



**VNIVERSIDAD
D SALAMANCA**

CAMPUS DE EXCELENCIA INTERNACIONAL



Departamento:

**Ingeniería Cartográfica y del
Terreno**

Programa de Doctorado:

**Investigación y Desarrollo en
Geotecnologías**

TESIS DOCTORAL

**CARACTERIZACIÓN DEL
FUNCIONAMIENTO Y CONTROL
HIDRÁULICO FRENTE A LA
ROTURA DE BALSAS DE RIEGO,
MEDIANTE UN MARCO DE
TRABAJO ESTOCÁSTICO.**

Fernando Espejo Almodóvar

Ávila, julio de 2.017

TOMO 1 de 3

MEMORIA

Directores:

Dr. D. José Luis Molina González

Dr. D. Diego González Aguilera



**VNIVERSIDAD D SALAMANCA
Campus de Ávila**

CAMPUS DE EXCELENCIA INTERNACIONAL

ESCUELA

**POLITÉCNICA DE ÁVILA
SUPERIOR**



(página en blanco)

Foto de portada:

Balsa de regulación de Las Porteras del sector II-III de la
Zona Regable del Río Adaja.

(página en blanco)

Agradecimientos

...y se acabó, solo queda apagar la luz y cerrar la puerta. Echas un vistazo atrás y te inundan cientos de rostros, tanta gente conocida y por conocer que se ha cruzado en este camino y al final solo hay una huella... una sonrisa de amor, una sonrisa de camaradería, una sonrisa de apoyo, una sonrisa de comprensión, una sonrisa de paciencia, una sonrisa de complicidad, una sonrisa de cariño, , una sonrisa de incredulidad, una sonrisa de desesperación, una sonrisa de liberación, una sonrisa de complacencia, una sonrisa de odio, una sonrisa de optimismo, una sonrisa de conformidad, una sonrisa de calma, una sonrisa de perseverancia, una sonrisa de resignación, una sonrisa de...

...y ahí estáis,

Paula, Alejandro, Raúl, Sonia, Rafa, Jesús, Pili, Reme, Fernando, Ángel, José, Jorge, Ana, Santiago, Juanma, Benjamín, Arturo, Inma, Laura, Javier, Eduardo, Bruno, Joaquín, Alberto, Tasio, David, Marisol, Alfredo, María, Susana...

...y qué decir de vosotros tres: Rubén... superación, José Luis... proyección y Diego... visión.

Y quedáis los de siempre, los que empujáis con esa sonrisa de vida: Mamá, Cris, David y Lucía.

...y se acabó, solo queda apagar la luz y cerrar la puerta y corresponderos con una...SONRISA DE AGRADECIMIENTO.

...pero falta uno...

Por tu sonrisa, papá

2017-5-18

Medio millón para arreglar la balsa de La Caldereta, con 9.000 roturas - eldia.es

TENERIFE

SANTA CRUZ DE

Medio millón para arreglar la balsa de La Caldereta, con 9.000 roturas

Se inauguró en 2013 y antes de un año tuvo que dejar de recibir agua al tener miles de parches o agujeros en su lámina. Aguas ha aprobado el proyecto de impermeabilización.

V.M., Fuencaliente 20/abr/16 6:17 AM Edición Impresa

nos de grietas u otros elementos semejantes.

c) Balsa: Obra hidráulica consistente en una estructura artificial destinada al almacenamiento de agua situada fuera de un cauce y delimitada, total o parcialmente, por un dique de retención.

d) Altura de balsa: Diferencia de cota entre el

Diario de Sevilla

Balsas y presas, como mezclar churras con merinas

LA OPINIÓN INVITADA

Balsas y presas, como mezclar churras con merinas

- El autor pide un cambio racional en las normas para que distingan entre unas y otras.

AGR ANDALUCÍA

Huelva Información

PROVINCIA

SUCESOS

Investigan las causas de la rotura de una balsa en Castillejos

- La infraestructura, que "reventó por causas que aún se desconocen", ha perdido debido al accidente unos 100.000 metros cúbicos, lo que supone el 80 por ciento de su capacidad

EUROPA PRESS

Villanueva de los Castillejos (Huelva), 29 Enero, 2008 - 00:00h

Miércoles 30 de mayo de 2012. Contacta con levante-emv.com | RSS

levante-emv.com
El Mercantil Valenciano

NOTICIAS **Comunitat Valenciana** HEMEROTECA >

DEPORTES OPINIÓN/BLOGS ECONOMÍA OCIO VIDA Y ESTILO

ACTUALIDAD Valencia Comarcas Castellón Sucesos España Internacional Cultura Sociedad Tecnología Gente Fallas M

PORTADA **PORTADA** Consulta la portada del martes 27 de junio (PDF)

Levante-EMV.com > Comunitat Valenciana

El Consell admite que no controla las balsas de riego

La fotografía aérea ha permitido localizar 3.580 embalses, de los que más de 200 superan los 100.000 metros cúbicos de capacidad

10:45 ☆☆☆☆ ☆☆☆☆

Recomendar 0

Tweet

Recomendar 0

JOSÉ SIERRA VALENCIA La noche del 29 de enero de 2003, una balsa de riego reventó en Chiva y cerca de 12 millones de litros de agua corrieron ladera

Foto:

Rotura de la Balsa de Sangonera la Seca 2003 Fuente: CENTER (Centro Nacional de Tecnología de Regadíos)

RESUMEN

La seguridad y por ende el riesgo son temas de creciente popularidad por la coyuntura socio política que vivimos en las últimas décadas. Su concepción tanto pública como privada, permite avanzar que la sociedad demandará herramientas que faciliten su gestión y cuyo principal objetivo será la propia garantía de esa seguridad, en términos de riesgo tolerable.

La robustez de esas herramientas se fundamentará en el reconocimiento de qué factores son los que aportan incertidumbre al comportamiento del sistema.

Bajo este enfoque sistémico, la correcta definición de los “inputs” cobra una importancia vital para garantizar que los resultados sean asumibles en los términos de tolerabilidad de ese riesgo.

Por lo tanto, determinar su naturaleza y analizar su evolución será uno de los pasos previos en la construcción de esa herramienta.

Por otro lado, el acceso casi universal a la información, que con un crecimiento exponencial año a año, estamos viviendo en la actualidad, facilita enormemente el proceso de caracterización de cualquier sistema.

Es en este marco de actuación, de accesibilidad a la información donde se observa la oportunidad de este trabajo.

En los últimos años, la gestión de los riesgos de inundación, han sido objeto de numerosos desarrollos normativos, y en cualquier dimensión de la administración, desde la supranacional, Unión Europea, hasta la autonómica.

Estos desarrollos han obligado a los administrados en muchas ocasiones a una adaptación de la seguridad de las infraestructuras hidráulicas de las que son titulares, muy alejadas de su propia realidad.

El Real Decreto 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, en su articulado introduce un nuevo título relativo a la seguridad de presas, embalses y balsas, situando a esta última a idéntico nivel que sus parientes cercanas las presas.

Las exigencias a dichas infraestructuras en cuanto a dotación de medios en la explotación, que gestionen las emergencias, son análogas a las propias de presas. Esta circunstancia denunciada y cuestionada en múltiples foros por los propios

usuarios, grava notablemente a la balsa, y queda de manifiesto en un simple análisis de las diferencias existentes entre ambas.

La mera ubicación es una de las más importantes porque limita tanto el escenario de solicitación como el modo de fallo, así como la potencialidad del daño causado, función de la altura de agua movilizable y su volumen correspondiente. Este hecho ofrece una ventaja relevante a la vez que una notable incertidumbre, al desconocer a priori la zona de rotura. La ventaja a explorar estriba que su ubicación fuera de cauce, hace presagiar que el hidrograma de rotura puede laminarse sensiblemente en los primeros instantes del colapso.

Entre las variables que condicionan la futura afección por un fallo estructural, en términos de inundación provocada, se encuentran la geometría de la brecha y el tiempo de formación de dicha brecha. Estos elementos conforman una de las principales entradas del sistema, que unida a la evolución de dichos caudales por la red de drenaje natural de la cuenca afectada, definen los dos principales ítems de estudio.

En esta tesis, basándonos en los resultados de las propuestas de fórmulas empíricas de diversos autores, que evalúan el ancho de brecha y el tiempo de formación, planteamos una caracterización de las balsas, basado en su respuesta hidráulica en forma de hidrograma de vertido frente al fallo estructural. Habiendo elegido la modalidad de fallo más extendida en este tipo de soluciones: "piping" o sifonamiento. De esta manera determinamos el primero de los factores intervinientes en su clasificación en función del riesgo potencial.

Para ello se han construido un conjunto de balsas tipo sintéticas, en un total de 10 con 3 alturas: 5.00, 7.50 y 10.00 m., que abarquen la variabilidad geométrica (altura del dique y volumen almacenado) susceptible de exigencias normativas: propuesta de clasificación, normas de explotación y planes de emergencia.

La selección final de la fórmula estará asociada a un factor de caracterización, llamado factor de almacenamiento (FA), que relaciona la altura de agua movilizable con el volumen de agua asociado.

Esta caracterización tendrá como objetivo final la obtención de la función de distribución de caudales máximos y percentiles asociados, que permita únicamente con la altura y volumen de la balsa, prever el funcionamiento hidráulico frente a su rotura, en términos de probabilidad de ocurrencia de un caudal máximo determinado.

La transición a la realidad exige la caracterización a su vez del entorno geomorfológico de la cuenca afectada, el segundo factor que se señalaba anteriormente.

Tiene por objeto garantizar un análisis completo de todo el dique de cierre, al sectorizarlo en su totalidad y plantear una única brecha tipo por sector, evitando la arbitrariedad en su ubicación y garantizando que se analizará el comportamiento de todo el dique de cierre y no solo de una o varias partes.

Esta sectorización requiere de un conocimiento exhaustivo de la superficie sobre la que deben evolucionar los caudales de vertido. Entre las posibilidades de análisis se ha utilizado la geomorfometría con una ventana de análisis hasta la primera zona vulnerable. Se lleva a cabo delineando las cuencas de drenaje, adoptando como criterio de definición del umbral de corriente hasta 5 órdenes, que conformaría un cauce bien definido.

De esta forma cubriríamos toda la longitud de cierre y limitaríamos el número de roturas a analizar en fases posteriores.

Conocidas la fórmula empírica que responde mejor a las características de la balsa a estudiar y conocida la ubicación de la brecha es necesario abordar su análisis. Planteamos un enfoque no utilizado hasta ahora, cuyo resultado debe arrojar una representación cartográfica de aquellas zonas con mayor probabilidad de ser peligrosas. Se añade un matiz, en consonancia con los estudios de inundabilidad establecidos en la normativa en vigor, la zonificación de los entornos del cauce con restricciones de uso, en función de avenidas de distintos períodos de retorno.

Dada la escasez de datos reales que permitan una validación experimental, que arroja una notable incertidumbre al proceso, es necesario optar por técnicas que repliquen el evento y analizar sus resultados pormenorizadamente. Este marco estocástico requiere de la implementación del método de Montecarlo, que se fundamentará en una función de distribución de probabilidades triangular de la cota del fondo de brecha, propuesta en la literatura científica.

Obtenido el número de repeticiones y estudiada su sensibilidad, se desarrollan 5.000 simulaciones por balsa tipo, altura y 4 fórmulas empíricas: Froehlich 08, Macdonald & Langridge-Monopolis 84, actual Guía Técnica de Clasificación de Presas en función del riesgo potencial y Von Thun & Gillette 90.

Esto permite por un lado validar la distribución de probabilidades triangular y proponer una para los caudales generados.

Llegados a este punto, actuamos sobre el segundo aspecto que enunciábamos al comienzo: el tránsito de caudales de avenida por la red de cauces.

Ello nos permitirá dos cosas:

- Establecer medidas de atenuación del hidrograma de vertido, aprovechando la ventaja de la ubicación fuera de cauce de la balsa.
- Obtener la información hidráulica básica que alimente una cartografía de probabilidades de peligrosidades máximas.

La laminación del hidrograma adopta el principio hidrológico en la gestión de inundaciones, de retener el agua en el territorio. Esta retención se implementa mediante una medida estructural de bajo coste, como es la construcción de una plataforma alrededor de la balsa con una pendiente hasta del 1% y una rugosidad superior a un coeficiente de Manning de 0.050, que llamaremos "buffer".

Para poder llevar a cabo esta solución es necesario que el entorno de la balsa cumpla una serie de requisitos, con objeto de no grabar excesivamente su construcción. Ésta deberá situarse en zona llana (flat surface), entendida como aquella que no supera el 1-2%, según la literatura científica.

En esta fase de simulación hidráulica, se estudió el comportamiento de las balsas tipo frente a ese buffer, variando la pendiente entre el 0.00% y el 1.00% y la rugosidad entre 0.025 y 0.100.

Con los resultados obtenidos, se han propuesto varias expresiones que permiten a partir del caudal estimado por Froehlich, definir el alcance de la zona de seguridad.

Finalmente, y como corolario de esta tesis se ha aplicado la metodología expuesta a dos balsas reales: Macías Picavea y Las Porteras, de sensibles diferencias geomorfológica.

El resultado final ha permitido validar la propuesta de una cartografía de probabilidades de peligrosidades máximas, así como probar la viabilidad de la zona de atenuación como medida estructural preventiva de los daños generados por fallo estructural.

SUMMARY

Safety and therefore risk are topics of growing popularity because of the socio-political conjuncture of the last decades. Its conception, both public and private, allows us to advance that society will demand tools that facilitate its management whose main objective will be the safety guarantee, in terms of tolerable risk. The robustness of these tools will be based on the recognition of which factors are the ones that bring uncertainty to the behavior of the system.

Under this systemic approach, the correct definition of "inputs" becomes vitally important to ensure that the results are acceptable under the terms of risk tolerability. Therefore, determining the process nature and analyzing its evolution will be one of the previous steps in the tool construction. On the other hand, almost universal access to information, which with an exponential growth year by year greatly facilitates the process of any system characterization.

In recent years, flood risks management has been the subject of numerous regulatory developments at any dimension of administration, from the supranational, European Union, to regional. These developments have obliged those managed people to adapt their hydraulic infrastructures safety.

Royal Decree 9/2008, dated on January 11th, amending the Public Hydraulic Domain Regulation, approved by Royal Decree 849/1986 of April 11th. It introduces a new section concerning the dams, reservoirs and ponds safety, placing the latter at the same level as their close relatives.

The requirements for these infrastructures in terms of the provision of facilities which manage emergencies are similar. This circumstance denounced and questioned in multiple forums by the users themselves, notably taxes the pond, and this is evidenced by means of a simple analysis of differences.

The mere location is one of the most important differences because it limits the stage of solicitation and the failure mode, as well as the potentiality of the damage caused, as a function of the movable water height and its corresponding volume. This fact offers a significant advantage at the same time as a notable uncertainty, when a priori the zone of failure is unknown. The advantage to be explored is that its off-river location suggests that the breaking hydrograph can be laminated in the very first moments of the collapse.

Among the variables that condition the future damage because of a structural failure, in terms of caused flood, are the breach geometry and formation time.

These elements comprise one of the main inputs of the system, which, together with the evolution of these flows through the natural drainage network of the affected basin, define the two main study items.

According to the results from different authors' empirical formulas, in this doctoral Thesis, we evaluate the breach width and the formation time. In general, we propose a ponds characterization, based on their hydraulic response in the form of a hydrograph generated by a structural failure. Once we have chosen the most widespread failure mode in this type of solutions: "piping" or siphoning, we determine the first of the factors involved in its classification regarding potential risk. For this, 10 synthetic type of ponds have been constructed, with 3 different heights: 5.00, 7.50 and 10.00 m., covering the geometric variability (height of the dam and stored volume) susceptible of normative requirements: proposal of classification, operating rules and emergency plans.

The final selection of the formula will be associated with a characterization factor, called storage factor (FA), which relates the mobilizable water height to the associated water volume.

The objective of this characterization is to obtain the distribution function of maximum flows and associated percentiles. This allows, only with the height and volume of the pond, predicting the hydraulic operation regarding its breaching, in terms of probability of occurrence of a certain maximum flow.

The transfer to reality demands also the characterization of the geomorphological environment of the affected basin, the second aforementioned factor. It aims to ensure a complete analysis of the entire closure dam, by sectoring it in its entirety, and to propose a single type of breach per each sector. This avoids the arbitrariness in its location and ensures that the behavior of the entire closure dam is analyzed.

This sectoring requires a thorough knowledge of the surface on which the discharge flows must evolve. Among the possibilities of analysis the geomorphometry has been used, focused on the first vulnerable zone. It is carried out delineating the drainage basins, adopting the criterion of discharge threshold up to 5 orders, which would conform a well-defined channel. In this way we would cover the entire length of closure and limit the number of breaches to be analyzed in later phases.

When the empirical formula that better responds to pond characteristics and the breach location are known, it is time to tackle the breaching analysis. We propose

an innovative approach that has not been used so far whose result should provide a cartographic representation of most likely to be dangerous areas. A nuance is added, in line with the flood studies established in the current regulations, the zoning of the channel environments with use restrictions, depending on avenues of different return periods.

Given the scarcity of real data that allow an experimental validation, which throws a considerable uncertainty to the process, it is necessary to opt for techniques that replicate the event and analyze its results in detail. This stochastic framework requires the implementation of the Monte-Carlo method, which will be based on a triangular probability distribution function of the bottom of the breach, proposed in the scientific literature.

The number of repetitions was studied and its sensitivity was studied; 5,000 simulations were carried out per type, height and 4 empirical formulas: Froehlich 08, Macdonald & Langridge-Monopolis 84, current Technical Guide for Classification of Dams according to potential risk and Von Thun & Gillette 90. This allows, on one hand, to validate the triangular probability distribution and, on the other hand, to propose another one for the generated flows.

At this point, we acted on the second aspect we stated at the beginning: the routing of avenue flows through the drainage network. This will allow developing two aspects: first, establishing mitigation measures for the discharge hydrograph, taking advantage of the off-river location of the pond, and second, obtain the basic hydraulic information that feeds a mapping of maximum hazard probabilities.

The lamination of the hydrograph adopts the hydrological principle in floods management, of retaining the water in the territory. This retention is implemented through a low cost structural measure, which is the construction of a platform around the pond with a slope up to 1% and a roughness greater than a Manning coefficient of 0.050, which we will call *buffer*. In order to carry out this solution and make this as simple as possible, it is necessary that the pond area meets a series of requirements. These are mainly related to the buffer area location. This should be located on a flat surface, understood as one that does not exceed 1-2%, according to the scientific literature.

In this phase of hydraulic simulation, the behavior of the pond type versus this buffer was studied, varying the slope between 0.00% and 1.00% and the roughness between 0.025 and 0.100.

With the results obtained, several expressions have been proposed that allow, from the estimated Froehlich flow, defining the safety zone area.

Finally, and as a corollary of this Thesis, the methodology has been applied to two real ponds (Case studies): Macías Picavea and Las Porteras, with sensitive geomorphological differences.

The final result has allowed validating the proposal of a maximum hazards probabilities mapping as well as to prove the viability of the attenuation zone as a structural preventive measure of the damages generated by structural failure.

Contenido

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Estructura.....	8
2	OBJETIVOS	11
3	MATERIALES y MÉTODOS.....	15
3.1	Alcance normativo	15
3.2	LIDAR.....	24
3.2.1	Precisión	25
3.2.2	Resolución.....	25
3.2.3	Discretización asociada al modelo.....	26
3.3	Caracterización de las brechas.....	27
3.3.1	Modos de fallo.....	27
3.3.2	Evaluación.....	27
3.3.3	Ecuaciones empíricas de caracterización de la brecha.....	29
3.3.4	Ecuaciones empíricas de caudal pico	40
3.4	Método de MONTECARLO.....	42
3.4.1	Introducción.....	42
3.4.2	Definición	43
3.4.3	Método.....	44
3.4.4	Aproximación empírica a la distribución teórica	44
3.4.5	Precisión de la aproximación empírica.....	45
4	METODOLOGÍA.....	49
4.1	Desarrollo.....	50

4.1.1	Hidrograma de vertido	51
4.1.1.1	Brechas.....	51
4.1.1.2	Zonificación.....	57
4.1.1.3	Análisis Estocástico.....	62
4.1.1.4	Simulación hidráulica.....	65
4.1.1.5	Cartografía de probabilidades de máximas peligrosidades	70
5	RESULTADOS	73
5.1	Selección de la fórmula empírica.....	74
5.2	Zonificación y establecimiento del “buffer”	96
5.3	Análisis estocástico	113
5.4	Aplicación a casos reales. Validación de resultados.....	122
5.4.1	Cartografía de probabilidades de máximas peligrosidades.....	122
5.4.2	Análisis del efecto del buffer en el área que ocupa la zona de máxima peligrosidad	127
6	CONCLUSIONES y LINEAS DE TRABAJO FUTURO	139
6.1	Primera Fase.....	139
6.2	Segunda Fase	140
6.3	Tercera Fase	141
6.4	Cuarta Fase.....	142
6.5	Quinta Fase.....	142
6.6	Líneas de Investigación Futuras	143
	REFERENCIAS.....	149

Índice de figuras

FIGURA 3-1. PROGRESIÓN DE LA BRECHA DE FORMA TRAPEZIAL FUENTE: (GEE, 2009).....	30
FIGURA 3-2. ESQUEMA GEOMÉTRICO DE LA BRECHA. PARÁMETROS DE CÁLCULO FUENTE: GUIDELINES FOR DAM BREACH ANALYSIS, COLORADO STATE. 2010(GEE, 2009).....	30
FIGURA 3-3. RELACIÓN A-T PARA CADA NIVEL DE CONFIANZA ($1-\alpha$) CON PH=0.05	47
FIGURA 4-1. CONCEPTUALIZACIÓN DEL SISTEMA.....	50
FIGURA 4-2. FASES DE DESARROLLO DEL TRABAJO	51
FIGURA 4-3. DESARROLLO DE TRABAJOS EN LA 1ª FASE: BRECHAS	52
FIGURA 4-4. ÁMBITO DE APLICACIÓN DE LA NORMATIVA SOBRE SEGURIDAD DE PRESAS Y BALSAS EN ESPAÑA .	53
FIGURA 4-5. DIAGRAMA DE CAMPOS DE TRABAJO DE LAS BALSAS TIPO.	55
FIGURA 4-6. DESARROLLO DE TRABAJOS EN LA 2ª FASE: ZONIFICACIÓN	59
FIGURA 4-7. DESARROLLO DE TRABAJOS EN LA 3ª FASE: ANÁLISIS ESTOCÁSTICO	64
FIGURA 4-8. ORTOFOTOGRAFÍA 3D TEXTURIZADA DE LA Balsa de Macías Picavea (VALLADOLID)	66
FIGURA 4-9. ORTOFOTOGRAFÍA 3D TEXTURIZADA DE LA Balsa de Las Porterías (ÁVILA).....	67
FIGURA 4-10. DESARROLLO DE TRABAJOS EN LA 4ª FASE: SIMULACIÓN HIDRÁULICA.....	68
FIGURA 4-11. RESPUESTA HIDRÁULICA DEL ENTORNO DE LA Balsa Macías Picavea en dos sectores distintos	69
FIGURA 4-12. DESARROLLO DE TRABAJOS EN LA 5ª FASE: CARTOGRAFÍA DE PROBABILIDADES.....	71
FIGURA 5-1. DIAGRAMA DE CAMPOS DE APLICACIÓN DE LAS EXIGENCIAS NORMATIVAS VS FACTOR DE ALMACENAMIENTO.....	75
FIGURA 5-2. DIAGRAMA DE CAMPOS DE APLICACIÓN DE LAS EXIGENCIAS NORMATIVAS VS BALSAS INVENTARIADAS	76
FIGURA 5-3. DIAGRAMA DE CAMPOS DE APLICACIÓN DE LAS EXIGENCIAS NORMATIVAS VS FACTOR DE ALMACENAMIENTO, CON LAS BALSAS TIPO REFERENCIADAS	77
FIGURA 5-4. ESQUEMA DESCRIPTIVO DE LAS VARIABLES DE FORMACIÓN DE LA BRECHA COMPLETA. FUENTE: GUÍA ESTADO DE COLORADO 2010	78
FIGURA 5-5. ESQUEMA DESCRIPTIVO DE LAS VARIABLES DE FORMACIÓN DE LA BRECHA INCOMPLETA. FUENTE: GUÍA ESTADO DE COLORADO, 2010.	79
FIGURA 5-6. VARIACIÓN DEL CAUDAL PICO ESTIMADO SEGÚN F95, EN FUNCIÓN DE HW Y VW	80
FIGURA 5-7. VARIACIÓN DEL CAUDAL PICO ESTIMADO SEGÚN F95, EN FUNCIÓN DE VW Y HW	80

