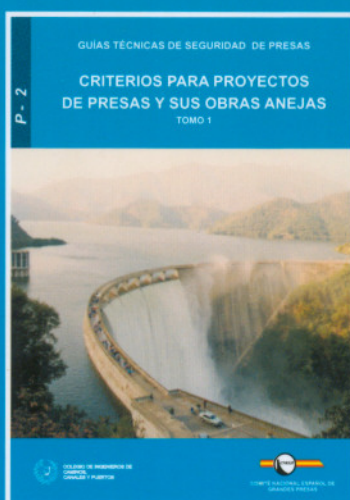
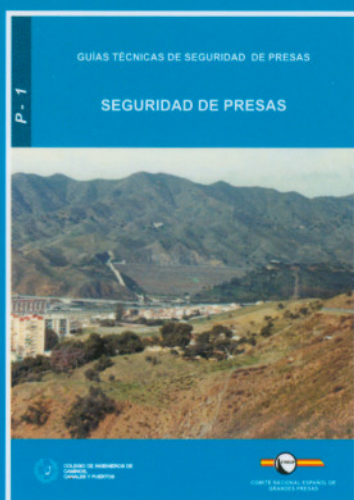
127. HOLTAN, H.N., STILNER, G.J., HENSON, W.H., LOPEZ, N.C. **"USDA-74 revised model of watershed hydrology"**. Technical Bulletin nº 1518. Agriculture Research Service. U.S. Department of Agriculture. Washington D.C. 1975.
128. HOLTAN, H.N. **"A concept of infiltration estimates in watershed engineering"**. U.S. Department of Agriculture. Agricultural Research Service. Paper 41-51. Washington D.C. 1961.
129. OVERTON, D.E. **"Mathematical refinement of an infiltration equation for watershed engineering"**. U.S. Department of Agriculture. Agriculture Research Service. ARS 41-99. Washington D.C. 1964.
130. KOSTYAKOV, A.N. **"Sobre la dinámica del coeficiente de percolación de agua y la necesidad de estudiarlo desde un punto de vista dinámico para propósitos de mejoramiento"**. Trans. 6th. Comm. Int. Soc. Soil Science Society. Russian. part A, pp. 17-21. Moscú. 1932.
131. HEC **"Unit hydrograph and loss rate optimization: computer program"**. 23-J2-L211. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers. Davis. California. 1966.
132. HEC **"Hydrograph analysis"**. vol 4. Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers. Davis. California. 1973.
133. HEC **"HEC-1. Flood Hydrograph Package: users manual"**. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers. Davis. California. 1981.
134. BOUWER, H. **"Surface-subsurface water relations"**. Chap. 8 in Groundwater Hydrology. Mc. Graw-Hill. New York. 1978.
135. MOREL SEYTOUX, H.J. **"Application of infiltration theory for the determination of the excess rainfall hyetograph"**. Water Resources Bull. 17. (6), pp. 1012-1022. 1981.
136. MEIN, R.G. and LARSON C.L. **"Modelling infiltration during a steady rain"**. Water Resources Research, 9, (2), pp. 384-394. 1973.
137. WOODING, R.A. **"A hydraulic model for the catchment-stream problem: I. Kinematic wave theory"**. J. Hydrol. 3, pp. 254-267. 1965.
138. WOODING, R.A. **"A hydraulic model for the catchment-stream problem: II. Numerical solutions"**. J. Hydrol. nº 3, págs 268-282. 1965.