FIGURA 5-8. ESTUDIO COMPARATIVO DE RESULTADOS DE Q _{MÁX} EN BALSAS TIPO CON ALTURA DE AGUA DE 5.00 M.	81
FIGURA 5-9. COMPARACIÓN DE HIDROGRAMAS DE ROTURA EN BALSAS DE 10.00 M. DE CARGA DE AGUA.	82
FIGURA 5-10. ESTUDIO COMPARATIVO DE RESULTADOS DE Q _{MÁX} EN BALSAS TIPO CON ALTURA DE AGUA DE 7.50 M.	83
FIGURA 5-11. RATIO DE TIEMPOS DE FORMACIÓN ENTRE BT10 Y BT01 (MLM84 Y 3 ALTURAS)	83
FIGURA 5-12. COMPARACIÓN HIDROGRAMAS DE ROTURA EN TODAS LAS BALSAS, CON CARGA DE 5.00 M. (MLM84).....	84
FIGURA 5-13. RATIOS DE Q PRONOSTICADO POR LA FÓRMULA DE FROEHLICH 95 VS LA DE FROEHLICH 08	85
FIGURA 5-14. RATIOS DE Q PRONOSTICADO POR LA FÓRMULA DE LA GUÍA ESPAÑOLA VS LA DE FROEHLICH 0885	
FIGURA 5-15. ESTUDIO COMPARATIVO DE RESULTADOS DE Q _{MÁX} EN BALSAS TIPO CON ALTURA DE AGUA DE 10.0 M.	86
FIGURA 5-16. RATIOS DE Q PRONOSTICADO POR LA FÓRMULA DE FROEHLICH 95 VS LA DE MLM 84.....	87
FIGURA 5-17. RATIOS DE Q PRONOSTICADO POR LA FÓRMULA DE LA GUÍA ESPAÑOLA VS LA DE MLM 84	87
FIGURA 5-18. COMPARATIVO DE LOS TIEMPOS DE FORMACIÓN EN FUNCIÓN DE FA Y HW	89
FIGURA 5-19. COMPARATIVO DE LOS TIEMPOS DE FORMACIÓN EN FUNCIÓN DE FA PARA F08	90
FIGURA 5-20. COMPARATIVO DE LOS TIEMPOS DE FORMACIÓN EN FUNCIÓN DE FA PARA F08 Y MLM84	91
FIGURA 5-21. COMPARATIVO DE LOS TIEMPOS DE FORMACIÓN EN FUNCIÓN DE FA PARA MLM84 Y BOWLES ..	92
FIGURA 5-22. COMPARATIVO DE LOS TIEMPOS DE FORMACIÓN EN FUNCIÓN DE FA PARA F08 Y BOWLES.....	92
FIGURA 5-23. COMPARATIVO DEL PROGRESO DE LA BRECHA EN FUNCIÓN DE FA PARA TODAS LAS FÓRMULAS. HW5	93
FIGURA 5-24. COMPARATIVO PROGRESO DE LA BRECHA EN FUNCIÓN DE FA PARA TODAS LAS FÓRMULAS. HW7.5	94
FIGURA 5-25. COMPARATIVO PROGRESO DE LA BRECHA EN FUNCIÓN DE FA PARA TODAS LAS FÓRMULAS. HW10.	94
FIGURA 5-26. DIAGRAMA DE CAMPOS DE APLICACIÓN DE LAS ECUACIONES EMPÍRICAS EN FUNCIÓN DE FA	95
FIGURA 5-27. Balsa de las Porteras. Mapa del Índice Topográfico de Humedad (TWI)	97
FIGURA 5-28. Balsa de las Porteras. Comparativo de sectorizaciones en base a umbrales de celda: 123456, 12345 y 1234, sobre cauces de orden 4 de Strahler.....	98
FIGURA 5-29. Balsa de las Porteras. Cauces de orden de Strahler 4 vs TWI.....	99
FIGURA 5-30. Balsa de las Porteras. Sectorización del dique de cierre.....	100

FIGURA 5-31. ALCANCE DE LA ZONA DE MÁXIMA PELIGROSIDAD PARA PENDIENTES DEL 0.00% Y COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING DE 0.025 Y 0.050.....	101
FIGURA 5-32. ALCANCE DE LA ZONA DE SEGURIDAD EN FUNCIÓN DE LA PENDIENTE (n0.025)	102
FIGURA 5-33. ALCANCE DE LA ZONA DE SEGURIDAD EN FUNCIÓN DE LA PENDIENTE (n0.050)	103
FIGURA 5-34. ALCANCE DE LA ZONA DE SEGURIDAD EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE MANNING PARA PENDIENTES DEL 0.25% Y DEL 0.75%, Hw=05.00 M. Y BALSAS BT02 Y BT06	104
FIGURA 5-35. ALCANCE DE LA ZONA DE SEGURIDAD EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE MANNING PARA PENDIENTES DEL 0.25% Y DEL 0.75%, Hw=10.00 M. Y BALSAS BT02 Y BT06	105
FIGURA 5-36. ALCANCE DE LA ZONA DE SEGURIDAD EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE MANNING EN BT02, PARA ALTURAS DE CARGA MOVILIZABLE DE 5.00 Y 10.00 M. Y PENDIENTES DEL 0.25% Y DEL 0.50%	106
FIGURA 5-37. ALCANCE DE LA ZONA DE SEGURIDAD EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE MANNING EN BT06, PARA ALTURAS DE CARGA MOVILIZABLE DE 5.00 Y 10.00 M. Y PENDIENTES DEL 0.25%, 0.50% Y 0.75% .	107
FIGURA 5-38. MAPA DE PENDIENTES. Balsa MACÍAS PICAVEA.	109
FIGURA 5-39. ORTOFOTOGRAFÍA 3D. Balsa MACÍAS PICAVEA.....	109
FIGURA 5-40. MAPA DE PENDIENTES Y ORTOFOTOGRAFIA 3D. Balsa LAS PORTERAS	110
FIGURA 5-41. ALCANCE DE LA ZONA DE SEGURIDAD PARA P0.00%. LEYES DE COMPORTAMIENTO	111
FIGURA 5-42. ALCANCE DE LA ZONA DE SEGURIDAD PARA P0.10%. LEYES DE COMPORTAMIENTO	111
FIGURA 5-43. ALCANCE DE LA ZONA DE SEGURIDAD PARA P0.25%. LEYES DE COMPORTAMIENTO	112
FIGURA 5-44. ALCANCE DE LA ZONA DE SEGURIDAD PARA P0.50%. LEYES DE COMPORTAMIENTO	112
FIGURA 5-45. FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDADES DE LA COTA DE LA SOLERA DE LA BRECHA. FUENTE: (AHMADISHARAF ET AL., 2016).....	114
FIGURA 5-46. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE MONTECARLO EN LA OBTENCIÓN DE LOS HIDROGRAMA DE ROTURA.	115
FIGURA 5-47. FUNCIONES DE RIESGO Y SUPERVIVENCIA TIPO.....	116
FIGURA 5-48. DIAGRAMAS DE CAJA CAUDALES SIMULADOS BALSAS TIPO, PARA 5, 7.5 Y 10 M. DE CARGA.	119
FIGURA 5-49. DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIAS DE CAUDALES MÁXIMOS EN LA Balsa TIPO 2, CON 5 M Y EN LA Balsa 3 CON 10 M DE ALTURA	120
FIGURA 5-50. DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIAS DE CAUDALES MÁXIMOS EN LA Balsa TIPO 8, CON 10 M DE ALTURA	121
FIGURA 5-51. DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIAS DE CAUDALES MÁXIMOS EN LA Balsa TIPO 8, CON 7.50 M DE ALTURA	121

FIGURA 5-52. MAPAS DE PELIGROSIDADES MÁXIMAS Y DE PROBABILIDADES DE MÁXIMAS PELIGROSIDADES EN LA Balsa de Macias Picavea	124
FIGURA 5-53. MAPAS DE PELIGROSIDADES MÁXIMAS Y DE PROBABILIDADES DE MÁXIMAS PELIGROSIDADES EN LA Balsa de Las Porteras	126
FIGURA 5-54. MODELO DIGITAL DEL TERRENO ORIGINAL, CON RESOLUCIÓN 1x1 SIN BUFFER. Balsa de Las Porteras	127
FIGURA 5-55. MODELO DIGITAL DEL TERRENO ORIGINAL, CON RESOLUCIÓN 1x1 CON BUFFER. Balsa de Las Porteras	128
FIGURA 5-56. ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS CAUDALES MÁXIMOS PARA ALTURAS DE AGUA MOVILIZABLE DE 5.00 Y 10.00 M. DE LA Balsa BT09, RESPECTO DE LOS RESULTADOS CON BUFFER EN LA Balsa de Las Porteras	128
FIGURA 5-57. ESTUDIO COMPARATIVO DE VELOCIDADES ENTRE SOLUCIONES: S/BUFFER Y C/BUFFER EN EL SECTOR 01. Balsa de Las Porteras.....	130
FIGURA 5-58. ESTUDIO COMPARATIVO DE VELOCIDADES ENTRE SOLUCIONES: S/BUFFER Y C/BUFFER EN EL SECTOR 04. Balsa de Las Porteras.....	130
FIGURA 5-59. ESTUDIO COMPARATIVO DE CALADOS ENTRE SOLUCIONES: S/BUFFER Y C/BUFFER EN EL SECTOR 01. Balsa de Las Porteras.....	131
FIGURA 5-60. ESTUDIO COMPARATIVO DE CALADOS ENTRE SOLUCIONES: S/BUFFER Y C/BUFFER EN EL SECTOR 04. Balsa de Las Porteras.....	132
FIGURA 5-61. ESTUDIO COMPARATIVO DE CAUDALES MÁXIMOS ENTRE SOLUCIONES: S/BUFFER Y C/BUFFER EN EL SECTOR 01. Balsa de Las Porteras	132
FIGURA 5-62. ESTUDIO COMPARATIVO DE CAUDALES MÁXIMOS ENTRE SOLUCIONES: S/BUFFER Y C/BUFFER EN EL SECTOR 04. Balsa de Las Porteras.....	133
FIGURA 5-63. MAPAS ENVOLVENTES DE MÁXIMA PELIGROSIDAD PARA EL CONJUNTO DE SECTORES. UMBRAL=1.25 Balsa de Las Porteras.....	134
FIGURA 5-64. MAPAS DE PROBABILIDADES DE MÁXIMAS PELIGROSIDADES PARA EL CONJUNTO DE SECTORES. UMBRAL=1.25 Balsa de Las Porteras.....	136
FIGURA 5-65. ANÁLISIS DE LA REDUCCIÓN DEL ÁREA DE MÁXIMA PELIGROSIDAD POR APLICACIÓN DEL BUFFER EN FUNCIÓN DE LA DISTANCIA AL PIE DE TALUD EXTERIOR DE LA Balsa. Balsa de Las Porteras.....	137

Índice de tablas

TABLA 1-1. DIFERENCIAS ENTRE PRESAS Y BALSAS	6
TABLA 3-1. RANGO DE CASOS DE ESTUDIO EN FROEHLICH 95A	31
TABLA 3-2. TALUDES DE BRECHA EN FROEHLICH 95A	32
TABLA 3-3. RANGO DE CASOS DE ESTUDIO EN FROEHLICH 08.....	32
TABLA 3-4. TALUDES DE BRECHA EN FROEHLICH 08.....	33
TABLA 3-5. RANGO DE CASOS DE ESTUDIO EN MACDONALD AND LANGRIDGE-MONOPOLIS 84	34
TABLA 3-6. TALUDES DE BRECHA EN MACDONALD AND LANGRIDGE-MONOPOLIS 84	35
TABLA 3-7. TALUDES DE BRECHA EN VON THUN AND GILLETTE 90.....	36
TABLA 3-8. RANGO DE CASOS DE ESTUDIO EN VON THUN AND GILLETTE 90	37
TABLA 3-9. VALORES DEL COEFICIENTE C_B DE LA FÓRMULA DE VON THUN AND GILLETTE 90	37
TABLA 3-10. TALUDES DE BRECHA EN GUÍA TÉCNICA 96	39
TABLA 3-11. EXPRESIONES EMPÍRICAS DE CAUDAL PICO.....	41
TABLA 4-1. UMBRALES DE FORMACIÓN DE CORRIENTES	55
TABLA 5-1. UMBRALES DE FORMACIÓN DE CORRIENTES	96
TABLA 5-2. CONDICIONANTES DEL ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD: $I\%,N$ Y BALSA TIPO	103
TABLA 5-3. PARÁMETROS DE LA FUNCIÓN DE DENSIDAD TRIANGULAR DEL FONDO DE BRECHA PARA LAS BALSAS TIPO	114
TABLA 5-4. AJUSTES DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN A LOS CAUDALES SIMULADOS EN LAS BALSAS TIPO	117
TABLA 5-5. CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA DE LA BALSA MACÍAS PICAVEA.....	123
TABLA 5-6. CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA DE LA BALSA LAS PORTERAS.....	123
TABLA 5-7. COMPARACIÓN DE LAS ÁREAS DE OCUPACIÓN DE LAS ZONAS DE MÁXIMA PELIGROSIDAD EN LOS ESCENARIOS: SIN BUFFER Y CON BUFFER. BALSA DE LAS PORTERAS	135

(página en blanco)

Glosario

En esta Tesis la seguridad subyace como hilo argumental y es la que enmarca todo el desarrollo procedimental. Dada la disparidad de ideas que inspiran muchos términos utilizados en esta disciplina se recogen en este glosario un conjunto de ellos extraídos de la guía técnica nº8 de seguridad de presas “Análisis de Riesgos aplicado a la Seguridad de Presas y Embalses”(de Membrillera Ortuño, Manuel G, Bueno, Pérez, & García, 2005; Escuder-Bueno, Matheu, Altarejos-García, & Castillo-Rodríguez, 2011).

- **Seguridad:** Se trata del margen que disociaría a los requisitos reales, que tienen lugar en la balsa y su embalse, de aquellas condiciones que los dirigen a la total destrucción. (Se trata de poner en conocimiento estas condiciones e implantar el margen respectivo)
- **Riesgo:** Se define como la medición de la expectativa y del rigor que una determinada circunstancia conlleva. La cual tiene como fruto una fatalidad para determinados factores como son la sociedad, la salud, el capital o el medio ambiente, entre otros. El riesgo se calcula por medio de la unión por un lado de las esperanzas matemáticas de los contextos donde ocurre el suceso y, por otro lado, de sus resultados.
- **Riesgo Anual:** Se explica como el resultado de la probabilidad de agudeza anual de todas y cada una de las modalidades de fallo, que hayan sido pronosticables, por el precio del perjuicio pertinente.
El resultado de todos esos riesgos, de manera globalizada, encauzaría a una media de riesgo global durante toda la vida útil decretada tanto para la balsa como para su embalse.
- **Fiabilidad:** Es la probabilidad de que un procedimiento realice de manera correcta el cometido para el que ha sido diseñado, durante un espacio de tiempo concreto y bajo unas circunstancias precisas. La probabilidad complementaria de la fiabilidad es la posibilidad de fallo.
- **Análisis de fiabilidad:** Se trata de un procedimiento metódico en el que, para que se pueda realizar tanto el estudio de la fiabilidad de un

sistema específico, así como las solicitaciones como las resistencias, deben ser modelizadas como variables, las cuales deben ser elegidas al azar. El objetivo de esto, es el de valorar la incertidumbre en el producto final.

- **Riesgo Aceptable:** Es el riesgo para el que, tanto a efectos laborales como vitales, toda persona que pueda ser perjudicado por éste, se encuentre capacitado; admitiendo que no va a haber modificaciones en los dispositivos de control.
- **Riesgo tolerable:** Riesgo que se encuentra en un determinado rango, con el cual la ciudadanía puede coexistir, de modo que puedan obtener cierta rentabilidad social neta. Asimismo, se trata de algo que no es insignificante para la sociedad, sino que, por el contrario, está en continua revisión y en consecuencia es reducido; siempre que quepa esa posibilidad, con los recursos que estén al alcance de dicha sociedad.
- **Probabilidad:** Se trata de la medición del grado de confianza que hay en una estimación, todo ello basado en una certeza sobre el valor de una magnitud o la posibilidad de que ocurra un acontecimiento futuro, siendo ambos inciertos. De igual modo, esta medida va a adquirir un valor número que va a estar discernido entre cero y uno, y además matemáticamente va a estar basado en una serie de axiomas.

En cualquiera de los casos, se hallan dos amplios análisis sobre el concepto de probabilidad.

- Probabilidad objetiva o de frecuencia relativa: Dicha probabilidad se deduce a partir del desenlace de un determinado experimento realizado de manera estacionaria o a través de una serie de muestras que son derivadas de una población homogénea. Dicha interpretación podrá manejarse, por ejemplo, con los eventos hidrológicos o sísmicos, así como con los niveles del embalse a lo largo de todo el año, entre otros. En conclusión, se trata de un proceso deductivo.
- Probabilidad subjetiva: Se trata de un modo de medir de manera cuantitativa, la confianza o el veredicto en la ocurrencia de un

acontecimiento. Esta medida, se consigue considerando toda la información que está disponible de manera obvia y no sesgada. Puesto que todo tipo de información y juicio va a ser tolerable a la hora de estimar un determinado valor de una probabilidad, y por lo tanto va a estar basado en experimentos que se van a realizar varias veces o por el contrario solo van a hacerse una única vez. En resumen, se trata de un proceso inductivo.

- **Incertidumbre:** Es un concepto bastante extenso en el que se incluye la variabilidad. Se trata de cualquier tipo de circunstancia del que no se posee certeza alguna, la cual puede estar explicada por una distribución de probabilidad o no:
 - Incertidumbre natural, objetiva o aleatoria: Está vinculada con una aleatoriedad inseparable a los procesos físicos, tanto si se habla de tiempo como de espacio.
 - Incertidumbre epistémica o subjetiva: Está asociada a una información limitada y a un conocimiento exacto de la realidad. Puede subdividirse en la incertidumbre relativa al modelo, la cual se define para explicar todo el proceso físico; y la incertidumbre vinculada a los parámetros.
 - Incertidumbre en la toma de decisiones: Aparece a raíz del limitado conocimiento que existe sobre el estado del sistema que ha sido analizado. Como son las circunstancias ocurridas durante la construcción o explotación, los errores humanos, entre otros. Además, también surge de los objetivos sociales que han sido perseguidos, como son el beneficio social, la capacidad de inversión, la vida útil que se espera, etc.
- **Sistema:** Organismo que está constituido por varios componentes, los cuales están organizados y mezclados de tal manera que desempeñan una función.
- **Escenario:** Se trata del marco de un sistema específico; por lo tanto, es una combinación única de estados como:
 - Nivel previo de embalse.

-
- Estado de las compuertas o elementos hidromecánicos.
 - Evento de inicio.
 - Intensidad del viento.
 - Caudales fluyentes al embalse y existentes aguas abajo.
 - Modo de rotura.
 - Población existente aguas abajo en ese preciso momento.

Según estas características, un escenario posibilita concretar e instaurar una serie de circunstancias que son de interés, todo ello en el contexto de un análisis de los diferentes riesgos. Por lo que, podría considerarse varios tipos de escenarios como son los de solicitación, de rotura, de avenida, entre otros.

- **Identificación de riesgo:** Se basa en el proceso por el cual se describe qué es lo que puede acarrear un fallo, por qué se produce y cómo.
- **Control de riesgo:** Procedimiento por el que se refuerzan las acciones que han sido dirigidas a controlar tanto el riesgo como la revisión de manera periódica de la efectividad de los actos realizados.
- **Gestión del riesgo o la seguridad:** Es la aplicación sistemática de políticas, procedimientos y acciones, que están dirigidos a identificar, analizar, declarar, controlar y medir determinado riesgo.
- **Declaración de riesgo cualitativa:** Está basada en un análisis del riesgo, de tipo cualitativo, es decir, dicho análisis va a estar apoyado en descriptores verbales y en escalas descriptivas o numéricas de calificación. Todo ello para especificar la magnitud de los potenciales efectos y si existe veracidad de ocurrencia en éstas.
- **Declaración de riesgo cuantitativa:** Análisis de riesgo de tipo cuantitativo, o sea, que se apoya en determinados alores números para las consecuencias y la verosimilitud de ellas. Estos valores van a ser una exhibición de la magnitud que ha sido estimada para cada una de las consecuencias, así como la probabilidad de cada uno de los escenarios que ha sido examinado.

Lista de Acrónimos

ARS	Agricultural Research Service.
CEDEX	Centro de Estudios y Experimentación de obras públicas.
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association.
CNEGP	Comité Nacional Español de Grandes Presas.
DGOHCA	Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas.
ESRI	Environmental Systems Research Institute
F08	Expresión empírica de Froehlich parámetros brecha 2008
F95	Expresión empírica de Froehlich caudal pico 1995
FA	Factor de almacenamiento
FEMA	Federal Emergency Management Agency.
FIA	Flood Impact Analysis Model.
GUIA	Expresión empírica de la Guía Técnica de Clasificación de Presas y Embalses española, parámetros brecha 1996
GIS	Sistemas de Información Geográfica
HEC	Hydrologic Engineering Center.
ICOLD	International Commission on Large Dams.
IMPACT	Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty.

IRYDA	Instituto Nacional de Reforma y Desarrollo Agrario.
MLM84	Expresión empírica de MacDonal d % Landgridge-Monopolis, parámetros brecha 1984
NMN	Nivel Máximo Normal.
UPC	Universitat Politècnica de Catalunya.
UPV	Universitat Politècnica de Valencia.
USA	United States of America.
USACE	U.S. Army Corps of Engineers.
USDA	United States Department of Agriculture.
USCS	Unified Soil Clasification System.
VTG90	Expresión empírica de Von Thun % Gillete parámetros brecha 1990

Lista de Variables

H_b	Altura de la brecha en m. Distancia vertical entre la cresta del dique, coronación y la solera de la brecha, delimitada por el pie de talud aguas abajo
H_w	Máximo calado de agua movilizable en m. Equivale a la altura de agua efectiva que generara hidrograma es función de la cota del pie de aguas abajo. En suma, será la diferencia de cota entre la lámina de agua en la balsa y el pie del talud aguas abajo, siempre que este calado no sea mayor que el propio almacenado en la balsa, en cuyo caso se adoptará éste.
V_w	Volumen movilizable de agua en m ³ /s, que podrá ser menor del almacenado en la balsa, al tener en consideración el volumen muerto no movilizable. Es función del calado de agua movilizable.
BFF	Factor de formación de la brecha, usado en la fórmula de MacDonald & Langridge-Monopolis en m ⁴ /s, al ser $H_w \cdot V_w$
V_{er}	Volumen de material erosionado del dique durante la evolución de la brecha, usado en exclusiva en la fórmula de MacDonald & Langridge-Monopolis. Es lo mismo que $B_{avg} W_{avg}$ para una brecha plenamente desarrollada, o D2L para un fallo completo por tubificación (piping)
B_{avg}	Ancho medio de la brecha en m, parámetro común a todas las fórmulas empíricas utilizadas. En una sección trapecial, equivale al ancho de la brecha en el punto medio, $H_b/2$
Z_b	Talud interior de la brecha (Z_b Horizontal: 1 Vertical)
Z_d	Taludes del dique aguas arriba (Z_1 Horizontal: 1 Vertical)
Z_u	Taludes del dique aguas abajo (Z_2 Horizontal: 1 Vertical)

Z_t	Suma de los taludes del dique, $Z1+Z2=Z3$
B_b	Ancho del fondo de brecha en m.: $B_{avg}-H_bZ_b$
W_{avg}	Ancho medio del dique en dirección al flujo en m
T_f	Tiempo de desarrollo de la brecha en horas
C	Ancho de la coronación en m
g	Aceleración de la gravedad
SI	Intensidad de Almacenamiento que equivale a su Factor de Almacenamiento
ER	Razón de erosión
L	Longitud de la tubificación en m
D	Dimensiones de la tubificación en m (se considera cuadrangular)
H_p	Altura del centro de gravedad de la tubificación respecto de la coronación del dique m
A_s	Superficie del embalse a la altura del NMN en m ²
Q	Caudal en m ³ /s
Q_p	Caudal pico en m ³ /s
A	Area de la tubificación en m ²
C_p	Coefficiente de orificio de la tubificación
C	Coefficiente del vertedero
K_o	Factor del modo de fallo de Froehlich

1 INTRODUCCIÓN

El concepto de seguridad y en contraposición el concepto de riesgo, se encuentran profundamente arraigados en la propia condición humana (Bowles, 2007).

Cualquiera de las definiciones que sobre este término es posible encontrar en una simple búsqueda atienden a la misma idea: la seguridad implica una ausencia de amenaza.

Esta ausencia se plantea bajo una doble óptica: individual y colectiva, entendiendo ésta última, la concerniente al ámbito social, donde la acción del Estado o el gobierno, es determinante.

Las convulsiones sufridas en el siglo XX, hicieron evolucionar su relevancia, superando el universo individual y poniendo el foco en aquel que tuviera la capacidad de garantizar su prevalencia, el Estado.

El concepto *seguridad*, en el sentido más amplio del término, hace referencia a la ausencia de riesgos o amenazas, tanto en el campo de los asuntos internacionales como en el ámbito individual de las personas físicas. Así pues, la seguridad concierne a Estados, gobiernos e individuos. Es un término que ha sufrido transformaciones y ha tenido distintas concepciones a lo largo de la historia, debido a los cambios políticos, económicos y sociales a nivel global.

Las últimas décadas han confirmado el análisis de riesgos como una herramienta muy valiosa para la toma de decisiones en múltiples disciplinas científicas.

Las Administraciones, como garantes de esa seguridad, no han sido ajenas a estas corrientes, dando respuesta normativa a golpe de “catástrofe”. Encontramos numerosos ejemplos en la ingeniería hidráulica, previamente a la promulgación de directrices, reglamentos, instrucciones, etc.

La rotura de la presa de Vega de Tera en la provincia de Zamora a comienzos de 1.959, con un elevado número de pérdidas humanas, provocó la creación de un Comité de expertos que concluyó en la redacción de la "Instrucción para Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas", por orden de 31 de marzo de 1967, en BOE de 27-10-67, dónde se marcaban los criterios de diseño que contemplaban todas las fases del ciclo de vida de estas grandes obras de regulación, pero sin distinguir titularidades y sin mencionar las balsas.

No es hasta el año 2.008, cuando en el R.D. Real Decreto 9/2008 de 11 de Enero, de BOE 16 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, se produce la modificación del texto refundido de la Ley de Aguas, donde se reivindica la balsa frente a su "homóloga" la presa, ya que la mera existencia de la balsa modifica la resiliencia del entorno frente a desastres de índole natural, al introducir un elemento artificial generador de peligrosidad y por tanto modificador del riesgo que asume el medio aguas abajo.

Este hecho unido a la publicación del Real Decreto 903/2010, de 9 de julio, de evaluación y gestión de riesgos de inundación, como respuesta a la trasposición de la Directiva Europea 2007/60/CE relativa a la evaluación y gestión de los riesgos de inundación, definen un marco de gestión nuevo en el que se deberá readaptar la "nueva" infraestructura bajo la óptica de su peligrosidad. Esto exigirá una planificación estratégica de las medidas a considerar, tendentes a minimizar en lo posible las consecuencias de su mal funcionamiento.

La literatura científica es prolija en estudios que han abordado su definición, aunque en todas ellas la estrategia gira en torno a la toma de decisiones por los gestores de una organización, fundamentada en un conocimiento exhaustivo del medio, que permita planificar acciones, optimizando recursos de toda índole para alcanzar los objetivos previstos inicialmente (Apel, Thieken, Merz, & Blöschl, 2006; Aronica, Candela, Fabio, & Santoro, 2012; de MOEL & Aerts, 2011; Moel, Alphen, & Aerts, 2009; Pena, 2008).

Es de prever que dicho conjunto de acciones puede ser de muy distinta naturaleza, aunque la clasificación más extendida divide las medidas en aquellas de carácter estructural y aquellas de carácter no estructural (Gendreau & Gilard, 1997; Hansson, Danielson, & Ekenberg, 2008; Kundzewicz & Takeuchi, 1999; SALAZAR GALAN, ; Thampapillai & Musgrave, 1985)

Aunque el consenso en cuanto a su alcance dista mucho de conseguirse. No obstante, (Schanze et al., 2008) propone ordenar las medidas atendiendo a tres aspectos fundamentales:

1. Construcción (estructural vs no estructural)
2. Efecto (reducción peligrosidad vs reducción vulnerabilidad)
3. Funcionalidad (instrumentos vs medidas)

Propone sistematizarlas atendiendo a los aspectos 1 y 3, señalando el 2º como el mejor medio de comunicar la intervención sobre el receptor, en el caso de la vulnerabilidad, o bien, la intervención sobre la fuente, en nuestro caso la balsa. (Salazar, 2013), aunque sin perder de vista su concepción global, dado que el riesgo siempre responderá a estos dos factores: peligrosidad y vulnerabilidad.

La propuesta de esta Tesis es actuar en este 2º aspecto sobre la reducción de la peligrosidad, ya que permite la identificación del elemento del sistema sobre el que se actúa bajo el prisma de la reducción del riesgo y por ende es un factor esencial en la modificación del comportamiento hidrológico-hidráulico del drenaje de la cuenca afectada (Bronstert, 2004; SALAZAR GALAN,).

En cuanto al momento temporal de dicha intervención, como señalan (Kundzewicz & Takeuchi, 1999) respondería a un “mantenimiento preventivo” antes del momento del colapso, y afectaría exclusivamente a la componente de peligrosidad

Esto es así, dadas las notables diferencias existentes con un proceso natural de respuesta hidrológica de una cuenca vertiente sometida a un evento extraordinario de carga, provocado por variaciones sustanciales de la precipitación respecto de su comportamiento normal.

Entre estas diferencias destaca, tanto dicho evento iniciador como su notable variación espacio-temporal, que implica una respuesta a nivel de cuenca con un alcance muy extenso.

En el caso de una balsa, el evento asociado al modo de rotura predominante, está localizado y las consecuencias provocadas por el tránsito del hidrograma generado quedan circunscritas a un entorno más reducido.

La caracterización hidráulica de esta infraestructura estará íntimamente asociada a la variabilidad geomorfológica de su entorno. Principalmente a la rugosidad y pendiente del terreno existente en las inmediaciones de la propia balsa. Siendo relevante la resolución y precisión del modelo digital de elevación

en su definición, ya que condicionará el tránsito del flujo generado por la rotura, hacia la red de drenaje natural de la cuenca en la que se encuentre ubicada dicha infraestructura.

Se ha presentado el objeto de estudio, la balsa. Esta infraestructura se asocia al propio nacimiento del regadío. Albercas y aljibes jalonaban la España musulmana y eran ejemplo de adaptación al medio natural. Su objetivo era claro, transformar la discontinuidad del régimen hídrico regulando su disponibilidad, para adecuarlo a las necesidades de los cultivos.

La eclosión de estas infraestructuras, su extensión geográfica y el aumento en su capacidad de regulación surge a partir de la década de los 70 del pasado siglo, cuando la puesta en regadío de miles de hectáreas exigía un acceso más factible a estructuras de regulación. Posteriormente el cambio a políticas de gestión del recurso, frente a las de aumento, cuya primera traducción fue la brusca disminución de grandes obras de regulación en cauces, a lo que se añadiría la protección medioambiental, abonaron el camino para este crecimiento exponencial.

Las Comunidades de Regantes hacen frente a las nuevas políticas de gestión de los recursos hidráulicos, adaptándose a las nuevas normativas y directrices emanadas de la Unión Europea.

La realidad sobre la situación actual de las balsas en España, dista mucho de ser conocida, si analizamos la disparidad de datos existentes sobre su número total. La horquilla que muestran distintos estudios es excesivamente amplia, desde las 50.000 unidades del más "austero", a las 80.000 de otras fuentes más "generosas", aunque los últimos intentos por establecer un inventario, las cifran cercanas a las 65.000. Respecto a su ubicación geográfica, se concentran en la vertiente mediterránea, zona de tradición intensiva en agricultura. Encontrándonos con 16.000 en Andalucía, 11.000 en la comunidad murciana o cerca de 3.600 en la valenciana, siendo esta comunidad pionera en la publicación de Guías de carácter técnico que aborden todas las fases del ciclo de vida de estas infraestructuras, como las *"Guías para el proyecto, construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y planes de emergencia de las balsas de riego con vistas a la seguridad"* de octubre de 2.009. Encontrándonos en la actualidad una notable proliferación de bibliografía surgida al albur de las exigencias normativas. En cualquier caso, si comparamos estas cifras con las que ofrece el inventario actual de grandes

presas, cercano a las 1.400, se observa la enorme distancia existente entre los dos conjuntos de infraestructuras.

No obstante, conviene remarcar cómo la administración consciente de esta necesidad, está llevando a cabo un esfuerzo relevante para inventariar todas las infraestructuras de regulación y almacenamiento susceptibles de generar daños por su incorrecto funcionamiento, bien sean para riego, bien para residuos industriales y mineros. Claro ejemplo de ello son los inventarios de la Junta de Andalucía, la Comunidad de Murcia y la Junta de Castilla y León entre otros, encargándose de las industriales el Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

Volviendo a los usuarios, desde la promulgación del R.D. Real Decreto 9/2008, se han prodigado las jornadas, seminarios y congresos tendentes a dar publicidad a las reivindicaciones de las Comunidades de Regantes, titulares de las infraestructuras, que tienen que hacer frente a una serie de obligaciones muy alejadas de la propia naturaleza de la balsa en cuanto a su riesgo potencial.

Como muestra, el 31 de marzo del pasado año 2016 en el marco de la XVII Jornada Técnica auspiciada por FENACORE, Federación Nacional de Comunidades de Regantes de España, con el lema “El regadío y la necesidad de una normativa sobre balsas de riego”, se pusieron encima de la mesa las recurrentes reivindicaciones de este colectivo, tendentes a racionalizar las exigencias normativas heredadas del mundo “presístico”, y cuyo alcance implica frente a la administración la entrega de los siguientes documentos, siempre que tenga una altura de agua movilizable mayor de 5.00 m, o bien un volumen movilizable de agua de 100.000 m³ o más, en cuyo caso entraría en la categoría de balsa Clasificable en Función del riesgo Potencial de Rotura:

- Elaborar la propuesta de CLASIFICACIÓN
- Elaborar e implantar el PLAN DE EMERGENCIA
- Redactar PROGRAMA PUESTA EN CARGA
- Elaborar NORMAS DE EXPLOTACIÓN
- Realizar REVISIONES periódicas de seguridad
- Solicitar el REGISTRO de la balsa

Estas reivindicaciones se fundamentaban en las obvias diferencias que existen entre ellas, y que sintetizó D. José María González Ortega, Gerente de Ingeniería del Agua de TRAGSATEC, en su ponencia titulada: “Normativa Específica sobre

Balsas de Riego y Planes de Emergencia”, en la tabla 1.1, que reproduce literalmente su aportación:

Tabla 1-1. Diferencias entre presas y balsas

PRESAS	BALSAS
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Se ubican en ríos o barrancos (Se busca el vaso)</i> • <i>El vaso se comprueba</i> • <i>Se “fabrica” el cierre (Presa)</i> • <i>El vaso se acepta normalmente en condiciones naturales</i> • <i>Los materiales se seleccionan y aportan</i> • <i>Se abastecen de agua de escorrentía (no controlada)</i> • <i>Tienen avenidas</i> • <i>Órganos de desagüe amplios que en general NO dan problemas de integración</i> • <i>Aliviaderos constituyen un elemento fundamental de seguridad</i> • <i>1.300 Grandes Presas en España</i> • <i>Usos diversos</i> 	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Se ubican en zonas de dominio de cota (Se elige el emplazamiento en función de otros parámetros)</i> • <i>El vaso se excava</i> • <i>Se compensan los volúmenes</i> • <i>Hay que impermeabilizar (salvo casos particulares)</i> <ul style="list-style-type: none"> ○ <i>láminas (casi siempre)</i> ○ <i>arcilla, asfalto, hormigón....</i> • <i>El vaso se recrece con los productos de excavación</i> • <i>Se alimentan de caudales controlados</i> • <i>NO tienen avenidas (salvo casos excepcionales)</i> • <i>Órganos de desagüe pequeños que suelen dar problemas de integración</i> • <i>Aliviadero es un elemento secundario frente a la seguridad</i> • <i>Más de 50.000 Balsas en España</i> • <i>Pilar fundamental modernización de regadíos en España</i>

A lo que yo añadiría como una ventaja estratégica, que su situación fuera de Dominio Público Hidráulico, abre la posibilidad de aprovechar esta circunstancia para laminar el hidrograma de rotura en origen, si las condiciones geomorfológicas lo permiten, al redistribuir los caudales en la zona de flujo difuso propia de pendientes muy suaves.

Como conclusiones de su intervención señaló:

- ***“Se ha avanzado muy poco en la aplicación del RD 9/2008, después de 8 años de su publicación.***
- ***Se impone la necesidad de una mayor coordinación entre la Administración Central y las Comunidades Autónomas en el tema de seguridad de balsas: elaboración de un registro centralizado y una legislación que se pueda cumplir.***
- ***Los titulares de las balsas están en situación de incertidumbre y de forzosa ilegalidad, al no poder cumplir los requisitos que les impone la legislación vigente.***
- ***Sería necesario y adecuado establecer líneas de financiación para poner en marcha los órganos competentes en materia de seguridad y adaptar las balsas al cumplimiento de la legislación.***
- ***Los últimos borradores disponibles de las NTS no recogen la singularidad de las balsas como infraestructuras hidráulicas diferentes de las presas.***
- ***En cuanto a los planes de emergencia se ha comprobado que ciertas incidencias en balsas se pueden solventar con éxito sin la aplicación de ningún protocolo escrito ni la activación de mecanismos de comunicación complejos, dadas las características específicas de estas infraestructuras.***
- ***La Guía Técnica para la redacción de Planes de Emergencia de balsas resulta ser, en algunos aspectos, más exigente que la de presas***
- ***Sería urgente bien la adaptación de las NTS a las características específicas de las balsas o bien la redacción de una nueva normativa complementada con Guías Técnicas adecuadas.”***

Suficientemente elocuente, sobre todo el último punto, para describir el marco de actuación y la necesidad existente en los usuarios, que justifica el desarrollo de la metodología descrita de caracterización hidráulica de balsas, propuesta en esta Tesis.

1.1 Estructura

El alcance de este trabajo ha exigido su distribución en tres tomos debido a la notable cantidad de información gráfica que se ha generado:

- TOMO 1.-Memoria
- TOMO 2.- Anexo de resultados,
- TOMO 3.- Anexo de resultados,

EL tomo 1 de Memoria se ha estructurado en 7 capítulos cuyo alcance se describe a continuación:

1. **INTRODUCCIÓN:** Se describen las premisas sobre las que se fundamenta esta Tesis, la falta de operatividad en la adecuación de la normativa sobre seguridad frente al riesgo potencial de rotura para balsas de riego, debido a su singularidad respecto de la infraestructura originaria de la que emana dicha normativa, la presa.
2. **OBJETIVOS:** El alcance de esta Tesis comprende la consecución de cinco metas asociadas al estudio de la brecha:
 - a. Caracterización geométrica
 - b. Ubicación en el dique de cierre
 - c. Caracterización probabilística
 - d. Construcción de una cartografía de probabilidades de máximas peligrosidades
 - e. Proponer una medida estructural de atenuación del hidrograma de rotura "BUFFER"
3. **MATERIALES y MÉTODOS:** En este capítulo se sientan las bases sobre las que se desarrolla la metodología propuesta, describiendo el marco normativo que sustenta las exigencias documentales y las metodologías asociadas al análisis de brechas, que fundamentarán la hipótesis nula de esta Tesis, la balsa no se comporta hidráulicamente frente a la rotura como una presa.
4. **METODOLOGÍA:** La consecución de los objetivos descritos en el capítulo 2, exige de una propuesta metodológica que alcance a cada uno de ellos. Dicha propuesta se fundamenta en nuestro caso en un marco de actuación estocástico basado en la aplicación del método de Montecarlo, para replicar el experimento un número muy notable de veces. Este cuarto capítulo se estructura en cinco partes que abordan cada uno de los objetivos anteriores.

5. **RESULTADOS:** Aplicada la metodología para la caracterización hidráulica de la balsa frente a la rotura, es necesario abordar un juicio crítico del producto de dichos procedimientos. En este capítulo del que derivan los dos tomos del anexo, se analizan y discuten cada uno de ellos con objeto de confirmar la hipótesis nula. Al igual que la metodología, se divide en cada una de las fases de dicho proceso por lo que se establecen 5 discusiones que atienden a: la caracterización de la brecha, la situación de ésta, la acotación de incertidumbres, la construcción de una cartografía de probabilidades de máximas peligrosidades y el análisis de la medida estructural de atenuación planteada para mejorar su comportamiento, “buffer”.
6. **CONCLUSIONES y LINEAS DE TRABAJO FUTURO:** Finalmente en este epígrafe se sintetizan los resultados y se responde a la hipótesis que subyace a lo largo de todo el texto, sobre la distinción balsa-presa. Se mantiene el criterio sobre la estructura, y se concluye respecto cada objetivo propuesto. Por último y enlazando con cada uno de estos, se marcan las líneas de investigación futura que permitirán consolidar las consecuencias del trabajo desarrollado.
7. **REFERENCIAS:** Este tomo de memoria concluye con el capítulo formal de enumeración de las fuentes de información sobre las que se sustenta este trabajo.

(página en blanco)

2 OBJETIVOS

La insistente demanda por parte de las comunidades de usuarios, que advierten de la necesidad de adecuar los requerimientos normativos en materia de seguridad a la realidad de la balsa, justifica la propuesta que se presenta.

El objetivo general de la Tesis, por tanto, es caracterizar el funcionamiento hidráulico de las balsas de riego frente a su colapso estructural, para lo que se aplicará un marco de trabajo estocástico.

La consecución de dicho objetivo general se fundamenta en la superación de las siguientes metas, que corresponden a las cinco fases en las que se estructura este trabajo: tres de índole teórica y dos aplicada.

Objetivos generales:

- Objetivos teóricos (con independencia del método utilizado para su consecución):
 1. Comprobar la idoneidad de las fórmulas empíricas propuestas por la literatura científica en cuanto a su sensibilidad respecto a volumen y altura de la balsa
 2. Sectorizar la balsa para estudiar varias zonas susceptibles de rotura, con objeto de eliminar las incertidumbres asociadas al desconocimiento de la ubicación de la brecha, abarcando toda la longitud del dique de cierre.
 3. Diseñar e implementar un proceso estocástico que caracterice los sectores definidos en el punto anterior.

- Objetivos aplicados:

4. Complementar la propuesta metodológica existente de clasificar balsas según su riesgo potencial, con una cartografía de probabilidades de peligrosidad máxima.

5. Proponer medidas de minimización de dicha probabilidad, mediante una zona de laminación inicial del hidrograma de rotura, "buffer".

El alcance de estos fines, descansa en los objetivos específicos siguientes, particularizados por fase:

1ª etapa:

- Estudiar en un amplio abanico de casos la respuesta hidráulica provocada por la brecha definida por distintas fórmulas empíricas
- Obtener la ecuación más sensible a la variación de volumen y altura que alimente un modelo de simulación hidráulica de rotura.

2ª etapa:

- Estudiar el comportamiento hidráulico del entorno atendiendo a criterios geomorfológicos
- Sectorizar la balsa en función de la red de drenaje natural que alimentará tras su colapso
- Delinear la intersección entre el talud exterior del dique de cierre de la balsa y el terreno circundante.
- Proponer una zona de seguridad que lamine parte del hidrograma previamente a su canalización en la red de drenaje natural, aplicando el principio de "retención del agua en el territorio" (BUFFER)
- Establecer la viabilidad de medidas de atenuación preventiva en función de la geomorfología del entorno

3ª etapa:

- Determinar la probabilidad de ocurrencia de una brecha atendiendo a la cota de su fondo, aplicando una función de densidad de probabilidades triangular.
- Aplicar a dicha función el método de Montecarlo para simular 5000 roturas con los parámetros obtenidos en la fórmula de la primera fase.

- Aplicar a cada fondo de brecha máximo de cada sector los resultados del método de Montecarlo para determinar su probabilidad geomorfológica
- Analizar los resultados ofrecidos por el método en cuanto a caudales máximos generados.
- Ajustar una función de distribución de probabilidades a dichos caudales en las balsas sintéticas.

4ª etapa:

- Implementar la parametrización de las brechas de la 1ª fase en una simulación hidráulica de régimen libre 2D, por cada sector de la 2ª fase, sin medidas de atenuación
- Obtener los resultados inherentes de un proceso clasificatorio, sin medidas de atenuación
- Implementar la parametrización de las brechas de la 1ª fase en una simulación hidráulica de régimen libre 2D, por cada sector de la 2ª fase, con medidas de atenuación
- Obtener los resultados inherentes de un proceso clasificatorio, con medidas de atenuación

5ª etapa:

- Caracterizar los sectores de la 2ª fase atendiendo a las probabilidades geomorfológicas de la 3ª fase
- Caracterizar los sectores de la 2ª fase atendiendo a las probabilidades causales (modo de fallo “piping”)
- Aplicar los resultados de la 4ª fase y la caracterización probabilística de los resultados de cada sector en la elaboración de una cartografía de probabilidades de máximas peligrosidades.

(página en blanco)

3 MATERIALES y MÉTODOS

En este capítulo se sientan las bases sobre las que se desarrolla la metodología propuesta, describiendo el marco normativo que sustenta las exigencias documentales y las metodologías asociadas al análisis de brechas, que fundamentarán la hipótesis nula de esta Tesis, la balsa no se comporta hidráulicamente frente a la rotura como una presa

3.1 Alcance normativo

La lista cronológica que muestra el actual Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente (MAPAMA)¹, al remitirnos a la legislación aplicable a seguridad de presas, abarca todo el siglo XX, como es posible observar en su página web:

- *Ley de Aguas de 1879.*
- *Instrucción para el Proyecto de Pantanos, 1905.*
- *Normas transitorias para Grandes Presas 1960.*
- *Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas de 1962.*
- *Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas de 1967 (IGP).*
- *Ley de Aguas de 1985.*
- *Directriz Básica de Planificación de Protección Civil de 1994.*
- *Reglamento Técnico sobre seguridad de Presas y Embalses de Marzo 1996.*

¹ <http://www.mapama.gob.es/es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/marco-legislativo/legislacion.aspx> (12/07/2017)

- *Real Decreto 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico.*

Las infraestructuras de regulación han estado sometidas a actualizaciones normativas a lo largo del tiempo, normalmente como consecuencia de siniestros. Del conjunto de normas expuestas la consideración implícita del riesgo se encuentra en su articulado principalmente a partir de la Instrucción del año 1967.

La rotura de la presa de Vega de Tera en la provincia de Zamora a comienzos de 1.959, se tradujo al cabo de pocos años en la redacción de la "Instrucción para Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas", por orden de 31 de marzo de 1967, en BOE de 27-10-67, (IGP), dónde se marcaban los criterios de diseño que contemplaban todas las fases del ciclo de vida de estas grandes obras de regulación, pero sin distinguir titularidades y sin mencionar las balsas.

Deberíamos esperar casi cuatro décadas, para que se contemplara ésta última de forma específica.

En esta Instrucción ya se planteaba la necesidad de reducir los riesgos aguas abajo de las presas e incluso de establecer la forma de advertir a la población potencialmente afectada sobre aquellos que pudieran existir, si bien se refería fundamentalmente a los riesgos derivados de la evacuación de las avenidas.

Quince años más tarde en 1982, tuvo lugar la rotura de la presa de Tous, en Valencia, aunque con una incidencia menor en cuanto a pérdidas humanas, tuvo un impacto mediático y social muy considerable. Las consecuencias de carácter normativo darían lugar al Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses, de 1996, basándose en las indicaciones de la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil (Directriz) ante el riesgo de inundaciones, publicada en febrero de 1995.

La singularidad ofrecida por el Reglamento tenía varias vertientes, se habla explícitamente del riesgo potencial, ya se había contemplado en la Directriz, como se comentará a continuación, y se distinguía claramente entre titularidades, aplicándose en principio a las obras del Estado. Los cerca de 15 años transcurridos entre el siniestro de Tous y la publicación del Reglamento permitió adecuarse a los estándares de nuestro entorno cercano, se analizaron las legislaciones que tenían los suizos, italianos y estadounidenses, reparando en que estos últimos clasificaban en función de las pérdidas humanas acaecidas en caso de fallo. Finalmente, la opción adoptada fue clasificar en tres categorías A, B y C, de forma que se laminara la respuesta mediática.