139. WOODING, R.A. "**A hydraulic model for the catchment-stream problem: III. Comparison with runoff observations**". J. Hydrol. 4, pp. 21-37. 1966.
140. LIGHTHILL, M.H. and G.B. WILLIAM. "**On kinematic waves. I flood movement in long rivers**". Proceedings, Royal Society. London. Vol. A229. May. pp 281-316. 1955.
141. HENDERSON, F.M., WOODING, R.A. "**Overland flow and groundwater flow from steady rainfall of finite duration**". J. Geophys. Res. nº 69, pp. 1531-1540. 1964.
142. LINSLEY, R.K. "**Rainfall-runoff models: an overview**". In Rainfall-Runoff relationship. V.P. Singh 3-22, Littleton. Colorado. Water Resources Publications. 1982.
143. LEPE, J.L. "**Diseño de presas pequeñas**". Bureau of Reclamation, United State Department of the Interior. De. Continental. CECSA. Mexico. 1983.
144. TAYLOR, A.B. SCHWARZ, H.E. "**Unit-hydrograph lag and peak-flow related to basin characteristics**". Trans. Am. Geophys. Union, 33, pp. 235-246. 1952.
145. USSCS "**Hydrological guide for use in watershed planning**". National Engineering handbook, secc. 4, suplement A. US. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Central Technique Unit. Beltsville, Md. 1982.
146. NASH, J.E. "**The form of the instantaneous unit hydrograph**". International Association of Scientific Hydrology. Pub. 45, 3ª parte, pp. 114-121. 1957.
147. WILLIAMS, J.R., HANN, R.W. "**HYMO: A problem oriented computer language for hydrologic modelling - User_s manuals**". ARS-S-9, US. Dept. of Agriculture. Mayo 1973.
148. SNYDER, F.F. "**Synthetic Unit Hydrographs**". Trans. Am. Geophys. Union. Vol. 19, 1ª parte, págs. 447-454. 1938.
149. LINSLEY, R.K. "**Aplication of Synthetic Unit-graphs in the Western Mountains States**". Trans. Am. Geophys. Union, vol. 24, 2ª parte, pp. 580-587. 1943.
150. CHOW V.T., MAIDMENT, D. y MAYS, L. "**Applied hydrology**". Mc. Graw-Hill. USA. 1988.
151. USSCS "**National Engineering Handbook**". sec. 4, suplement A, Hydrology. U.S. Soil Conservation Service. U.S. Department of Agriculture. Washington D.C. 1957.

152. DOOGE, J.C.I. "**Linear theory of hydrologic systems**". Technical bulletin nº 1468. Agricultural Research Service, U.S. Department of Agriculture, Washington D.C. 1973.
153. EDSON, C.G. "**Parameters for relating unit hydrographs to watershed characteristics**". Trans. Am. Geophys. Union, 32, pp. 591-596. 1951.
154. GRAY, D.M. "**Interrelationships of watershed characteristics**". Journal of Geophysical Research 66(4) pp. 1215-23. 1961.
155. GRAY, D.M. "**Synthetic unit graphs for small watersheds**". Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Journal of the Hydraulics Division 87 (HY4): pp. 33-54. 1961.
156. USSCS "**National Engineering Handbook**". U.S. Soil Conservation Service. U.S. Department of Agriculture. Washington D.C. 1964.
157. CHERY, D.L. Jr. "**A review of rainfall-runoff, physical models as developed by dimensional analysis and other methods**". Water Resources 3, pp. 881-889. 1967.
158. LAURENSEN, W.B. "**A catchment storage model for runoff routing**". J. Hydrol. 2, pp. 141-163. 1964.
159. LARRIEU, J. "**Evaluación de las crecidas catastróficas por el método de los hidrogramas sintéticos**". Ass. Int. Hydr. Sci., vol. III, pp. 160-173. Toronto. 1957.
160. YEVJEVICH, V. "**Stochastic processes in hydrology**". Water Resources Publications. Fort Collins. Colorado. USA. 1972.
161. GEORGAKAKOS, K.P. and R.L. BRAS. "**A statistical linearization approach to real time non linear flood routing**". Cambridge. Massachusetts: MIT Department of Civil Engineering. Ralph M. Parsons Laboratory. (Technical report nº 256). 1980.
162. PONCE, V.M. "**Engineering Hydrology. Principles and practices**". Prentice Hall. 1989.
163. PILGRIM, D.H. "**Australian rainfall and runoff: a guide to flood**". Vol 1. Revised edition. The Institution of Engineers. Australia. 1987.
164. Mc. CARTHY, G.T. "**The unit hydrograph and flood routing**". Paper presented at Conference of North Atlantic Division. U.S. Corps of Engineers. June 1983.
165. CUNGE, J.A. "**On the subject of a flood propagation (Muskingum method)**". J. Hydrol. Res. 7(2), pp 205-230. 1969.

GUÍAS TÉCNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

VOLUMENES INCLUIDOS EN LA SERIE



COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE
GRANDES PRESAS