El Reglamento incluye en su ámbito de aplicación todas las fases de desarrollo y utilización de las presas y de los embalses, desde la fase de proyecto hasta la de su eventual puesta fuera de servicio, aportando como se ve un enfoque integral, y determina responsabilidades en tanto el titular de la presa será el encargado de velar por el estricto cumplimiento de las normas de seguridad en todas sus fases.

Será de aplicación a aquellas que se clasifiquen como “gran presa” y aquellas que se clasifiquen A o B en función de su riesgo potencial en caso de rotura según lo establecido en la Directriz, aun cuando no se clasifiquen como “gran presa”, se considerarán así si cumplen con una de estas condiciones como mínimo:

- *Altura superior a 15 metros, medida desde la parte más baja de la superficie general de cimentación hasta la coronación.*
- *Altura comprendida entre 10 y 15 metros, siempre que tengan alguna de las siguientes características:*
 - *Longitud de coronación superior a 500 metros.*
 - *Capacidad de embalse superior a 1.000.000 m³.*
 - *Capacidad de desagüe superior a 2.000 m³/s.*

Por otro lado, deja la puerta abierta a considerar “gran presa”, a cualquiera estructura que presente dificultades especiales en su cimentación o sean de características no habituales, siguiendo la estela de la IGP.

Como se ha indicado, previo a este reglamento se redactó la Directriz, y es aquí donde por primera vez se habla explícitamente de los riesgos que pudieran derivarse del funcionamiento incorrecto o de la rotura potencial de presas.

Su objetivo es claro, establecer los requisitos mínimos que deben cumplir los correspondientes Planes Especiales de Protección Civil en cuanto a fundamentos, estructura, organización y criterios operativos de respuesta, para ser homologados e implantados en su correspondiente ámbito territorial, con la finalidad de prever un diseño o modelo nacional mínimo que haga posible, en su caso, una coordinación y actuación de los distintos servicios y Administraciones implicadas.

La clasificación de presas en tres categorías surge aquí. Siendo uno de los elementos más novedosos y distinguibles del futuro reglamento. Se establece la obligatoriedad de clasificar las presas en función del riesgo potencial derivado de su posible rotura o funcionamiento incorrecto, analizando las afecciones a la población, servicios esenciales y bienes materiales y medioambientales:

- CATEGORIA A: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medio ambientales muy importantes.
- CATEGORIA B: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medio ambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- CATEGORIA C: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y solo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso, a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

Dada la novedad planteada, fue necesario redactar un documento a modo de guía que permitiera cumplir con los requisitos normativos, y así también en 1996 se publicó la “Guía Técnica para clasificación de Presas en función de su riesgo potencial” que desarrollaba los criterios descriptivos del Reglamento, estableciendo una metodología general de aplicación y los contenidos mínimos de las propuestas a presentar a la Administración, con objeto de homogeneizar la documentación que debería gestionar ésta.

Así mismo y como “leit motiv” de este estudio, se establece la obligatoriedad de redactar un Plan de Emergencia de Presas para todas aquellas que resulten clasificadas como A ó B.

En junio de 2001 aparece la Guía Técnica para la elaboración de los Planes de Emergencia de Presas, que tiene la finalidad de establecer las recomendaciones, criterios y metodologías a seguir en su redacción, teniendo en cuenta las singularidades que estos presentan con respecto a la planificación general de emergencias ante inundaciones, de modo que se facilite la elaboración de unos planes homogéneos.

Un Plan de Emergencia de Presa debe consistir en un documento en el que se sistematicen las actividades que deban ser acometidas para la detección de las situaciones de emergencia y para su tratamiento, de forma que se minimice la probabilidad de fallo o mal funcionamiento y los eventuales daños a ellos asociados.

En general, responderán a los siguientes puntos.

1. Estrategia de control ante situaciones de alarmas.

2. Determinar las zonas potencialmente inundables.
3. Organizar los medios adecuados.

Los Planes de Emergencia de Presas consisten en el establecimiento de la organización y planificación de los recursos humanos y materiales necesarios, en situaciones de emergencia para controlar los distintos factores de riesgo que puedan comprometer la seguridad de la presa, y con ello eliminar o reducir la probabilidad de la rotura o avería grave.

Asimismo, establecen un sistema de información y comunicación, con los correspondientes escenarios de seguridad y peligro, a las autoridades de Protección Civil competentes, para que se activen un conjunto de actuaciones preventivas y de aviso a la población para reducir o eliminar los daños potenciales en caso de rotura o avería grave de la presa. Para ello es necesario que en los Planes de Emergencia de presas se determine la zona inundable en caso de rotura, indicando los tiempos de propagación de la onda de avenida y efectuar el correspondiente análisis de riesgos.

El riesgo potencial asociado a estas infraestructuras y las medidas a acometer para su análisis quedan claramente definidas en el conjunto de normativas descritas, aunque en ningún caso se referencian las balsas como elementos de similares características. No es hasta 2008, cuando de forma explícita en el R.D. REAL DECRETO 9/2008, de 11 de Enero, de BOE 16 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, se produce la modificación del texto refundido de la Ley de Aguas, para incorporar los aspectos relativos a la seguridad de presas y embalses, adicionando un nuevo Título VII con la denominación de “De la seguridad de la presa y de su embalse”, donde el artículo 357 define entre otros de forma expresa el concepto de balsa:

“...c) Balsa: Estructura artificial destinada al almacenamiento de agua situada fuera de un cauce y delimitada total o parcialmente por un dique de retención.

d) Altura de balsa: Diferencia de cota entre el punto más bajo de la cimentación del talud exterior del dique de cierre y el punto más alto de la estructura resistente...”

Incorpora en su articulado la clasificación en función del riesgo potencial, de igual forma a lo expuesto hasta ahora, en su artículo 358, y para garantizar la correcta implantación y desarrollo práctico, evitando las discordancias observadas por la

coexistencia de la IGP y del Reglamento, establece en su Capítulo IV, sobre Régimen jurídico de la seguridad de las presas y balsas la redacción de unas Normas Técnicas de Seguridad (NTS), que derogarán sendas normativas:

"Artículo 364. Normas Técnicas de Seguridad de Presas y Embalses.

1. Las Normas Técnicas de Seguridad, que serán aprobadas mediante real decreto, previo informe de la Comisión Técnica de Seguridad de Presas y de la Comisión de Normas para Grandes Presas, establecerán las exigencias mínimas de seguridad de las presas y embalses, graduándolas según su clasificación y determinarán los estudios, comprobaciones y actuaciones que el titular debe realizar y cumplimentar en cada una de las fases de la presa.

Las exigencias de seguridad son aquellas condiciones que deben cumplir las presas y embalses en todas sus fases. El criterio básico para determinar las exigencias de seguridad será el riesgo potencial que pueda derivarse de la rotura o el funcionamiento incorrecto de la misma, evaluado en el proceso de clasificación de la presa.

2. Asimismo, las Normas Técnicas de Seguridad establecerán los criterios básicos para la convalidación o adaptación, en su caso, de las actuaciones y exigencias de seguridad en las presas y embalses existentes, que se hubiesen realizado de acuerdo con las normas dictadas antes de la entrada en vigor de aquéllas.

3. Deberán aprobarse las siguientes Normas Técnicas de Seguridad:

a) Norma Técnica de Seguridad para la clasificación de las presas y para la elaboración e implantación de los planes de emergencia de presas y embalses.

b) Norma Técnica de Seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses.

c) Norma Técnica de Seguridad para la explotación, revisiones de seguridad y puesta fuera de servicio de presas.

Con posterioridad y tratando de las obligaciones del Titular en el artículo 367 señala:

"Artículo 367. Obligaciones del titular.

1. Los titulares de presas y balsas de altura superior a 5 metros o de capacidad de embalse mayor de 100.000 m³, de titularidad privada o

pública, existentes, en construcción o que se vayan a construir, estarán obligados a solicitar su clasificación y registro. La resolución de clasificación deberá dictarse en el plazo máximo de un año.

2. A los efectos previstos en el artículo anterior, el titular deberá disponer de los medios humanos y materiales necesarios para garantizar el cumplimiento de sus obligaciones en materia de seguridad.

3. Además de lo indicado en los anteriores apartados, al titular de la presa que se encuentre dentro del ámbito de aplicación establecido en el artículo 356 le corresponden las siguientes obligaciones:

a) Cumplir las Normas Técnicas de Seguridad a que se refiere el artículo 364...”

El primer borrador de las normas técnicas de seguridad de presas y embalses se publicó en noviembre de 2010. Tras un proceso de participación, en julio del año siguiente, se publicó el segundo borrador de dichas normas.

En cuanto a la metodología a aplicar, respecto a los planes de emergencia señala en su artículo 19, de la Sección II. Elaboración de los Planes de Emergencia, recordemos su condición de borrador:

“Artículo 19º.- Zonificación territorial y análisis de los daños generados por la rotura

19.1.- La zonificación territorial tiene por objetivo conocer, con suficiente aproximación, los potenciales efectos que produciría la rotura de la presa, delimitando las zonas progresivamente inundables, y la estimación de daños que ello podría ocasionar.

19.2.- La delimitación de la zona potencialmente inundable debida a la propagación de la onda de avenida se establecerá contemplando diversas hipótesis de rotura, según las diferentes causas potenciales, estableciéndose en cada caso los mapas de inundación correspondientes a la envolvente de las hipótesis contempladas.

Las hipótesis de rotura, salvo justificación en contra, serán:

a. En situación normal. Hipótesis de rotura sin avenida, o sin aportación ni entrada de agua en las balsas, y con el embalse en su máximo nivel normal.

b. En situación límite. Con el embalse a nivel de coronación de la presa, y desaguando la avenida extrema.

Para las balsas, la avenida extrema a considerar se entiende como la correspondiente al máximo caudal de entrada por los órganos de aportación coincidente con las máximas precipitaciones que pudiesen registrarse sobre su vaso, así como con las eventuales escorrentías que pudiesen entrar en el mismo.

c. Se considerará la situación de rotura encadenada

19.3.- Los estudios de propagación de la onda de avenida se realizarán con modelos de simulación acordes a la orografía del área de inundación y a las características del flujo.

Se estudiarán todos los parámetros hidráulicos que se consideren útiles para la identificación y evaluación de las afecciones. Como mínimo serán los siguientes:

a. Calado y velocidad del agua.

b. Tiempo de llegada de la onda de avenida.

19.4.- Se delimitarán las áreas inundadas en tiempos progresivos adecuados a las características de la onda de avenida.

Se delimitará la zona inundable en la primera media hora a partir del inicio del fenómeno de la rotura.

Se realizará un inventario de afecciones y daños potenciales asociados a cada una de las hipótesis de rotura consideradas en los escenarios simulados.

El límite del estudio se establecerá cuando se alcance un caudal máximo inferior a la capacidad del cauce sin producir daños, salvo que la onda de avenida llegue a un embalse clasificado en A o B, en cuyo caso dicho embalse será el límite del estudio.

Los planos de zonificación territorial y de delimitación de las áreas de inundación potencial se representarán sobre cartografía oficial, en formato digital y georreferenciada, a escala adecuada conforme a lo dispuesto en cada ámbito territorial, mínima de 1:25.000, y preferiblemente sobre cartografía de zonas inundables.

Finalmente, y dado el alcance de esta Tesis conviene analizar que se indica normativamente sobre cartografía de zonas inundables. Si nos remitimos al Real Decreto 903/2010, de 9 de julio, de evaluación y gestión de riesgos de

inundación, como respuesta a la trasposición de la Directiva Europea 2007/60/CE relativa a la evaluación y gestión de los riesgos de inundación, no observamos de forma explícita ninguna consideración de carácter metodológico, referido a la calidad de la información de partida, existiendo en todo caso referencias al SNCZI, Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables.

Remitiéndonos ahora a la información ofrecida por el Ministerio nos encontramos en su página web:

“El Ministerio [...], siguiendo los principios de la Directiva 2007/60 sobre evaluación y gestión de riesgos de inundación, ha puesto en marcha el Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (SNCZI), un instrumento de apoyo a la gestión del espacio fluvial, la prevención de riesgos, la planificación territorial y la transparencia administrativa.

El eje central del SNCZI es el visor cartográfico de zonas inundables, que permite a todos los interesados visualizar los estudios de delimitación del Dominio Público Hidráulico (DPH) y los estudios de cartografía de zonas inundables, elaborados por el MARM y aquellos que han aportado las Comunidades Autónomas.

El visor sirve de ayuda a los organismos de cuenca en la emisión de informes sobre autorizaciones en el DPH y zona de policía, en la gestión de avenidas en conexión con el S.A.I.H. (Sistema Automático de Información Hidrológica) y en la planificación de las actuaciones de defensa frente a inundaciones; agiliza la planificación y gestión de inundaciones por los servicios de Protección Civil; facilita la transmisión de información sobre zonas inundables a las administraciones competentes en planificación territorial y empresas promotoras; y permite a los ciudadanos conocer la peligrosidad de una zona determinada.”

Que igualmente carece de referencia procedimental, salvo un enlace a la “Guía Metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables”, que se publicó a finales del año 2.011, y en la que intervinieron el Centro de Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), IGME e INDUROT de la Universidad de Oviedo. Y que bien, aunque centra la atención sobre la adopción de modelos digitales de elevación (MDE-DEM) procedentes de vuelos con tecnología LIDAR, fundamentados en el Programa Nacional de Ortofotografía Aérea (PNOA), no señala salvo recomendaciones operativas en su página 33,

sobre los modelos digitales de elevación, base del posterior desarrollo de la caracterización hidráulica.

Dado que en la actualidad, se han venido cumplimentando las Evaluaciones Preliminares de los Riesgos de Inundación (EPRI), en los términos indicados en la Directiva 2007/60/CE, que han permitido establecer los umbrales de riesgo significativo, e identificar las Áreas de Riesgo Potencial Significativo por Inundación (ARPSIs), y conjuntamente con todos los trabajos acometidos en el SNCZI, se opta por analizar la información relativa a los concursos públicos para el desarrollo de esas asistencias, encontrándonos ahora sí con características específicas en los pliegos de bases. De forma genérica establecen que los Modelos Digitales del Terreno tendrán una resolución de 2x2 m.

Habiendo repasado la normativa referida a los riesgos potenciales asociados a este tipo de infraestructuras de regulación, conviene remarcar que para dar respuesta al conjunto de trabajos que deberán acometerse en las balsas en los próximos años el CEDEX, junto con el Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP) y bajo el auspicio del Ministerio publicó el pasado año 2.010 el “Manual para el Diseño, Construcción, Explotación y Mantenimiento de Balsas”, que remite a la normativa ya descrita a la hora de abordar los estudios de clasificación.

Por último y más cercana en el tiempo, nos encontraremos con la publicación de la “Guía Técnica para la Elaboración de Planes de Emergencia de Balsas” de abril de 2.012, redactada y editada por la Subdirección General de Infraestructuras y Tecnología del MAGRAMA.

3.2 LIDAR

Enlazando con lo expuesto en el epígrafe anterior, en este punto se describirán las exigencias en cuanto a resolución, precisión y discretización de los modelos hidráulicos construidos con esta técnica.

En los últimos años, con la generosa evolución de ciertos sensores implicados en las geotecnologías, se ha experimentado un gran avance en las técnicas de generación cartográfica. Desde hace unos pocos años atrás, ha tomado protagonismo un “nuevo” sensor, que ha provocado un cambio en el paradigma del análisis cartográfico. Se trata del sistema LIDAR. La principal peculiaridad de este tipo dispositivo es que incorpora una serie de sensores activos que permiten

conocer la distancia existente del emisor a una superficie, mediante el principio de tiempo de vuelo o diferencia de fase.

El LIDAR realmente nace en la década de los 70, desarrollado por la NASA, pero apenas obtuvo éxito en el momento de su comienzo. A partir de los años 90, se introdujo el LIDAR en las actividades de investigación fotogramétrica, lo que produjo un notable nivel de popularización que se ha extendido hasta nuestros días.

3.2.1 Precisión

Uno de los hándicaps que posee este tipo de tecnología es que, de forma inevitable, hay que conocer la posición del avión en el que va transportado el sensor, con un sensor GPS, y la trayectoria, gracias a un sistema de navegación inercial (INS). Este hecho es un hándicap porque la precisión final obtenida en el procesado de un punto LIDAR va a estar supeditada a la precisión del GPS (5-7 cm) y a la del sistema INS (0.1 grados), lo que se traduce en valores aproximados de 15 cm.

En cuanto a la precisión altimétrica, el sistema LIDAR posee la capacidad de tomar datos de elevación muy precisos. La precisión en el sistema LIDAR, al contrario que ocurre en fotogrametría, no se degrada con la incrementación de la altura de vuelo.

Por norma general, la precisión en LIDAR es más óptima en altimetría que planimetría. No se trata de una norma general, ya que la morfología del terreno toma partido en la declaración de la precisión. En terrenos donde la pendiente es realmente alta, la precisión altimétrica puede verse diezmada.

PNOA LIDAR, en su presentación del proyecto, asegura que la precisión altimétrica de sus datos es mejor de 20 cm. El valor que se maneja de 20 cm es realmente conservador. En zonas donde la orografía no es excesivamente complicada, y no existen grandes pendientes, es decir, en zonas donde se construyen las balsas de agua que ocupan este estudio, la precisión altimétrica resultará mejor que 20 cm (Toth, Grejner-Brzezinska, & Bevis, 2006; Vallet, 2008)

3.2.2 Resolución

La resolución que poseen los sistemas LIDAR de tiempo de vuelo está relacionada con la resolución del intervalo de tiempo. De diferente modo, la resolución de los

sistemas LIDAR de diferencia de fase se determina a través de la frecuencia, de modo que a mayor frecuencia mayor resolución (Haile & Rientjes, 2005).

Para poner un baremo de referencia de la resolución del sistema LIDAR, la huella del spot láser a una altura de 1000 metros es de 1 metro.

El aumento de la precisión por parte de los sistemas LIDAR, sobre todo en altimetría, ha derivado en que se puedan conformar Modelos Digitales del Terreno de una mayor resolución. Este hecho, satisface las necesidades de los usuarios al tener acceso a información altimétrica de gran precisión.

La evolución de esta tecnología que se comentaba anteriormente, ha derivado en que el Modelo Digital del Terreno conformado a través de estéreo-correlación, de paso de Malla 5x5, del Plan Nacional de Ortofotografía Aérea, haya quedado obsoleto y apenas sea utilizado, pues la nube de puntos LIDAR facilitada por el PNOA, dota a los modelos creados de una mayor resolución.

Si se habla de un Modelo Digital del Terreno obtenido a través de datos LIDAR, es ineludible hablar de la densidad de la nube de puntos procesada, ya que va a marcar la resolución del MDT resultante.

En la presentación del Plan Nacional de Ortofotografía aérea, se asegura que los datos LIDAR disponibles gratuitamente en el Centro de Descargas del Centro Nacional de Información Geográfica poseen una densidad de 0,5 puntos/m.

3.2.3 Discretización asociada al modelo

A pesar de que el PNOA indica que la densidad de la nube de puntos accesible libremente es de 0,5 puntos/m, es posible que en ciertas zonas la densidad de puntos sea mayor. Afortunadamente, en la zona de estudio en la cual se está aplicando la metodología de la presente tesis, la nube de puntos disponible presenta una densidad de puntos mayor a los 1,0 puntos/m. De esta forma, es viable la construcción de un MDT de una resolución mayor al paso de malla 5x5 que plantea el PNOA.

El MDT utilizado como soporte de las simulaciones hidráulicas llevadas a cabo en la aplicación de la metodología, han sido creados a partir de la nube de puntos del PNOA, con un paso de malla de 1x1, lo cual es realmente viable debido a la gran densidad que presentan los datos en la zona de estudio.

3.3 Caracterización de las brechas

3.3.1 Modos de fallo

Tal y como se apunta en el título de la Tesis, la caracterización del funcionamiento de la balsa frente a la rotura exige que definamos el modo de fallo que generará la aparición de la brecha. A grandes rasgos las presas fallan atendiendo al material que la conforma, si hablamos de presas de fábrica, sobretensiones tanto del cuerpo de presa como del terreno de cimentación, y en el caso de presas de materiales sueltos, fenómenos erosivos dada la propia naturaleza del cuerpo de presa (MacDonald & Langridge-Monopolis, 1984).

Estos procesos de fallo, difieren notablemente en el tiempo de formación, de la aparición repentina del colapso en la estructura de fábrica a procesos mucho más dilatados en el tiempo como es el caso de las presas de materiales sueltos. Aumentando la complejidad de su análisis, dada la heterogeneidad del material que la conforma, y de la variabilidad de sus características mecánicas a lo largo de su eje.

Este proceso erosivo que sufren las presas de materiales sueltos, responde a mecanismos distintos atendiendo a la naturaleza del evento de carga: desbordamiento, deslizamiento de los taludes, fallo de la cimentación, filtraciones, sifonamiento, siendo éstas últimas los modos de fallo más extendidos y por ende responsables del mayor número de casos de rotura registrados. Esta circunstancia nos conducirá a su elección como modalidad de rotura a considerar (McCook, 2004).

3.3.2 Evaluación

Ha existido una preocupación cada vez mayor en la comunidad científica por el análisis de las consecuencias del proceso de colapso. Desde la década de los 60 del pasado siglo, se han venido proponiendo diversas expresiones que respondían a esa preocupación. Cristófano estimó el proceso de erosión utilizando el ángulo de rozamiento del suelo, como primera variable a considerar (Cristofano, 1973). Harris y Wagner en 1967, apuntaron una nueva forma de evaluación de la rotura considerando una geometría parabólica asumiendo una serie de suposiciones en cuanto a sus dimensiones y las características geotécnicas del suelo para predecir el caudal generado (Harris, 1967). La década

de los 80 vio aparecer los primeros programas que analizaban los procesos de rotura, pero presentaban limitaciones en cuanto a la consideración de la geometría de la brecha y el tiempo de formación (MacDonald & Langridge-Monopolis, 1984). También en esa época observamos cómo se van extendiendo los análisis estadísticos sistemáticos de registros de roturas que van apuntando diversas expresiones, que atienden a una multiplicidad de parámetros, donde prevalecen en cualquier caso la geometría de brecha definiéndola por su ancho medio y los taludes laterales y el tiempo de formación. MacDonald y Langridge-Monopolis en 1984 realizaron el primer análisis sistemático de una base de datos de 42 fallos de presas existentes (MacDonald & Langridge-Monopolis, 1984). Ejemplos similares observamos en (Von Thun & Gillette, 1990), (Dewey & Gillette, 1993) y (Froehlich, 1995a; Froehlich, 1995b) para crear sus propios métodos empíricos. También se desarrollaron en esa época numerosas relaciones empíricas tendentes a predecir el caudal pico.

En ese mismo período se van desarrollando otro tipo de métodos más avanzados de base física. Froehlich describe 2 tipos de modelo de rotura: causal y empírica (Froehlich, 1995a; Froehlich, 1995b). Los modelos de formación de roturas causales se basan en leyes físicas y relaciones empíricas que rigen el flujo de agua y la erosión de los materiales del terraplén y se denominan "modelos físicamente basados". En el enfoque empírico definido por Froehlich, se permite que las roturas se formen de una manera predeterminada que se controla mediante parámetros de entrada especificados. Estos modelos paramétricos son más fáciles de aplicar que los modelos físicos (Froehlich, 1995a; Froehlich, 1995b). Varios ejemplos podemos concretar en NWS BREACH, los desarrollados por el Cuerpo de Ingenieros Hidrólogos del Estados Unidos, (HEC): HEC-1, HES-HMS, HEC-RAS, o el desarrollado por (Fread, 1988) y base de múltiples normativas a nivel internacional como fue el NWS DAMBRK. Este tipo de modelos paramétricos normalmente asumen que el proceso de rotura comienza como un corte en la presa, bien triangular, bien trapecial. A medida que transcurre el tiempo, la sección evoluciona, adoptándose un modelo lineal normalmente y se extiende hasta alcanzar las dimensiones finales definidas por el usuario a la hora especificada por el mismo.

Esta metodología de desarrollo de expresiones empíricas, tras 1998, había exprimido al máximo mediante técnicas de regresión los registros de aproximadamente 108 fallos reales de presas. El siguiente paso fue la utilización de técnicas de regresión multivariante, con un enfoque mucho más complejo y

permitiendo acotar más exhaustivamente las incertidumbres asociadas a la predicción de parámetros proporcionadas por las diversas ecuaciones publicadas. Ya en el siglo XXI, Froehlich, pionero de los 90, refinaron aún más el método empírico en el año 2008 (Froehlich, 2008a). Al mismo tiempo se referencian estudios a gran escala en modelo físico de rotura de diques, en los laboratorios del Servicio de Conservación de Recursos Naturales (NRCS) en Oklahoma y en Noruega (Vaskinn et al., 2004).

Como es de prever, el desarrollo de un cuerpo doctrinal, exigirá una buena base física que lo fundamente, por lo que las principales líneas de investigación abiertas en la actualidad tratan sobre el esclarecimiento de las leyes de comportamiento asociadas a los fallos en diques de materiales sueltos asociadas a los procesos erosivos. De esta forma se podrán generar modelos numéricos que permitan evaluar este tipo de procesos de forma rápida, ágil y segura. Entre los modelos que en la actualidad cumplen con estas expectativas podemos reseñar: SIMBA (NRCS), HR-BREACH (Inglaterra) y FIREBIRD BREACH (Canadá), HEC-RAS.

Este marco en continua evolución exige que la aplicación de los métodos propuestos, y sobre todo aquellos de más fácil implementación se realicen con un punto de vista conservador, dado el desconocimiento existente sobre el funcionamiento real de este tipo de procesos.

3.3.3 Ecuaciones empíricas de caracterización de la brecha

La obtención de ecuaciones de regresión que respondan a la caracterización de la geometría de la brecha y su tiempo de formación ha sido una preocupación constante de la comunidad científica. Desde la década de los 70 diversos autores: (Singh & Snorrason, 1982), (MacDonald & Langridge-Monopolis, 1984), (Froehlich, 1995a; Froehlich, 2008b), (Von Thun & Gillette, 1990) y recientemente (Zhang, Xu, & Jia, 2009) han venido proponiendo con mayor o menor difusión un gran número de ellas.

La base de datos de partida oscila notablemente, desde los 20 casos analizados por Singh and Snorrason hasta los 73 de Froehlich en el año 2.008, abarcando múltiples alturas y volúmenes almacenados.

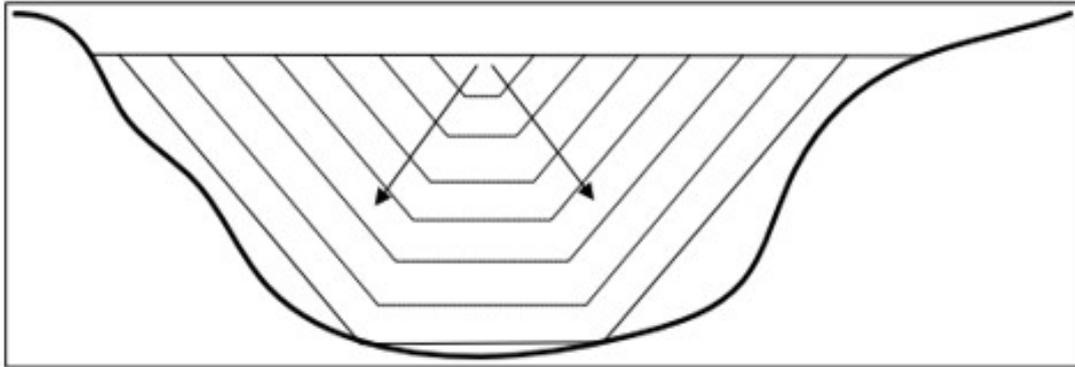


Figura 3-1. Progresión de la brecha de forma trapecial Fuente: (Gee, 2009)

Entre las ecuaciones que han ofrecido mejores ajustes a los datos registrados y que han sido más utilizadas en la caracterización de brechas de todo tipo de presas de materiales sueltos: homogéneas, heterogéneas de núcleo, escollera, asumiendo en todos los casos una evolución de la brecha trapecial (figura 3.2) podemos reseñar (Gee, 2009):

1. Froehlich (1.995a)
2. Froehlich (2.008)
3. MacDonald and Landgridge-Monopolis (1.984)
4. Von Thun and Gillete (1.990)

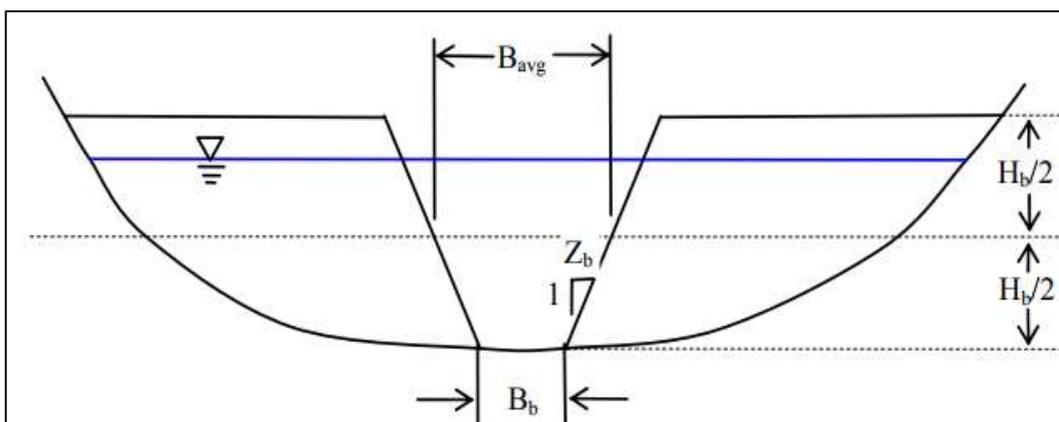


Figura 3-2. Esquema geométrico de la brecha. Parámetros de cálculo Fuente: GUIDELINES FOR DAM BREACH ANALYSIS, Colorado State. 2010(Gee, 2009)

Es interesante indicar que, en nuestro caso, el rango de casos estudiado es relevante, puesto que pondremos el foco en aquellas que hayan utilizado aquellos más cercanos a nuestro propio entorno de estudio: balsas inferiores a 15 m y a 1.00 hm³ de capacidad.

Estas cuatro ecuaciones están basadas en:

1. Froehlich (1.995a)

El autor utilizó 63 casos de estudio que abarcaron la totalidad de tipologías de presas de materiales sueltos: tierra, escollera, homogéneas, heterogéneas de núcleo... para desarrollar un conjunto de ecuaciones con objeto de predecir las variables siguientes: ancho medio de la brecha, taludes de la brecha y tiempo de formación. El rango que abarca es:

Tabla 3-1. Rango de casos de estudio en Froehlich 95a

ECUACIÓN	Froehlich 95a		63 casos
VARIABLE	RANGO		OBSERVACIONES
	Mín.	Máx.	
Altura (m)	3.66	92.96	90%<30. /76%<15
Volumen (hm ³)	0.013	660.00	87%<25 / 76%<15

Las ecuaciones propuestas son:

$$B_{ave} = 0.1803K_o V_w^{0.32} h_b^{0.19}$$

Ecuación 3-1

$$t_f = 0.00254V_w^{0.53} h_b^{-0.90}$$

Ecuación 3-2

B_{ave} = Ancho medio de brecha (m)

K_o = Constante (1,4 sobrevertido, 1,0 tubificación)

V_w = Volumen movilizable en el tiempo de fallo (m³)

h_b = Altura final de brecha (m)

t_f = Tiempo de formación de la brecha (h)

Para distinguir distintos modos de fallo, el autor adopta los siguientes taludes de brecha.

Tabla 3-2. Taludes de brecha en Froehlich 95a

MODO DE FALLO	Sobrevertido	Sifonamiento u otros
TALUDES H/V		
Horizontal	1.4	0.9
Vertical	1.0	1.0

Aunque no lo clarifica, se adopta como altura final de brecha la generada entre la cota del pie de talud exterior y la cota de coronación del dique.

2. Froehlich (2.008)

El mismo autor en el año 2.008, actualizó su propuesta anterior al incorporar 11 casos nuevos a los 63 ya utilizados, modificando los rangos de estudio de la siguiente forma.

Tabla 3-3. Rango de casos de estudio en Froehlich 08

ECUACIÓN	Froehlich 08		74 casos
VARIABLE	RANGO		OBSERVACIONES
	Mín.	Máy.	
Altura (m)	3.05	92.96	90%<30. /81%<15
Volumen (hm ³)	0.0139	660.00	86%<25 / 82%<15

Las ecuaciones propuestas son:

$$B_{ave} = 0.27K_o V_w^{0.32} h_b^{0.04}$$

Ecuación 3-3

$$t_f = 63.2 \sqrt{\frac{V_w}{gh_b^2}}$$

Ecuación 3-4

B_{ave} = Ancho medio de brecha (m)

K_o = Constante (1,3 sobrevertido, 1,0 tubificación)

V_w = Volumen movilizable en el tiempo de fallo (m^3)

h_b = Altura final de brecha (m)

g = Aceleración de la gravedad ($9,80665 \text{ m/s}^2$)

t_f = Tiempo de formación de la brecha (s)

Análogamente, para distinguir distintos modos de fallo, el autor adopta los siguientes taludes interiores de brecha.

Tabla 3-4. Taludes de brecha en Froehlich 08

MODO DE FALLO	Sobrevertido	Sifonamiento u otros
TALUDES H/V		
Horizontal	1.0	0.7
Vertical	1.0	1.0

Y de igual forma, se adopta como altura final de brecha la generada entre la cota del pie de talud exterior y la cota de coronación del dique.

3. MacDonald and Landgridge-Monopolis (1.984)

Estos autores plantean un análisis de los datos con un enfoque conceptualmente distinto, ya que se basa en la propia naturaleza del dique y en su respuesta al proceso erosivo provocado por la formación de la brecha. Trabajan con un número de casos inferior, 42, pero centrados casi en exclusiva en presas de tierra, con núcleo de arcilla y diques de escollera. Contemplan su análisis caracterizando la presa mediante un factor de formación de brecha (BBF "Breach Formation Factor") (MacDonald & Langridge-Monopolis, 1984) que intenta representar la capacidad de generación de esa brecha por parte de la propia infraestructura, yendo a

la propia naturaleza de la obra de regulación y relacionando el volumen de agua movilizable y la altura de lámina susceptible de evacuar ese volumen. Este factor vendrá dado por la multiplicación de las dos variables, y permitirá evaluar la capacidad erosiva del propio embalse en el dique de cierre.

Tabla 3-5. Rango de casos de estudio en MacDonald and Langridge-Monopolis 84

ECUACIÓN	Froehlich 08		74 casos
VARIABLE	RANGO		OBSERVACIONES
	Mín.	Máx.	
Altura (m)	4.27	92.96	76%<30. /57%<15
Volumen (hm ³)	0.0037	660.00	79%<25 / 69%<15

Puesto que el BBF es el parámetro definitorio, la relación de ecuaciones propuestas se basarán en él, y distingue dos casos, atendiendo a la naturaleza del propio dique y a la existencia o no de material cohesivo en su interior que pueda retrasar la formación de la brecha y por tanto controlar los caudales evacuados. Wahl en el año 1998, reporta las siguientes ecuaciones (Wahl, 1998):

En diques no cohesivos (tierras):

$$V_{eroded} = 0.0261(V_{out} * h_w)^{0.769}$$

Ecuación 3-5

$$t_f = 0.0179(V_{eroded})^{0.364}$$

Ecuación 3-6

En diques cohesivos (arcillas) o de escollera:

$$V_{eroded} = 0.00348(V_{out} * h_w)^{0.852}$$

Ecuación 3-7

V_{eroded} = Volumen de material erosionado del dique (m³)

V_{out} = Volumen de agua movilizable (m³)

h_w = Calado por encima del fondo de brecha (m)

t_f = Tiempo de formación de la brecha (h)

A la hora de adoptar un valor del volumen de agua movilizable, no se considera el aquel derivado por el sistema hidráulico, aliviaderos o desagües, solo el formador de la brecha. Se adopta como válido el correspondiente a la lámina de agua del embalse en el momento de la rotura, acorde a su curva característica.

Los autores plantean un proceso iterativo en la estimación de los parámetros, que recalcula el volumen movilizable, en cada paso.

Tabla 3-6. Taludes de brecha en MacDonald and Langridge-Monopolis 84

MODO DE FALLO	Cualquiera
TALUDES H/V	
Horizontal	0.5
Vertical	1.0

El tamaño de la brecha se calcula asumiendo una erosión vertical hasta su fondo, a partir de dónde lo hará lateralmente, hasta que consuma todo el material de los taludes exteriores, del dique. Este planteamiento modifica la visión, mostrada hasta este momento por Froehlich, que propone un ancho medio, respecto de la altura final considerada, entre la coronación y el fondo de brecha.

El ancho propuesto se podrá calcular con la ecuación siguiente²:

$$W_b = \frac{V_{eroded} - h_b^2 \left(CZ_b + \frac{h_b Z_b Z_3}{3} \right)}{h_b \left(C + \frac{h_b Z_3}{2} \right)}$$

Ecuación 3-8

$$W_b = \text{Ancho del fondo de brecha (m)}$$

² Washington State (MGS Engineering Consultants), (2007). Dam Safety Guidelines, Technical Note 1: Dam Break Inundation Analysis and Downstream Hazard Classification, Washington State Department of Ecology Publication No. 92-55E (revised), October, 34 pgs. <https://fortress.wa.gov/ecy/publications/summarypages/9255e.html> (12/07/2017)

$$h_b = \text{Altura final de brecha (Cota de coronación} \\ - \text{cota de fondo de brecha) (m)}$$

$$C = \text{Ancho de coronación del dique (m)}$$

$$Z_3 = Z_1 + Z_2$$

$$Z_1 = \text{Talud medio aguas arriba del dique (Z}_1\text{: 1)}$$

$$Z_2 = \text{Talud medio aguas abajo del dique (Z}_2\text{: 1)}$$

$$Z_b = \text{Talud de la brecha (Z}_b\text{: 1)}$$

Hay que señalar que estos autores para desarrollar la expresión del tiempo de formación de la brecha trabajaron con una envolvente de máximos de los datos procedentes de presas de tierra, por lo que es previsible que su aplicación en estos casos, presente una tendencia a sobreestimar los resultados, por lo que puede ser una fuente de incertidumbre a considerar.

4. Von Thun and Gillette (1.990)

En este caso, los autores aprovecharon el bagaje de los datos utilizados tanto por Froehlich en 1.987 y MacDonald and Landgridge-Monopolis en 1.984 para desarrollar su metodología, en total trabajaron con 57 casos. Aprovecha el enfoque que presentó como novedoso MacDonald et al. de la erosividad del dique, distinguiendo distintos taludes en función de la cohesividad o no del suelo, sin reparar en el modo de fallo.

Tabla 3-7. Taludes de brecha en Von Thun and Gillette 90

MODO DE FALLO	Cualquiera	
TALUDES H/V	Suelo no cohesivo	Suelo cohesivo
Horizontal	1.0	0.50-0.33
Vertical	1.0	1.0

Tabla 3-8. Rango de casos de estudio en Von Thun and Gillette 90

ECUACIÓN	Von Thun & Gillette 90		74 casos
VARIABLE	RANGO		OBSERVACIONES
	Mín.	Máx.	
Altura (m)	3.66	92.96	89%<30. /75%<15
Volumen (hm ³)	0.027	660.00	89%<25 / 84%<15

La ecuación propuesta para la geometría de la brecha es:

$$B_{ave} = 2,5h_w + C_b$$

Ecuación 3-9

B_{ave} = Ancho medio de la brecha (m)

h_w = Calado por encima del fondo de brecha (m)

C_b = Coeficiente que es función del volumen almacenado

Tabla 3-9. Valores del coeficiente C_b de la fórmula de Von Thun and Gillette 90

VOLUMEN ALMACENADO (m ³)	C_b (m)
<1.23*10 ⁶	6.1
1.23*10 ⁶ – 6.17 * 10 ⁶	18.3
6.17*10 ⁶ – 1.23 * 10 ⁷	42.7
>1.23*10 ⁷	54.9

En cuanto al tiempo de formación, proponen dos conjuntos de ecuaciones, que serán función de la carga de agua sobre la brecha, los autores distinguen dos circunstancias distintas, que responden a la mayor o menor resistencia a la erosión del dique, y los establece como límites superior e

inferior relacionándolos con el mayor o menor control de ejecución de dichos diques, a mayor control, mayor tiempo y viceversa.

En el primer grupo y en el caso de ser resistente a la erosión la expresión que evalúa el tiempo de formación de la brecha es:

$$t_f = 0.02h_w + 0,25$$

Ecuación 3-10

Y en el caso de fácilmente erosionable la expresión es:

$$t_f = 0.015h_w$$

Ecuación 3-11

Siendo:

$h_w =$ Calado por encima del fondo de brecha (m)

$t_f =$ Tiempo de formación de la brecha (h)

En el segundo grupo, además de ser función de la carga de agua es función del ancho medio de brecha, proponiendo en este caso la expresión siguiente para el caso de resistencia a la corrosión:

$$t_f = \frac{B_{ave}}{4h_w}$$

Ecuación 3-12

Y en el caso contrario:

$$t_f = \frac{B_{ave}}{4h_w + 61,0}$$

Ecuación 3-13

$B_{ave} =$ Ancho medio de brecha (m)

Puesto que uno de los principales objetivos de la Tesis es proponer una ecuación distinta a la actualmente recogida en la “Guía Técnica de Clasificación de Presas en función del riesgo potencial” de 1.996, y la “Guía Técnica para la elaboración de los Planes de Emergencia de Presas” de 2.001, es necesario describir dicha ecuación (Técnica, 1996).

En estas dos guías y para las presas de materiales sueltos, objeto de nuestro análisis, se indican las expresiones tanto para el ancho medio de brecha como para el tiempo de formación. Manteniendo idéntica geometría trapecial como hasta ahora.

En cuanto a este último, propone una fórmula función del volumen movilizable y la altura completa del dique, y la restringe a un tiempo inferior a 5.00 horas, dado que este caso indica la necesidad de estudiarlo mediante otro tipo de métodos más específicos del campo geotécnico:

$$T [\text{horas}] = \frac{4,8 \cdot V^{0,5} [\text{Hm}^3]}{h [\text{m}]}$$

Ecuación 3-14

Siendo:

V= Volumen de agua almacenada, hasta la cota del terreno natural (Hm³)

H= Altura completa del dique, desde coronación hasta terreno natural, siempre y cuando éste sea resistente (m).

La ecuación propuesta para la geometría de la brecha es:

$$b [\text{m}] = 20 \cdot \sqrt[4]{(V(\text{Hm}^3) \cdot h(\text{m}))}$$

Ecuación 3-15

Finalmente, y en cuanto a taludes de la propia brecha propone:

Tabla 3-10. Taludes de brecha en Guía Técnica 96

MODO DE FALLO	Cualquiera
TALUDES H/V	
Horizontal	1.0
Vertical	1.0

Es posible advertir con un simple cambio de unidades el origen de este conjunto de expresiones. Si convertimos el volumen en m³ y el tiempo en segundos, las fórmulas quedan de la siguiente forma (se readapta la notación de la propia Guía a la seguida en el texto original de los autores):

$$B_{ave} = 0.632 (V \cdot h_w)^{0.25} (m)$$

Ecuación 3-16

$$t_f = 17.28 \frac{\sqrt{V}}{h_w} (s)$$

Ecuación 3-17

Entre las ecuaciones existentes y no señaladas hasta ahora, Froehlich en el año 1.987, propuso la primera de la serie que fue proponiendo con posterioridad, 1.995 y 2.008, ya comentadas con anterioridad. Si las simplificamos, y adoptamos un coeficiente de desbordamiento de 1.4 tenemos que la anchura media propuesta fue:

$$B_{ave} = 0.658 (V \cdot h_w)^{0.25} (m)$$

Ecuación 3-18

Y el tiempo de formación:

$$t_f = 24.74 \frac{V^{0.47}}{h_w^{0.91}} (s)$$

Ecuación 3-19

Que como se observa, son muy similares a las adoptadas en las Guías. Dado que éstas no distinguen entre los modos de fallo, si se quisiera analizar el sifonamiento, deberíamos disminuir la anchura media en 1.40 veces.

3.3.4 Ecuaciones empíricas de caudal pico

Los análisis pormenorizados de los registros históricos de rotura, han permitido a los distintos investigadores que los han tratado, caracterizar otra de las variables hidráulicas de mayor importancia en el estudio de las consecuencias aguas abajo de la rotura de estas estructuras, como es el caudal pico generado

Entre estas expresiones las más representativas son:

Tabla 3-11. Expresiones empíricas de caudal pico

AUTOR/ADMÓN	EXPRESIÓN	ENV.*
Bureau Of Reclamation (1982)	$Q = 19,1(h_w)^{1,85}$	X
MacDonald & Langridge-Monopolis (1984)	$Q = 1,154(V_w h_w)^{0,412}$	X
	$Q = 3,85(V_w h_w)^{0,411}$	
Froehlich (1995b)	$Q = 0,607V_w^{0,295} h_w^{1,24}$	
Xu & Zhang (2009)	$\frac{Q}{\sqrt{gV_w^{\frac{5}{3}}}} = 0,175 \left(\frac{h_d}{h_r}\right)^{0,199} \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{-1,274} e^{B_4}$	
Kilpatrick (1977)	$Q = 1,268(h_w + 0,3)^{1,24}$	
SCS (1981)	$Q = 16,6(h_w)^{1,85}$	
Hagen (1982)	$Q = 0,54(Sh_d)^{0,5}$	
Singh & Snorrason (1984)	$Q = 13,4(h_d)^{1,89}$	
	$Q = 1,776(S)^{0,47}$	
Costa (1985)	$Q = 1,122(S)^{0,57}$	X
	$Q = 0,9814(Sh_d)^{0,42}$	
	$Q = 2,634(Sh_d)^{0,44}$	
Evans (1986)	$Q = 0,72(V_w)^{0,53}$	

*Curva envolvente

Siendo:

$$Q = \text{Caudal pico } (m^3/s)$$

$$h_w = \text{Calado por encima del fondo de brecha (m)}$$

$$V_w = \text{Volumen movilizable en el tiempo de fallo (m}^3\text{)}$$

$S = \text{Volumen de agua en el momento del fallo (m}^3\text{)}$

$h_d = \text{Altura de la presa (m)}$

$h_r = 15 \text{ (limite entre pequeña y gran presa) (m)}$

$b_3 = -0.503, -0.591, \text{ y } (-0.649)$

Este coeficiente caracteriza la tipología de presa de materiales sueltos: diafragma, pantalla y homogénea o heterogénea, respectivamente.

$b_4 = -0.705 \text{ y } (-1.039)$

Este coeficiente caracteriza el modo de fallo:

Desbordamiento y sifonamiento, respectivamente.

$b_5 = -0.007, (-0.375), \text{ y } (-1.362)$

Este coeficiente caracteriza la capacidad resistente del dique:

Alta, media y baja erosionabilidad, respectivamente.

$B_4 = b_3 + b_4 + b_5$

De manera general los resultados ofrecidos por estas expresiones servirán de indicadores cuando se comparen con aquellos de métodos mucho más precisos, teniendo en cuenta que muchas de ellas están planteadas como curvas envolventes de máximos.

3.4 Método de MONTECARLO

3.4.1 Introducción

El desarrollo inicial de este método surge en plena Segunda Guerra Mundial, en el proceso de creación de la bomba atómica, en el cual estaba implícita la simulación de complejos problemas probabilísticos, por lo que está fechado aproximadamente el año 1944. El desarrollo sistemático del primer planteamiento fue desarrollado en 1948 por Harris y Kerman Kahn.

El método de Montecarlo recibe su nombre en referencia al principado de Mónaco, ya que es una ciudad ligada con el juego y el azar, al ejemplificarse en una ruleta de casino como un generador simple de números aleatorios.

Es frecuente tanto en literatura estadística como en econométrica encontrar estudios en los que la distribución de probabilidades, al parecer, imposible de desarrollarse analíticamente, se obtiene de forma empírica mediante simulaciones a ordenador. Este tipo de práctica es muy frecuente en artículos que tratan sobre procesos no estacionarios con raíces unitarias, por ejemplo: (Beaulieu & Miron, 1993; Dickey & Fuller, 1981; Dickey, Hasza, & Fuller, 1984). A su vez, estas simulaciones son utilizadas para comprobar la potencia de estadísticos ante hipótesis que implican una distribución desconocida, por ejemplo: (Dickey & Fuller, 1979).

Una de las decisiones más importantes que el analista ha de tomar cuando se enfrenta a un problema en el que se necesite una distribución de probabilidades, es el número de replicaciones a realizar. Cualquier analista sabe que el número óptimo de replicaciones a realizar es infinito, pero, en la práctica, no se puede trabajar con series de infinitas observaciones.

El error que se comete al aproximar una distribución mediante simulación es inversamente proporcional al número de replicaciones realizadas. Con lo cual, si se quiere obtener el menor error posible habrá que realizar una mayor cantidad de replicaciones. Sin embargo, en la mayoría de trabajos en los que se usan estos métodos, como los mencionados anteriormente, el número de replicaciones se elige de forma arbitraria. (Díaz-Emparanza, 1995)

3.4.2 Definición

Las distintas soluciones numéricas de un sistema físico fundan sus principios en un modelo matemático a partir del que se resuelven las ecuaciones que representan el estado de dicho sistema. Hay problemas complejos que no es posible resolverlos con modelos determinísticos. El método de Montecarlo se basa en un proceso no determinista o estadístico numérico, utilizado para evaluar de alguna forma expresiones matemáticas complejas, sin tener que llegar a resolver las ecuaciones del sistema. Consiste en una técnica de simulación cuantitativa que utiliza las técnicas estadísticas y la potencia computacional de los equipos informáticos para reproducir, a través de métodos numéricos, el

comportamiento aleatorio de sistemas reales. Para llevar a cabo el proceso, es necesario conocer las funciones de densidad del sistema.

3.4.3 Método

De una manera más formal, el método de Montecarlo es un proceso estocástico, de forma que la evolución de la secuencia de estados del modelo sobre el que se aplica la simulación viene explícita por sucesos aleatorios.

Es posible elaborar un análisis con el método de Montecarlo por medio de la confección de modelos de posibles resultados a través de una distribución de probabilidad, para cualquier incertidumbre asociada al modelo. El método realiza los cálculos según el número de veces que se desee, utilizando grupos de valores aleatorios y de los rangos especificados. Para completar la simulación se pueden realizar miles o incluso decenas de miles de cálculos, como es el ejemplo del caso de estudio de la presente tesis, en la que se elaboran 5000 simulaciones.

Para que el análisis de Montecarlo tenga éxito probabilístico, es imprescindible la generación de una buena secuencia de números aleatorios. Los grupos de números conformados deben ser totalmente independientes de la secuencia de números de los otros grupos. Una peculiaridad de la generación de números aleatorios es que, si se emplean dos generadores aleatorios independientes, estadísticamente la salida debe retornar el mismo valor promedio.

Tal y como se ha adelantado con anterioridad, el método propuesto se basa en la confección de varias pruebas que se utilizan para alcanzar el valor esperado de una variable aleatoria.

3.4.4 Aproximación empírica a la distribución teórica

Disponemos de una muestra de tamaño N del vector de variables y que es de dimensión P . Supondremos también que la distribución de probabilidades de y es conocida. Sea Y la matriz $(N \times P)$ que contiene en cada columna las N observaciones de cada uno de los componentes de y , y f una función tal que a cada valor de Y le hace corresponder un valor real, X .

$$X = f(Y) \in \mathfrak{R}$$

La distribución de probabilidades de X es desconocida. A continuación, se hallará su aproximación mediante el método de Monte Carlo:

1. Se generan a ordenador T muestras distintas de tamaño N para el vector y , a partir de su distribución teórica conocida.
2. Para cada una de las muestras o replicaciones se calcula el valor que toma el estadístico f . $X_t = f(Y_t)$, donde Y_t es el valor simulado de la matriz Y en la muestra t -ésima y X_t es el valor obtenido para el estadístico en dicha muestra, con $t=1, \dots, T$.
3. Los valores recogidos de X_1, \dots, X_T se ordenan y su distribución de frecuencias relativas se toma como aproximación.
4. A partir de la distribución de las frecuencias relativas se calculan intervalos de confianza y se realizan contrastes de hipótesis como si ésta fuera la distribución

3.4.5 Precisión de la aproximación empírica

Sea H un intervalo de la recta real. Definiremos X_{Ht} , una variable ficticia, de esta forma:

$$X_{Ht} = \begin{cases} 1 & \text{Si } X_t \in H \\ 0 & \text{Si } X_t \notin H \end{cases}$$

De manera que cada observación de X_t lleva asociada una observación de la variable X_{Ht} . La función de densidad teórica desconocida de X_t asigna una probabilidad p_H al intervalo H , es decir:

$$Pr[X_t \in H] = Pr[X_{Ht} = 1] = p_H$$

Producir T muestras del vector y , implica disponer de una muestra de T observaciones de la variable real X . Esta muestra lleva asociada, a su vez, una muestra de tamaño T de la variable X_H . Esta variable sigue una distribución binaria de parámetro p_H , así que la suma de las T observaciones de X_H , $Z_H = X_{H1} + \dots + X_{HT}$, sigue una distribución binomial $b(p_H, T)$.

Es necesario hacer aquí una adaptación al contexto del concepto de estimación precisa de (Finster, 1987)

- Definición 1. Z_H / T es una estimación precisa de p_H con nivel de error α y confianza $1 - \alpha$ (con $0 < \alpha < 1$), si

$$Pr \left[\left| \frac{Z_H}{T} - p_H \right| < A \right] \geq 1 - \alpha$$

Ecuación 3-20

El conjunto de precisión $[-A, A]$ es el conjunto de errores aceptables de las múltiples simulaciones.

A continuación, determinaremos cuál es el número de replicaciones mínimo para obtener una estimación de p_H con nivel de imprecisión fijo A y confianza $1 - \alpha$.

El teorema de Moivre prueba que la sucesión $b(p_H, 1), b(p_H, 2), \dots, b(p_H, T)$, es asintóticamente normal $N(T p_H, T p_H [1 - p_H])$ de manera que si $T p_H > 18$ se suele aceptar la aproximación a la distribución de Z_H :

$$Z_H \approx N(T * p_H, T * p_H(1 - p_H))$$

Ecuación 3-21

Por consecuencia, para la frecuencia binomial, Z_H / T , se tiene:

$$\frac{Z_H}{T} \approx N\left(p_H, \frac{p_H(1 - p_H)}{T}\right)$$

Si $t_{\frac{\alpha}{2}}$ es el cuantil $\frac{\alpha}{2}$ correspondiente a la cola derecha de la distribución $N(0,1)$,

$$Pr \left[-t_{\frac{\alpha}{2}} < \frac{\frac{Z_H}{T} - p_H}{\sqrt{\frac{p_H(1 - p_H)}{T}}} < t_{\frac{\alpha}{2}} \right] \approx 1 - \alpha$$

Ecuación 3-22

De aquí se obtiene un intervalo de confianza aproximada $1 - \alpha$ para la probabilidad p_H es

$$\left[\frac{Z_H}{T} - t_{\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{p_H(1 - p_H)}{T}}, \quad \frac{Z_H}{T} + t_{\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{p_H(1 - p_H)}{T}} \right]$$

Comparando la expresión (1) con la (3) observamos que la parte derecha de la desigualdad juega el papel del nivel de imprecisión A . Esto nos aporta una forma de relacionar el número de replicaciones con el nivel de imprecisión:

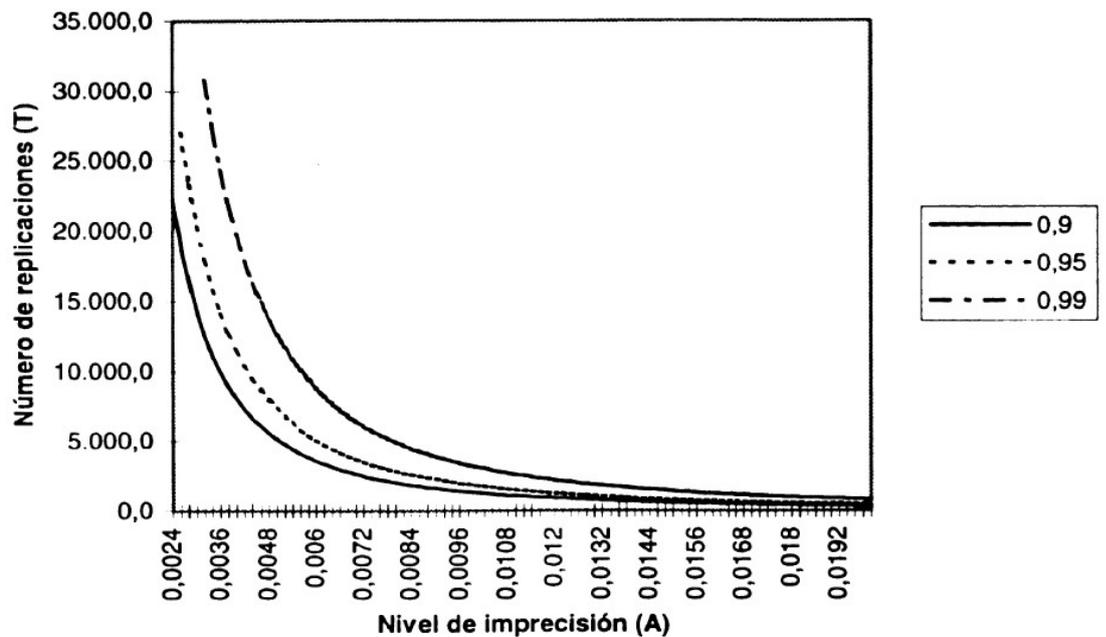
$$A \approx t_{\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{p_H(1-p_H)}{T}}$$

Ecuación 3-23

Por tanto, para obtener una estimación de p_H con un nivel de imprecisión prefijado A , a un nivel de confianza $1 - \alpha$, el mínimo número de replicaciones que ha de producirse es:

$$T = \frac{t_{\frac{\alpha}{2}}^2 p_H(1-p_H)}{A^2}$$

Ecuación 3-24

Figura 3-3. Relación A-T para cada nivel de confianza ($1-\alpha$) con $P_H=0.05$

Fuente: (Díaz-Emparanza, 1995)

(página en blanco)

4 METODOLOGÍA

Cualquier toma de decisiones asociadas a la prognosis de un sistema físico, debe adoptarse contando con la mejor y más amplia información existente sobre la cuestión objeto de estudio. Ello exige concretar aquellas variables que intervienen en él, discriminar las secundarias de las fundamentales y acotar sus incertidumbres (Jamieson & Fedra, 1996; Sample, Heaney, Wright, & Koustas, 2001).

En este marco, se deberá enfocar adecuadamente el problema, delimitando tanto su magnitud como los medios necesarios para alcanzar con garantías los objetivos previstos, sin perder de vista las limitaciones intrínsecas propias de cualquier proceso de simplificación de un sistema físico.

Este enfoque sistémico, permite estructurar adecuadamente un marco conceptual en el que se delimiten jerarquías, definiendo la posición de cada elemento, se establecen las relaciones entre estos, se acotan los medios que permiten alcanzar el objetivo propuesto y se definen los límites del sistema.

Este marco finalmente, deberá responder adecuadamente a las siguientes preguntas:

¿Cuáles es el objetivo del sistema? ¿Qué quiero? Caracterizar el comportamiento hidráulico de balsas en situación de fallo estructural.

¿Qué elementos intervienen? La balsa, como factor iniciador de una avenida artificial por colapso del dique de cierre y un territorio, representado en un modelo digital de elevaciones, sobre el que se delimitarán las afecciones provocadas.

¿Cuáles son los medios utilizados para la consecución de los objetivos?
¿Cómo lo hago? Desarrollando una metodología que acote las relaciones entre los elementos bajo un marco de trabajo estocástico.

¿Cuál es el alcance? ¿Limite? Representar una cartografía de probabilidades de peligrosidad (Roselló & Prados, 2010)

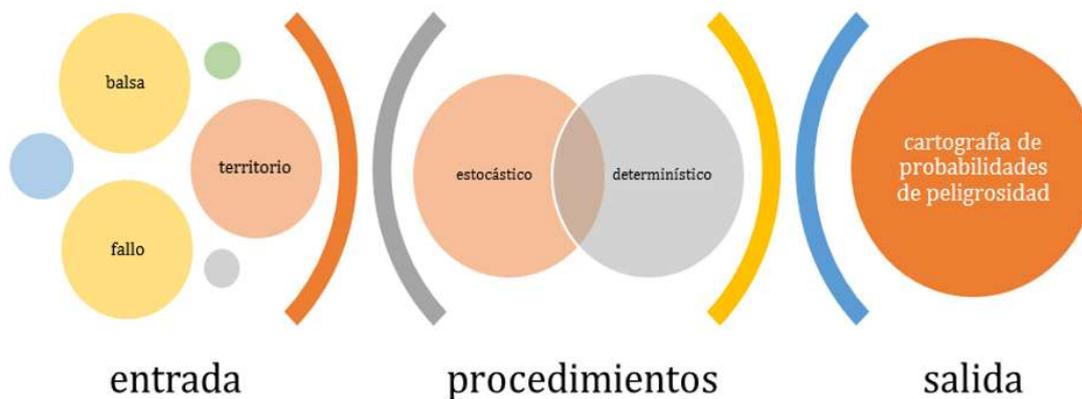


Figura 4-1. Conceptualización del sistema.

4.1 Desarrollo

El planteamiento adoptado, exige una adecuada selección de los elementos que conforman la entrada al sistema. Su efecto sobre la dinámica de funcionamiento es muy relevante, por lo que será necesario discriminar los principales de los secundarios.

En el análisis del potencial fallo de una presa o balsa nos encontramos con dos tareas principales: determinar el hidrograma de vertido y estudiar el tránsito de la onda de rotura en la red de cauces de la cuenca receptora (Wahl, 2010a; Zagonjoli, 2007)

Para poder alcanzar esta meta se ha estructurado esta metodología en 5 etapas. Las tres primeras orientadas a la obtención del hidrograma de vertido y las dos últimas a estudiar el tránsito de caudales, todo ello en un marco de trabajo estocástico, que fundamente la acotación de las incertidumbres asociadas al propio proceso de rotura de la balsa (Ahmadisharaf, Kalyanapu, Thames, & Lillywhite, 2016; Ahmadisharaf, Kalyanapu, & Chung, 2016; Apel et al., 2006; Ertas et al., 2016; Goodarzi, Shui, & Ziaei, 2013; Slomp, Knoeff, Bizzarri, Bottema, & de Vries, 2016).



Figura 4-2. Fases de desarrollo del trabajo

4.1.1 Hidrograma de vertido

El producto objetivo de esta propuesta metodológica se fundamenta en la definición del hidrograma de alimentación al sistema hidrológico.

La principal consecuencia del proceso de colapso es la aparición brusca e imprevisible de un hidrograma de avenida artificial que ocupará los terrenos aguas abajo de la infraestructura.

Esta primera tarea que debe alimentar el sistema, conforma el input que deberá procesarse para la obtención de la cartografía de probabilidades y se subdivide en 3 fases:

- I. Brechas
- II. Zonificación
- III. Análisis Estocástico

4.1.1.1 Brechas

Los objetivos que se plantean en esta primera fase son:

- Estudiar en un amplio abanico de casos la respuesta hidráulica provocada por la brecha definida por distintas fórmulas empíricas
- Obtener la ecuación más sensible a la variación de volumen y altura que alimente un modelo de simulación hidráulica de rotura.

La consecución de estos objetivos se aborda con el esquema secuencial de trabajos, que sintetizamos en la figura 4.3.

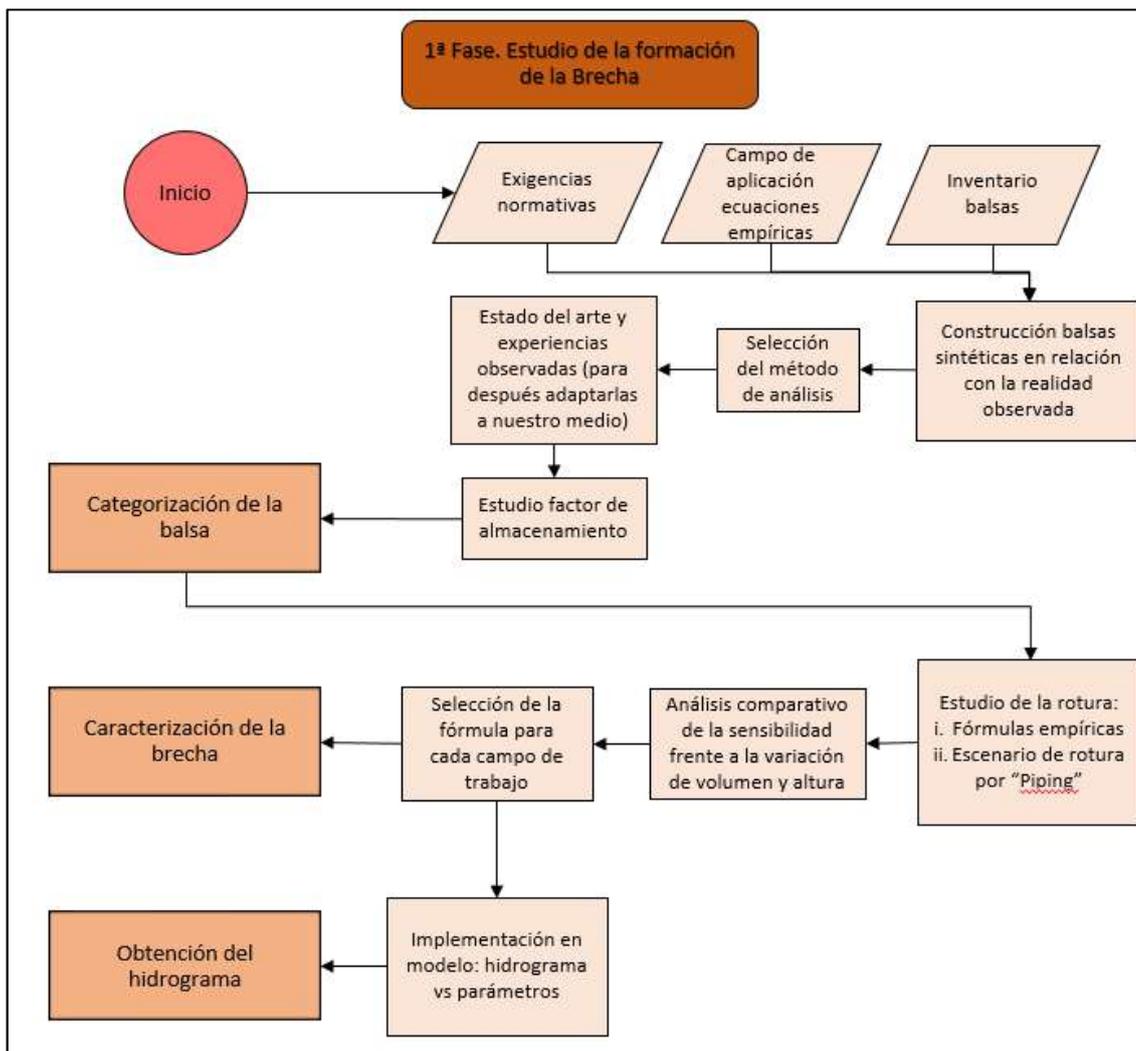


Figura 4-3. Desarrollo de trabajos en la 1ª fase: brechas

Este diagrama se fundamenta en la concreción de las exigencias normativas referidas al proceso clasificatorio de la propia balsa y que descansan sobre los procedimientos establecidos en la “Guía Técnica de Clasificación de Presas en función del Riesgo Potencial” de 1996 (Sagrera Díaz, 2010; Técnica, 1996).

Los reales decretos de modificación del dominio público hidráulico y la trasposición de la directiva europea de inundaciones (Directiva 2007/60 de evaluación y gestión de los riesgos de inundación):

- Real Decreto 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril
- Real Decreto 903/2010, de 9 de julio, de evaluación y gestión de riesgos de inundación

Señalan conjuntamente el alcance de las obligaciones en las que incurre el titular de la infraestructura de regulación, sea presa o balsa, cuando cumple una serie de requisitos, basados principalmente en la altura de carga de agua susceptible de vaciar la infraestructura tras el colapso, y al volumen de agua movilizable en tal caso.

La figura 4.4. representa el ámbito de aplicación de dicha normativa donde es exigible por parte de la administración los documentos en materia de seguridad siguientes, siempre que se categoricen como “Clasificables”:

- Elaborar la propuesta de CLASIFICACIÓN
- Elaborar e implantar el PLAN DE EMERGENCIA
- Redactar PROGRAMA PUESTA EN CARGA
- Elaborar NORMAS DE EXPLOTACIÓN
- Realizar REVISIONES periódicas de seguridad
- Solicitar el REGISTRO de la balsa

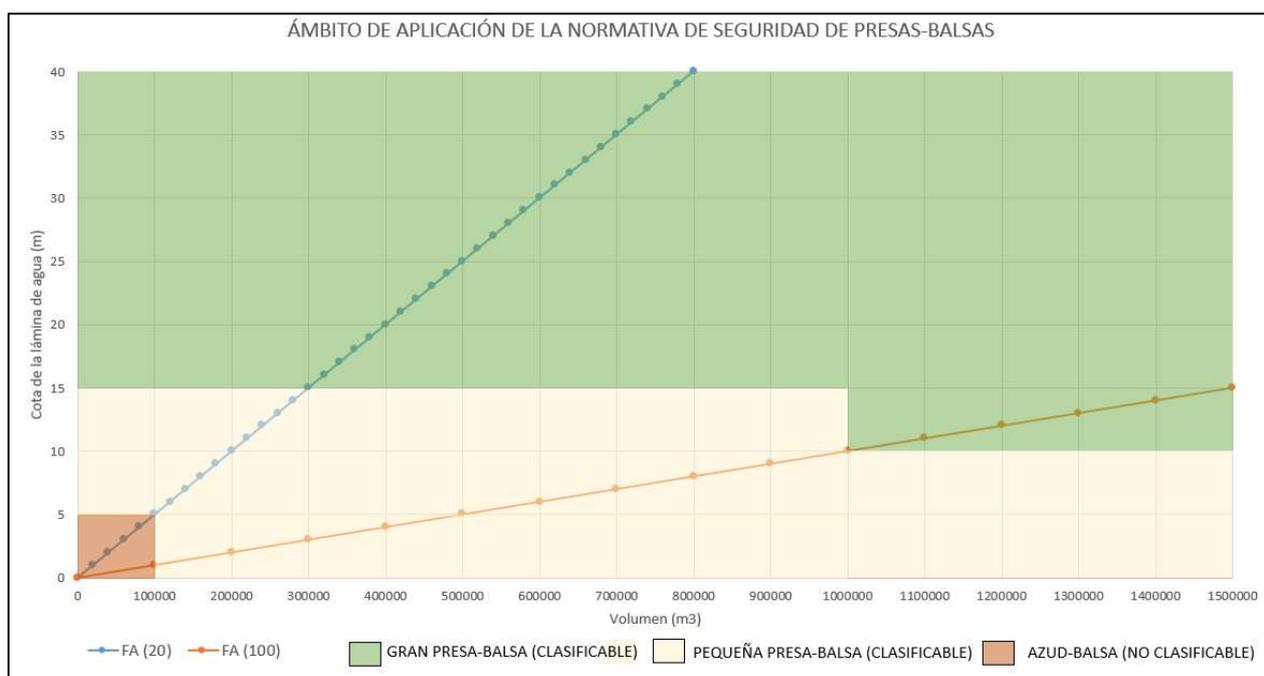


Figura 4-4. Ámbito de aplicación de la normativa sobre seguridad de presas y balsas en España

Una vez determinadas las consecuencias de situarse dentro de cualquiera de las regiones establecidas en la figura 4.4. es necesario conocer cuál es la realidad tipológica en nuestro país.

Dada la inexistencia de registros válidos, solo conocemos las estimaciones realizadas por la administración y publicadas en Congresos, que solo permiten

aventurar un número aproximado de ellas, 65.000. Comunidades Autónomas como Andalucía, Comunidad Valenciana y Murcia, han llegado a inventariar las de su ámbito competencial llegando a estas conclusiones:

- En la cuenca del Guadalquivir, con 4.600 los volúmenes medios son de 30.000 m³.
- En la Comunidad Valenciana de un total de 3.580 censadas, el 94% son balsas con volúmenes inferiores a 100.000 m³.
- En la cuenca del Júcar, con un nº de balsas estimado en 3.500 el volumen medio responde a 25.000 m³.

Por lo que es necesario revertir esta situación y analizar los registros existentes que permitan caracterizar geoméricamente las balsas que forman parte de algún inventario.

Se utilizará para ello una muestra representativa de 231 balsas, con objeto de delimitar en la figura 4.4 las zonas de mayor concentración, y así establecer sus características geométricas.

Estas balsas corresponden a los inventarios ofrecidos por la Junta de Castilla y León ³y la empresa pública SEIASA⁴.

Establecido el punto de partida geométrico se propone para caracterizar esta infraestructura bajo el prisma de su comportamiento en la rotura, construir un conjunto de balsas sintéticas que ocupen todas las zonas del ámbito de aplicación de la normativa sobre seguridad, para garantizar que tras su análisis todo el universo de aplicabilidad se ha estudiado.

Se construyen 10 balsas distintas, con 3 alturas de carga movilizable (Hw): Hw: 5.00, 7.50 y 10.00 m.

Para obtener su curva característica, elemento principal de su ficha técnica, se define un dique de cierre con taludes iguales tanto interior como exteriormente de 2.50H/1V justificados por D. Francisco Javier Sánchez Romero en su Tesis Doctoral leída en la Universidad Politécnica de Valencia el año 2014 y titulada

³ [http://www.agriculturaganaderia.jcyl.es/web/jcyl/AgriculturaGanaderia/es/Plantilla100/1222160458055// \(12/07/2.017\)](http://www.agriculturaganaderia.jcyl.es/web/jcyl/AgriculturaGanaderia/es/Plantilla100/1222160458055// (12/07/2.017)

⁴ [http://www.seiasa.es/seiasa/?q=listado-balsas \(12/07/2.017\)](http://www.seiasa.es/seiasa/?q=listado-balsas (12/07/2.017)

“Criterios de seguridad en Balsas de tierra para riego” (Romero, 2014). Se parte de una base cuadrangular de 25x25 m. que iremos aumentando paulatinamente hasta llegar a los 300x300 m. finales, las dimensiones finalmente adoptadas se recogen en la tabla 4.1. y el desarrollo de todas las curvas características y su relación con el parámetro Factor de Almacenamiento se resume en la figura 4.5.

Tabla 4-1. Umbrales de formación de corrientes

BALSA TIPO	DIMENSIONES SOLERA (m)	
	largo	ancho
BT01	25	25
BT02	50	50
BT03	75	75
BT04	100	100
BT05	125	125
BT06	150	150
BT07	175	175
BT08	200	200
BT09	250	250
BT10	300	300

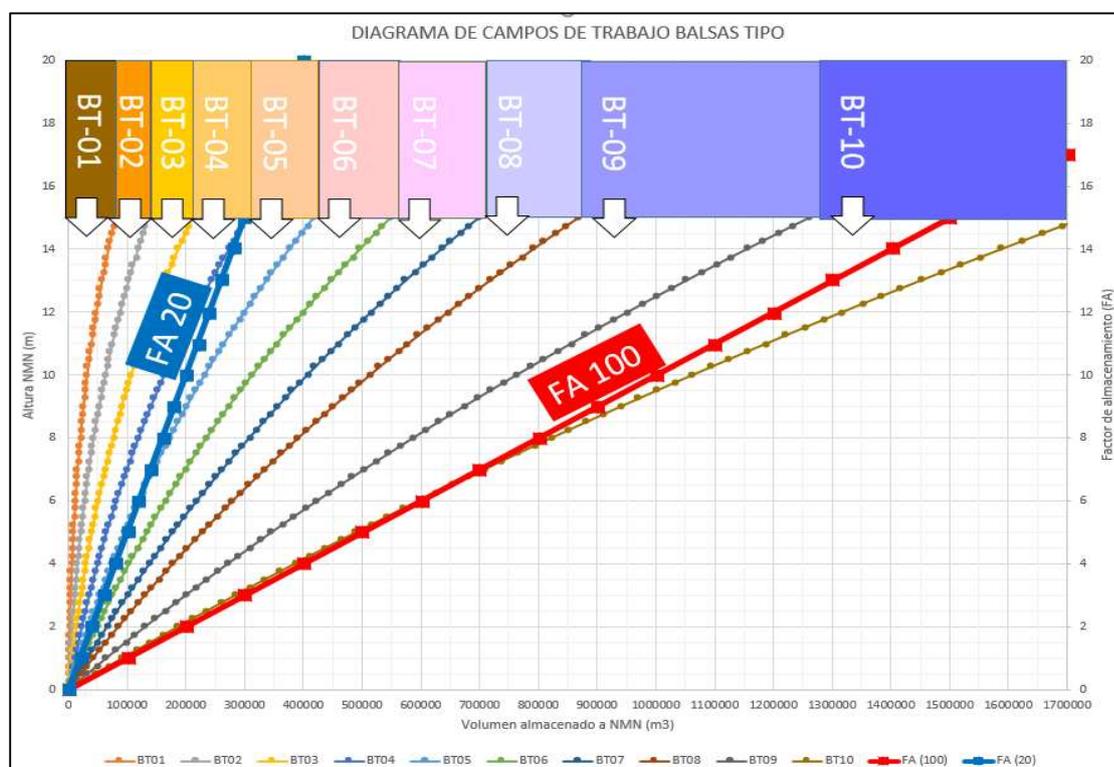


Figura 4-5. Diagrama de campos de trabajo de las balsas tipo.

Una vez representada su forma, es necesario acotar el fondo, de tal manera que, con la mínima información necesaria y fácilmente accesible, circunstancia que envuelve cualquier tipo de trabajo en la realidad, podamos modelizar de forma adecuada el crecimiento de la brecha (Roje-Bonacci, 2016; Simm et al., 2012).

En la actualidad existen tres métodos de análisis diferenciados en el grado de base física que los fundamenta:

- Modelos empíricos
- Modelos paramétricos y analíticos (semifísicos)
- Modelos de base física

La exigencia de información para su implementación es directamente proporcional a la base física, por lo que se ha optado por la utilización de modelos empíricos escogiendo entre las fórmulas más utilizadas aquellas con un ajuste mejor a los registros de rotura existentes (Atallah, 2002; Fread, 1988; Froehlich, 2008b; Macchione, 2008; Wahl, 2004; Wahl et al., 2008; Wahl, 1998).

Entre todas ellas se han escogido las siguientes que se compararán con la actualmente admitida en la normativa española, que llamaremos Guía, a la que uniremos la expresión de Froehlich de 1995, sobre caudales máximos, para validar resultados:

- GUIA (Guía Técnica para la Clasificación de Presas en función del Riesgo Potencial, 1996)(Técnica, 1996)
- F08 (Expresión de Froehlich 2008)(Froehlich, 2008b)
- MLM84 (Expresión de MacDonald Landgridge-Monopolis 1984)(MacDonald & Langridge-Monopolis, 1984)
- VTG (Expresión de Von Thun Gillette, 1990)(Von Thun & Gillette, 1990)

Determinado el modelo de crecimiento de brecha, es necesario establecer algún parámetro indicador de la susceptibilidad de la balsa a generar grandes hidrogramas de rotura.

Estudiada la experiencia internacional al respecto, se ha recabado del Estado de Colorado en USA, la guía que tiene publicada para analizar la rotura de presas: "GUIDELINES FOR DAM BREACH ANALYSIS" del 10 de febrero de 2010.(G. Baecher, Brubaker, Galloway, & Link, 2011)

En esta guía se introduce un parámetro, llamado SI (Storage Intensity) que permite acotar las regiones de aplicación de ciertas formulas empíricas. La singularidad de este factor es que es muy sensible a la variación de la razón de

erosión, indicador de validez de los resultados obtenidos al analizar el crecimiento de la brecha.

Analizada su relevancia se ha adaptado en la metodología propuesta llamándoles Factor de Almacenamiento (FA), que se cuantificará como la relación entre el volumen almacenado en miles de m³ respecto de la carga de agua movilizable.

Antes de poder implementar esta metodología deberemos seleccionar con qué evento de fallo generaremos la iniciación de la brecha (Fell & Fry, 2007; Ru & Niu, 2001; Zhang et al., 2009). Entre los propuestos y analizados en la literatura científica se opta por el proceso de tubificación interna del dique de cierre, al ser el más observado en casos reales registrados (Foster, Fell, & Spannagle, 2000a; Foster, Fell, & Spannagle, 2000b; Mao, 2005; Wei, Yu, Wang, & Li, 2016).

Una vez seleccionado el evento de carga conjuntamente con las fórmulas que evalúan su crecimiento, se procederá a construir el modelo de brecha para posteriormente realizar un análisis comparativo de los resultados para cada balsa y altura, estudiando la sensibilidad de estos frente a la variación de volumen de agua movilizable y la carga de agua asociada.

En este momento se podrá seleccionar la fórmula que mejor responda a la naturaleza de cada balsa.

4.1.1.2 Zonificación

Una de las mayores incertidumbres que se observa en la aplicación del análisis de riesgos potenciales en las balsas, se concreta en la ubicación del eje de brecha, al no existir a priori ninguna sección preferencial (Chauhan & Bowles, 2004; Sharp et al., 2013). Este problema, se encuentra solventado en el caso de la presa puesto que la situación en el cauce receptor condiciona la sección de análisis.

El capítulo 5 de la “Guía Técnica para la Elaboración de Planes de Emergencia de Balsas”, del año 2012, intenta responder a esta cuestión, al señalar que deberán estudiarse distintos puntos a lo largo del dique de cierre, y estimar los daños provocados en cada uno de los casos, aunque sin indicar metodología alguna (Wang & Bowles, 2006)

La geomorfología se postula como una herramienta válida y objetiva para poder discriminar las zonas susceptibles de canalizar los hidrogramas de rotura tras producirse la brecha. El análisis morfométrico del modelo digital de elevaciones,

base de la futura cartografía de probabilidades estudia el relieve y la orografía de la superficie por este definida, y la caracteriza a través de parámetros adicionales, basados en un análisis focal, cuyas funciones estudian los valores de una celda y las situadas en su entorno para obtener un valor final (Olaya & Conrad, 2009).

Los sucesivos trabajos de Pike R.J. et al. demuestran la validez de esta disciplina en la descripción de los procesos hidrológicos (Evans, 2012; MacMillan & Shary, 2009; Olaya & Conrad, 2009; R. J. Pike, 2000; R. J. Pike, 2002; R. Pike, Evans, & Hengl, 2009; Rasemann, Schmidt, Schrott, & Dikau, 2004)

La incertidumbre asociada a la selección de la zona del dique susceptible de romperse, es de tal relevancia que fundamenta la propuesta metodológica de esta Tesis, ya que condicionará la respuesta hidrológica de la cuenca receptora.

Dicha selección debe alejarse de adoptar como único criterio aquellos planteamientos apriorísticos que puedan determinar la situación del eje de la brecha, por el estudio de los casos registrados, de tal manera que dicha selección esté condicionada desde el primer momento, e implique situar la brecha hipotética en la zona de mayor índice de casos, sin considerar que todo el dique tiene la misma probabilidad de sufrir una rotura. Por este motivo. adoptamos como criterio de estudio que fundamente el análisis estocástico posterior, la equiprobabilidad de todo el terraplén (Cheng, 1993; Fell, Bowles, Anderson, & Bell, 2000; Foster et al., 2000b; Zhang et al., 2009).

Por estos motivos, en esta segunda etapa se proponen los objetivos siguientes, ver figura 4.6:

- Estudiar el comportamiento hidráulico del entorno atendiendo a criterios geomorfológicos
- Sectorizar la balsa en función de la red de drenaje natural que alimentará tras su colapso
- Delinear la intersección entre el talud exterior del dique de cierre de la balsa y el terreno circundante.
- Proponer una zona de seguridad que lamine parte del hidrograma previamente a su canalización en la red de drenaje natural, aplicando el principio de “retención del agua en el territorio” (BUFFER)
- Establecer la viabilidad de medidas de atenuación preventiva en función de la geomorfología del entorno

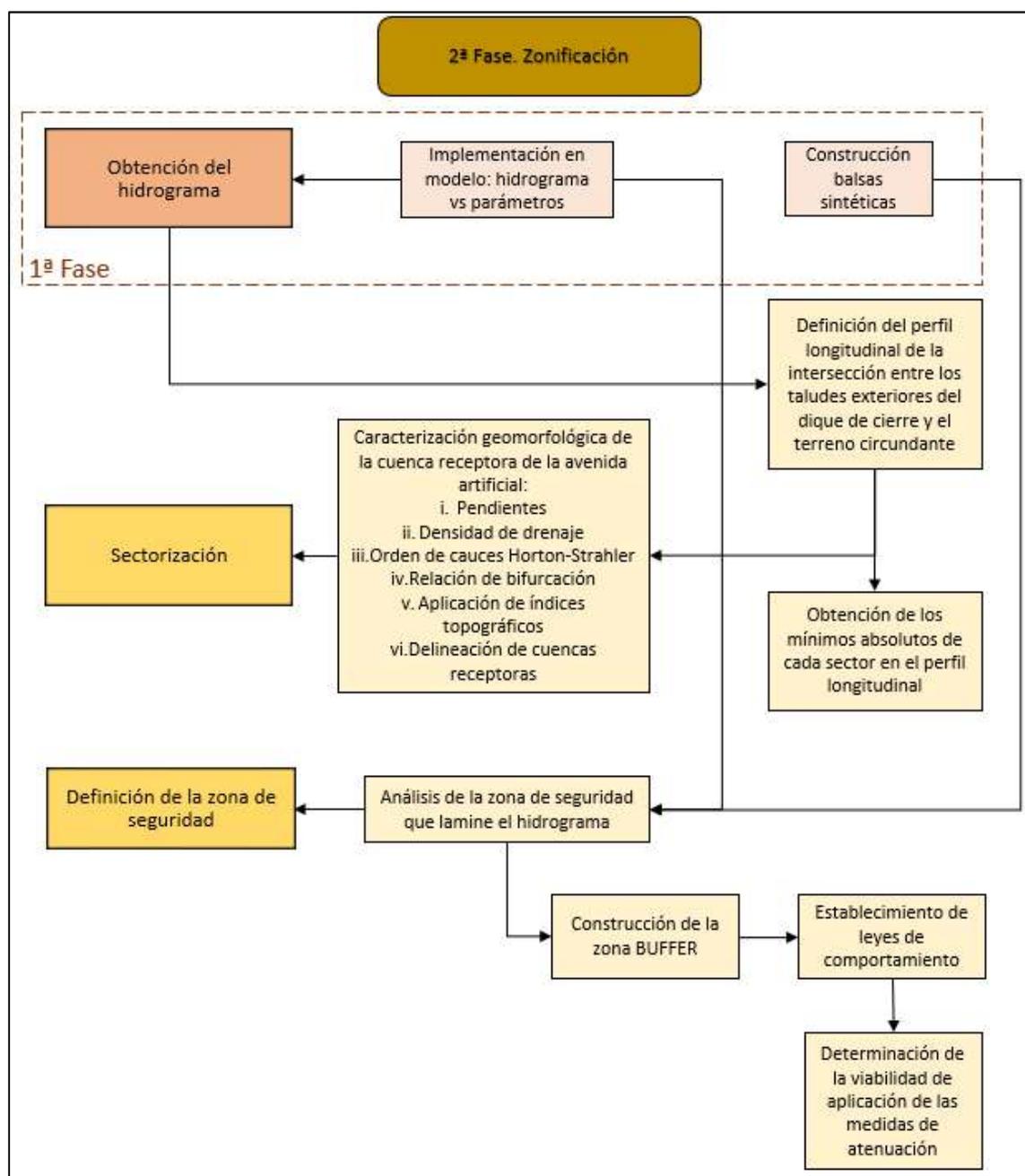


Figura 4-6. Desarrollo de trabajos en la 2ª fase: zonificación

Análogamente al procedimiento seguido en la descripción de la 1ª fase, en esta segunda la consecución de los objetivos descansa sobre la caracterización geomorfométrica del entorno de la balsa.

La cuenca receptora de los caudales generados por los hidrogramas de rotura de las sucesivas brechas a considerar, condicionará la ubicación de éstas. La equiprobabilidad de rotura del dique de cierre exige su estudio al completo, pero

acotando las zonas de tal manera que se evite la atomización de las zonas susceptibles de generar hidrogramas.

EL tránsito posterior de esos hidrogramas será el que defina las zonas de influencia de cada sector de rotura, y por tanto concrete los cortes en ubicaciones que drenen a un único cauce receptor.

Este criterio de selección se implementará mediante el análisis geomorfométrico básico que, tras un análisis focal del modelo digital de elevaciones, que se concentra en las relaciones de una celda con las de su entorno, siendo el más simple el 3x3, base de la futura cartografía de probabilidades defina un conjunto de mapas temáticos, con información determinante en cuanto a la evolución de los procesos hidrológicos, tanto cualitativamente hablando como cuantitativamente (Evans, 1972)

Este análisis emplea una caracterización matemática de cada celda (Felicísimo, 1994), así como formulaciones estadísticas sencillas. En función de ello distinguimos dos grupos principales de medidas que caracterizarán el modelo digital:

- Medidas geométricas
- Medidas estadísticas

Puesto que la mayoría de análisis son de tipo focal, se necesita definir una ventana de análisis, cuyo tamaño depende del tipo de medida a calcular. En el caso de medidas estadísticas, esta puede escogerse libremente, así como su forma. En el caso de las medidas geométricas, estas requieren de un modelo matemático del terreno, por lo que la ventana de análisis viene condicionada al modelo escogido, resolución y precisión de éste. Decenas de trabajos avalan esta cuestión (E. S. Anderson, Thompson, Crouse, & Austin, 2006; Ariza-Villaverde, Jiménez-Hornero, & de Ravé, 2015; Guan, Wang, & Li, 2015; Haile & Rientjes, 2005; Hao Zhenchun, Xie Hehai, & Feng Jie, 2009; Hsu, Prinsen, Bouaziz, Lin, & Dahm, 2016; Li & Wong, 2010; H. Liu, Kiesel, Hörmann, & Fohrer, 2011; Raber et al., 2007).

Todos ellos centran sus esfuerzos en analizar la fuente del modelo digital de elevaciones, para fundamentar su aplicación en la hidrología y el medioambiente, y particularizan la aplicabilidad al grado de resolución y precisión que, según la técnica de obtención de la información, como por ejemplo LIDAR, plantee mejores expectativas de éxito, en cada campo (Molina, Rodríguez-Gonzálvez, Molina, González-Aguilera, & Espejo, 2014).

Las medidas geométricas derivan de la caracterización matemática local del relieve, sobre la cual se aplican conceptos fundamentales de geometría diferencial, bien basadas en derivadas de primer grado que analizarían gradientes de la superficie, o más complejas con derivadas de segundo grado, que analizarían la curvatura del terreno, su concavidad y su convexidad.

Estas medidas describen las propiedades geométricas de la porción de relieve contenida en la ventana de análisis y permiten representar la superficie bajo enfoques temáticos fundamentales en hidrología, como los mapas de:

- Pendientes
- Densidad de drenaje
- Orden de cauces Horton-Strahler
- Relación de bifurcación
- Índices topográficos
- Delineación de cuencas receptoras que canaliza en orden 5 de Strahler

La sectorización asociada a la caracterización geomorfológica del entorno conlleva otras consecuencias como es la de considerar la posibilidad de controlar los caudales excedentes en origen, siempre que sea posible y la medida estructural que se propone no grabe en exceso su implementación.

Estamos hablando de la ventaja competitiva, respecto de sus parientes las presas, de encontrar a esta infraestructura fuera de cauce. La desventaja se ha discutido con profusión, al condicionar su caracterización hidráulica a lo largo de todo el dique de cierre, con sus incertidumbres asociadas, pero dicha ventaja estriba en que su situación fuera de dominio público hidráulico, permite aventurar en ciertas morfologías más o menos planas, que el hidrograma puede laminarse y amortiguarse antes de alcanzar cauces definidos y estabilizar su régimen (Garbrecht & Martz, 1997; Martz & Garbrecht, 1998).

Estamos hablando de situaciones donde la balsa se pueda encontrar en zonas llanas, entendidas como aquellas donde prevalece el flujo difuso, y no superan el 2% de pendiente, restringiéndolas en nuestra propuesta al 1%(de Matauco, Askoa Ibisate González, 2004; Kienzle, 2004; Kim & Choi, 2005).

Conocida la red de drenaje natural de la cuenca, una vez realizado el análisis geomorfométrico, debemos situar en la propia balsa el eje hipotético de rotura,

para lo que delinearemos un eje sobre la intersección del talud exterior del terraplén en el terreno natural, este eje permitirá obtener los mínimos absolutos por cada sector surgido de la subetapa anterior, que definirá el fondo de brecha, y sobre el que se implementará el análisis estocástico posterior.

Obtenidos esos mínimos quedaría el estudio de la zona de seguridad. La construcción de las balsas sintéticas servirá en este momento para realizar distintas simulaciones hidráulicas que permitan obtener las leyes de comportamiento de dicha zona por balsa y altura, trabajando con dos variables: pendiente del terreno y coeficiente de rugosidad de Manning.

Ya se indicó que la viabilidad de esta medida quedaría condicionada por el gradiente altimétrico en los aledaños de la balsa, siendo viable en zonas llanas donde la pendiente no superara el 2%.

La comprobación hidráulica de la medida estructural propuesta, se ha centrado en las siguientes pendientes de plataforma y la rugosidad exigible para laminar lo máximo posible el hidrograma de rotura: 0.00, 0.10, 0.25, 0.50, 0.75 y 1.00% de pendiente para n : 0.025, 0.050, 0.075 y 0.100. suficientes para mostrar la viabilidad o no de su adopción.

Con estos criterios estaremos en condiciones de establecer las leyes de comportamiento, que se traducirán en la obtención del ancho de plataforma a construir alrededor de los sectores de estudio para conseguir laminar ese hidrograma.

4.1.1.3 Análisis Estocástico

Esta tercera fase es la base del marco de trabajo propuesto, ya que fundamentará los resultados de la cartografía de probabilidades y la obtención de las funciones de ajuste de probabilidad de caudales máximos.

El estudio de las causas de fallo de diques de tierra realizado por diversos autores (Aboelata & Bowles, 2008; G. B. Baecher, Paté, & De Neufville, 1980; Chang, 2014; Foster, Fell, & Spannagle, 2000c; Roje-Bonacci, 2016; Sills, Vroman, Wahl, & Schwanz, 2008; Wan & Fell, 2004; Zhang et al., 2009) coincide plenamente en el diagnóstico, señalando como principal modo de fallo problemas de calidad en un 42% del que un 60% corresponden a la filtración y la tubificación. Descartamos el desbordamiento en este tipo de infraestructuras, por no estar alimentadas de forma natural por un cauce, aunque la “Guía Técnica para la Elaboración de

Planes de Emergencia de Balsas”, plantee como escenario de análisis, análogamente a la presa, la concurrencia de una avenida extrema de 1000 años de período de retorno, cuyo resultado en una área limitada exigiría para contemplarse realmente, que no funcionaran ni el aliviadero ni el desagüe de fondo, lluvias excesivamente extraordinarias con intensidades excepcionales que hicieran aumentar bruscamente la lámina de agua en la propia balsa.

Este porcentaje de fallos supondrá la probabilidad causal a la que afectaremos de la geomorfométrica, asociada precisamente al análisis estocástico.

El estudio de las incertidumbres asociadas a procesos hidrológicos ha sido una línea de investigación muy prolija en técnicas de análisis y resultados esperanzadores en el desarrollo de sistemas expertos (Ahmadisharaf, 2016; Molina, Zazo, Rodríguez-Gonzálvez, & González-Aguilera, 2016).

Redes bayesianas, lógica difusa y algoritmos genéticos, son herramientas cada vez más extendidas en el campo de la hidrología con el mismo objetivo, acotar las incertidumbres intrínsecas de los procesos hidrológicos que alimenten sistemas de apoyo a la decisión con criterios objetivos (Khan & Coulibaly, 2006; Kingston, Lambert, & Maier, 2005).

En su defecto, muchos autores aplican esquemas probabilísticos con idéntico fin, analizar las incertidumbres de los procesos y cuantificar sus rangos, de manera que se puedan establecer pronósticos de comportamiento futuro del sistema estudiado (Baroni & Tarantola, 2014; Y. Liu & Gupta, 2007).

Bajo este marco, los objetivos que se plantean en esta tercera fase son:

- Determinar la probabilidad de ocurrencia de una brecha atendiendo a la cota de su fondo, aplicando una función de densidad de probabilidades triangular.
- Aplicar a dicha función el método de Montecarlo para simular 5000 roturas con los parámetros obtenidos en la fórmula de la primera fase.
- Aplicar a cada fondo de brecha máximo de cada sector los resultados del método de Montecarlo para determinar su probabilidad geomorfométrica
- Analizar los resultados ofrecidos por el método en cuanto a caudales máximos generados.
- Ajustar una función de distribución de probabilidades a dichos caudales en las balsas sintéticas.

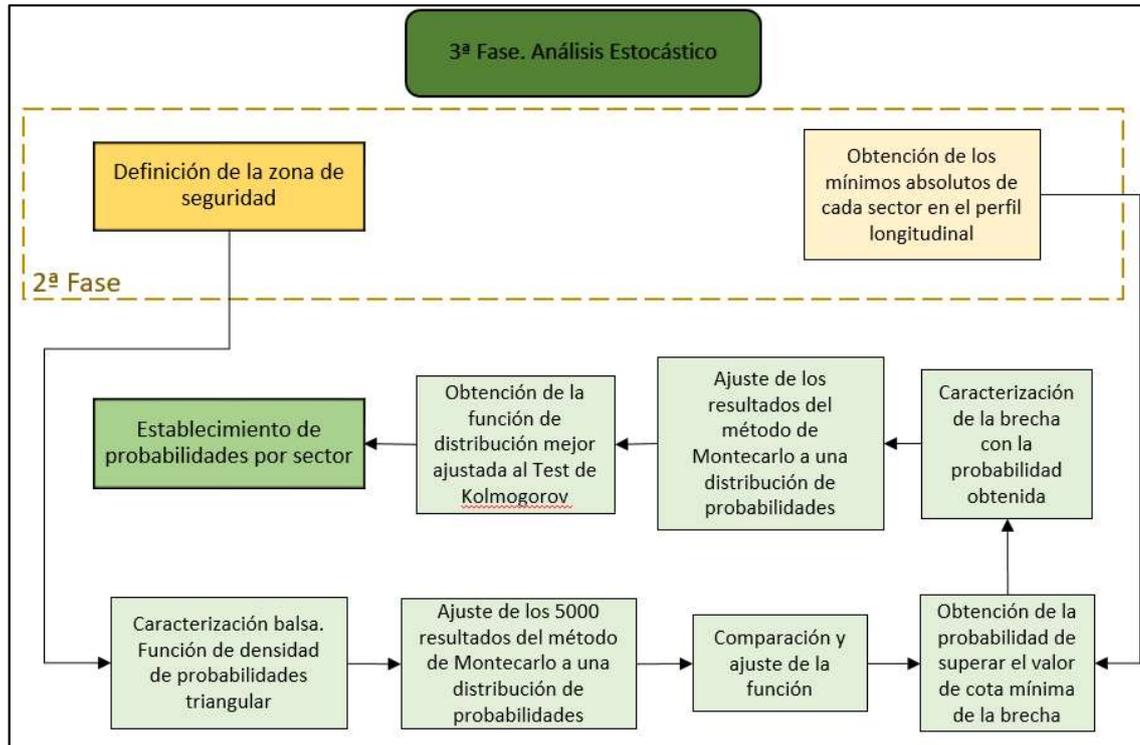


Figura 4-7. Desarrollo de trabajos en la 3ª fase: análisis estocástico

Manteniendo el criterio seguido hasta este momento de forma análoga a las fases anteriores, en esta tercera, la consecución de objetivos descansa en la selección de la técnica de análisis. La inexistencia de datos sobre los que fundamentar un sólido ajuste de una función de probabilidad condiciona todo el proceso.

La función de densidad de probabilidades del parámetro sobre el que se apoya esta metodología, la cota de la solera de la brecha, como hemos obtenido en la fase anterior de zonificación, es de tipo triangular, con las implicaciones en cuanto a la descripción subjetiva de la población sobre la que no existen datos muestrales (Ahmadisharaf et al., 2016; Ren é van Dorp, J & Kotz, 2002; Sprow, 1967; Wing Chau, 1995),

La obtención de los parámetros definitorios de la función de densidad: mínimo, máximo y moda, se obtienen según las indicaciones de (Ahmadisharaf et al., 2016) tras el encaje de dicha distribución a 20 casos de la base de datos de (Wahl, 1998).

Tras la definición de cada función de densidad que atenderá a la carga de agua movilizable, se procederá a construir un modelo basado en el método de Montecarlo (Díaz-Empanza, 2002; Jiménez Díez de Artázcoz, Vicente, 1963) , ayudado por la aplicación informática del Cuerpo de Ingenieros Hidrólogos del

Ejército de los Estados Unidos (HEC), llamado HEC-HMS (Pourreza-Bilondi & Samadi,) en su versión 4.2.1. (Marshall, Nott, & Sharma, 2004; Shamsudin, Dan'azumi, & Ab Rahman, 2011; Wurbs, Toneatti, & Sherwin, 2001)

Una vez caracterizada la función de densidad es necesario señalarle el número mínimo de replicaciones para garantizar con un error determinado, elegido por el modelador inferior al 1%, en nuestro caso suficientemente razonable para los resultados esperables, y con un nivel de confianza del 99%, con una cola de probabilidad del 0.05, tenemos un número de repeticiones de la simulación de 3152. Se adopta un ajuste con 5000 replicaciones bajando el error a 0.8% (Díaz-Emparanza, 1995).

Los resultados así obtenidos del parámetro de cálculo, la cota de solera, se reajustan a nuevas funciones de distribución para corroborar la hipótesis nula.

Ajustada a la mejor función, se obtendrá la probabilidad de superar el valor de cota mínima de la brecha de la 2ª fase, con la función de distribución anterior, para que ésta quede caracterizada con dicha probabilidad.

Los resultados así obtenidos de hidrogramas de rotura, contendrán el caudal pico que ajustará a su vez a alguna función de distribución, que le acote el error. En este caso, la inexistencia de alguna función que cumpla con los test estándar de ajuste de funciones, como Kolmogorov Smirnov, conducirá al análisis de su bondad de ajuste con el gráfico cuantil-cuantil Q-Q.

Los ajustes de las funciones así obtenidos, permitirán responder a cuestiones como ¿cuál es la probabilidad de superar el valor de $Q_{m\acute{a}x}$ de Froehlich95 (Froehlich, 1995a), con la función de distribución anterior?

4.1.1.4 Simulación hidráulica

La cartografía de probabilidades y la proposición de medidas estructurales que laminen el hidrograma previamente a su canalización por la red natural de drenaje, de la cuenca receptora, se fundamenta en la construcción de un modelo hidráulico bidimensional, asociado a cada brecha, y a cada escenario a considerar.

Ese modelo hidráulico se basa en la resolución de las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D), y se implementa en un software libre llamado IBER (Bladé et al., 2014).

En esta fase se analizarán tanto las balsas sintéticas y cuyos resultados derivarán en la definición de las leyes de comportamiento hidráulico, como los casos reales que nos permitirán validar estas leyes: balsa de Macías Picavea en Valladolid, y balsa de las Porterías en Ávila, en este último caso con la implementación del buffer de atenuación.

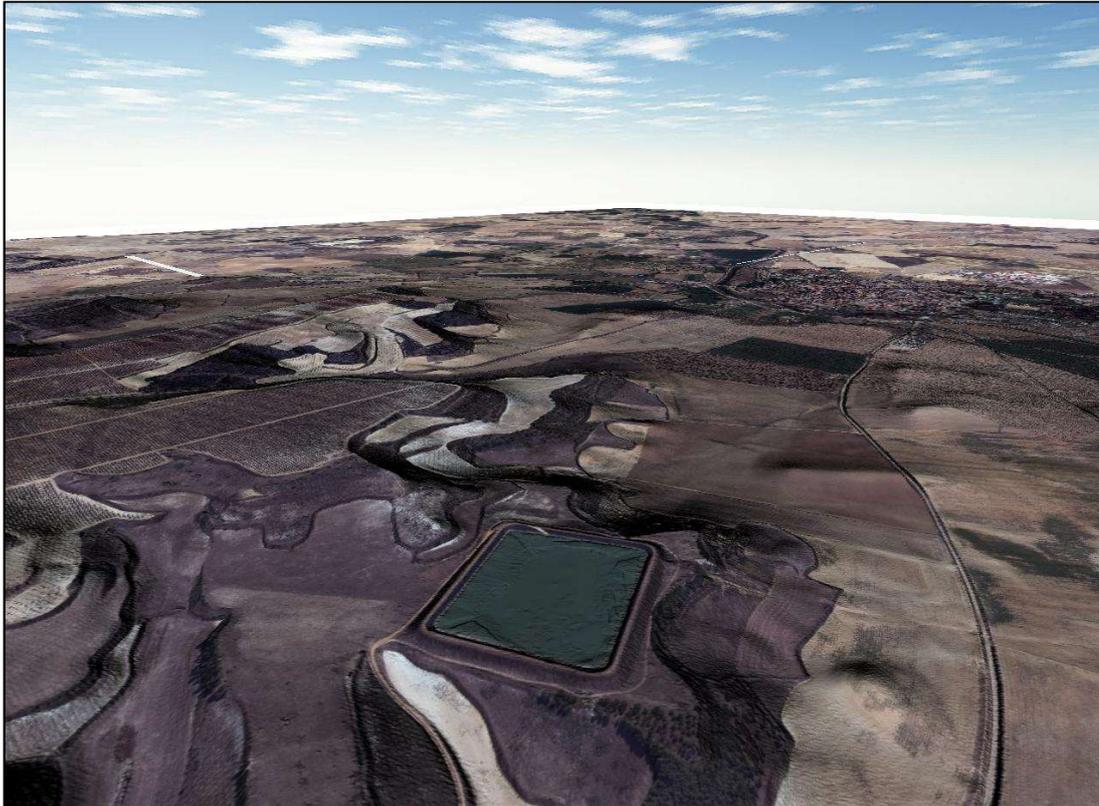


Figura 4-8. Ortofotografía 3D texturizada de la Balsa de Macías Picavea (Valladolid)

Cualquier proceso de simulación matemática encierra el conocimiento previo de las condiciones de contorno que enmarcarán el modelo, y más en el caso de un modelo euleriano como el que nos ocupa, basado en volúmenes finitos (Pappenberger et al., 2006; Versteeg & Malalasekera, 2007)

Otra de las cuestiones importantes en la construcción de estos modelos es la selección de la base sobre la que se desarrollarán, que no es otra que un modelo digital de elevaciones de suelo desnudo, es decir, un modelo digital del terreno, cuya naturaleza, asociada a la fuente cartográfica que lo haya generado, será necesario consignar y discutir (E. S. Anderson et al., 2006; Persendt & Gomez, 2015; Schumann et al., 2008; Sole, Giosa, Nole, Medina, & Bateman, 2008; Vaze & Teng, 2007a; Vaze & Teng, 2007b; Vaze, Teng, & Spencer, 2010).

En esa selección del modelo digital se deberá prestar atención a parámetros cómo: la resolución, la precisión y la discretización del sistema terreno en el propio software. Muchos autores han estudiado la relevancia de estos factores en la interpretación del funcionamiento hidráulico de la red de cauces analizada, recomendando que, si los requerimientos de máquina no son excesivos, se intente trabajar con resoluciones pequeñas para mejorar los resultados del modelo, al resolver las ecuaciones de aguas someras con un esquema explícito (Ariza-Villaverde et al., 2015; Haile & Rientjes, 2005; Hsu et al., 2016; Saksena & Merwade, 2015; Sørensen & Seibert, 2007; Tan, Ficklin, Dixon, Yusop, & Chaplot, 2015; Vaze & Teng, 2007b; Yang et al., 2014)

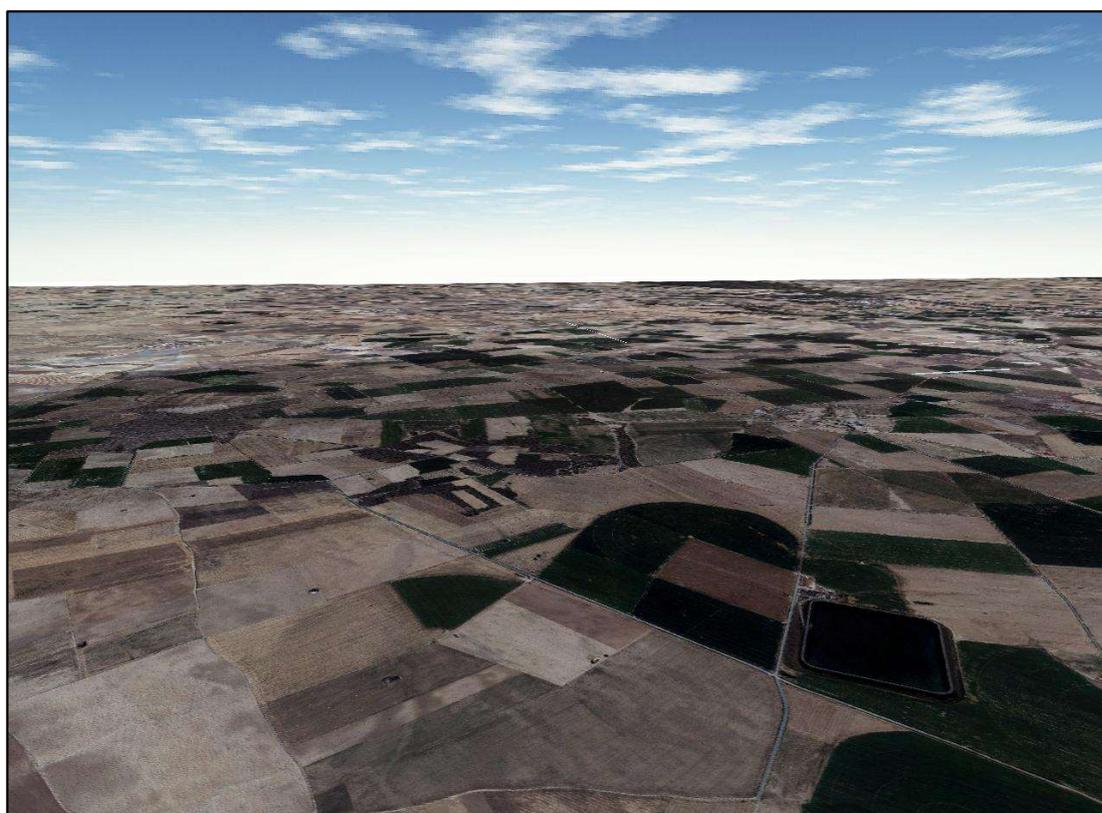


Figura 4-9. Ortofotografía 3D texturizada de la Balsa de Las Porteras (Ávila)

En esta cuarta fase se deberán alcanzar los siguientes objetivos:

- Implementar la parametrización de las brechas de la 1ª fase en una simulación hidráulica de régimen libre 2D, por cada sector de la 2ª fase, sin medidas de atenuación
- Obtener los resultados inherentes de un proceso clasificatorio, sin medidas de atenuación

- Implementar la parametrización de las brechas de la 1ª fase en una simulación hidráulica de régimen libre 2D, por cada sector de la 2ª fase, con medidas de atenuación
- Obtener los resultados inherentes de un proceso clasificatorio, con medidas de atenuación

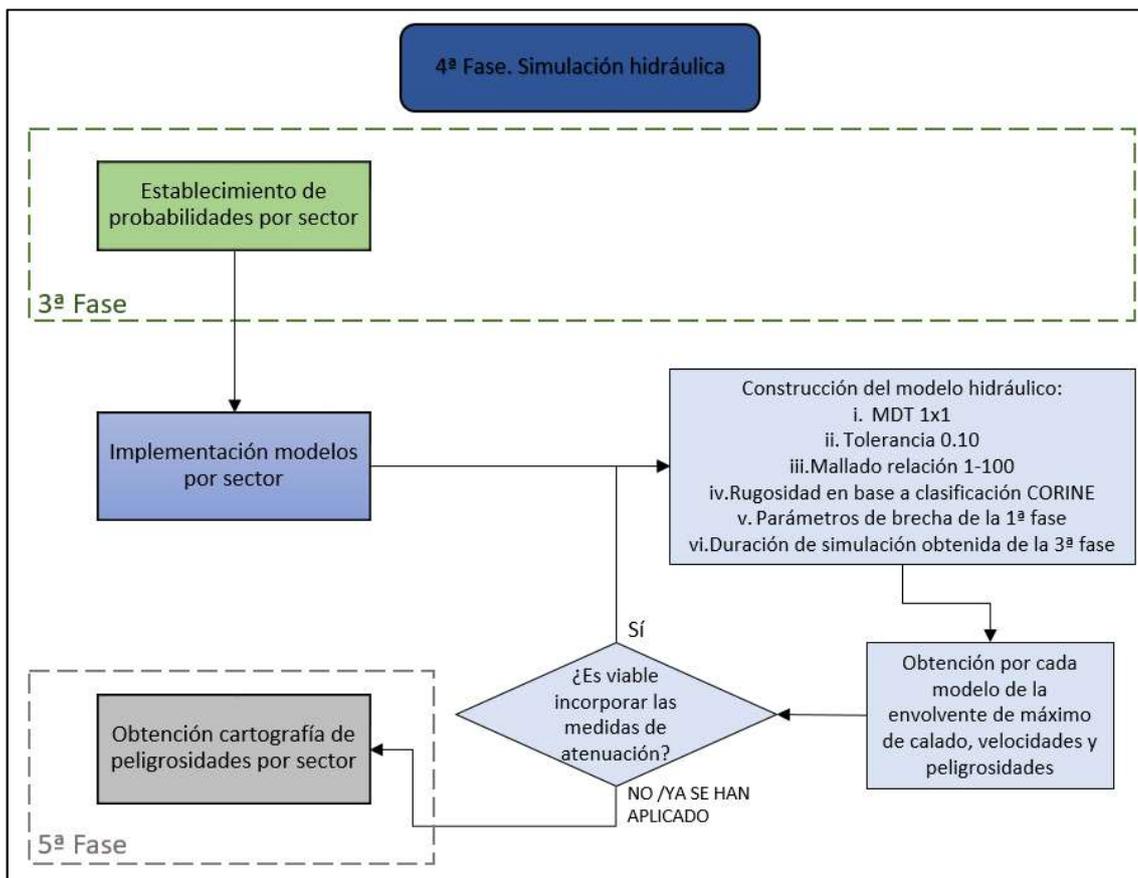


Figura 4-10. Desarrollo de trabajos en la 4ª fase: simulación hidráulica

Cuya consecución cubrirá los pasos siguientes:

1. Construcción del modelo hidráulico, por brecha sin atenuación, bajo los criterios siguientes:
 - MDT 1X1
 - Precisión (tolerancia) 0.10
 - Relación de Mallado elemento menor vs elemento mayor 1-100
 - Asignación automática de la rugosidad en base a la clasificación CORINE

- Parámetros de brecha obtenidos en 1ª fase
 - Duración simulación obtenida en la 3ª fase con HEC-HMS (base hidrograma)
2. Obtención por modelo de la envolvente de máximos siguientes:
 - Calados
 - Velocidades
 - Peligrosidades
 3. Repetición de los pasos 1 y 2 con el modelo más las medidas de atenuación (siempre que sea viable)

La viabilidad o no de incorporar las medidas de atenuación surge en entornos donde los análisis preliminares descubran comportamientos en la canalización del flujo donde éste se comporte de forma difusa en los primeros momentos tras el colapso.

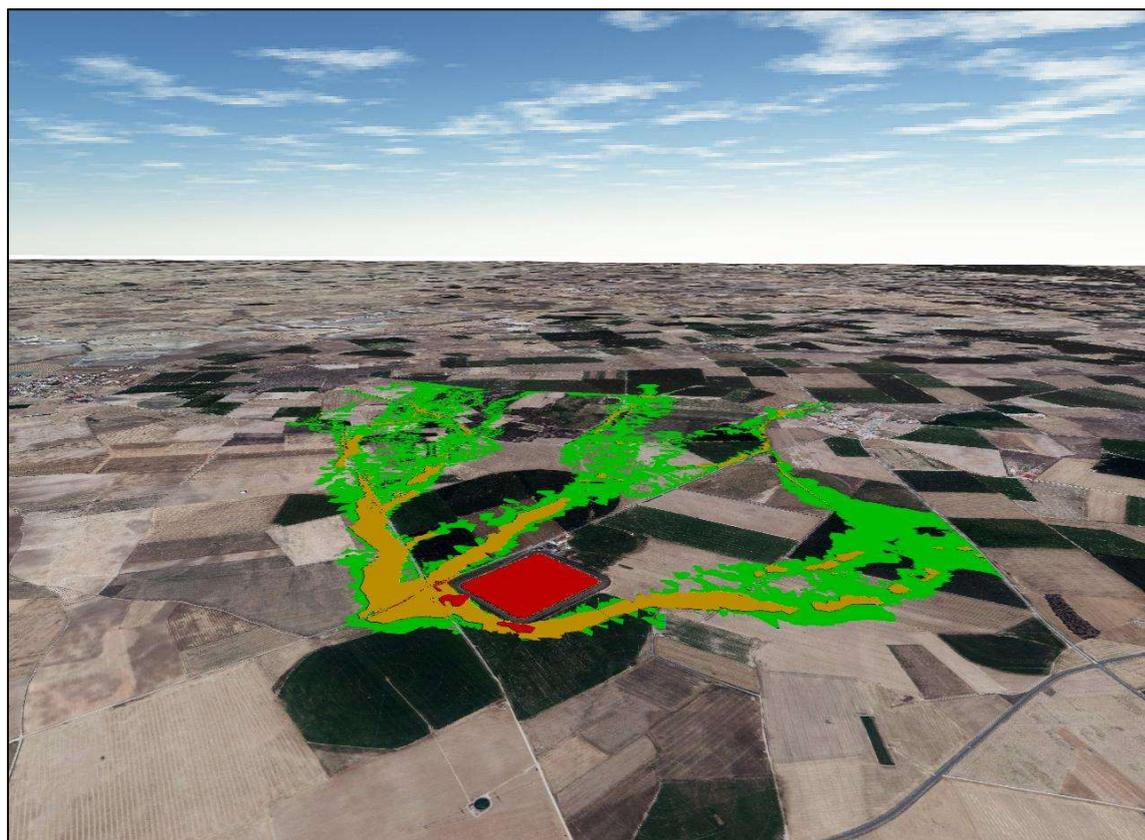


Figura 4-11. Respuesta hidráulica del entorno de la Balsa Macías Picavea en dos sectores distintos

4.1.1.5 Cartografía de probabilidades de máximas peligrosidades

En esta quinta y última fase supone el corolario de la Tesis, al permitir obtener una nueva cartografía, que mejore la gestión de los riesgos de inundación provocados por la existencia de estas infraestructuras en el territorio.

Las implicaciones normativas en cuanto a la gestión del riesgo de inundación, han venido proponiendo la sectorización del Dominio Público Hidráulico atendiendo a la mayor o menor probabilidad de ocupación de dichos terrenos por causa de avenidas de origen natural de períodos de retorno de 4, 100 y 500 años, correspondiendo la primera al caudal formativo o máxima crecida ordinaria.

Esta concepción propia de cauces sometidos a eventos de carga natural, no se ha concretado hasta la fecha con fenómenos de carga artificial provocados por rotura de infraestructuras hidráulicas, aunque sí ha sido una cuestión planteada en la comunidad científica, como por ejemplo (Di Baldassarre, Schumann, Bates, Freer, & Beven, 2010; Di Baldassarre & Uhlenbrook, 2012).

Esta metodología pretende avanzar en esta cuestión al proponer en esta última y quinta fase la consecución de los objetivos siguientes:

- Caracterizar los sectores de la 2ª fase atendiendo a las probabilidades geomorfológicas de la 3ª fase
- Caracterizar los sectores de la 2ª fase atendiendo a las probabilidades causales (modo de fallo “piping”)
- Aplicar los resultados de la 4ª fase y la caracterización probabilística de los resultados de cada sector en la elaboración de una cartografía de probabilidades de máximas peligrosidades.

Este conjunto de objetivos suponen una solución híbrida entre los postulados del Real Decreto 903/2010, de 9 de julio, de evaluación y gestión de riesgos de inundación, y los requerimientos en cuanto a la zonificación territorial por colapso de infraestructuras hidráulicas, exigen las guías de redacción de los planes de emergencia de éstas.

La figura 4.11, describe pormenorizadamente el flujo de trabajo final en esta quinta fase.

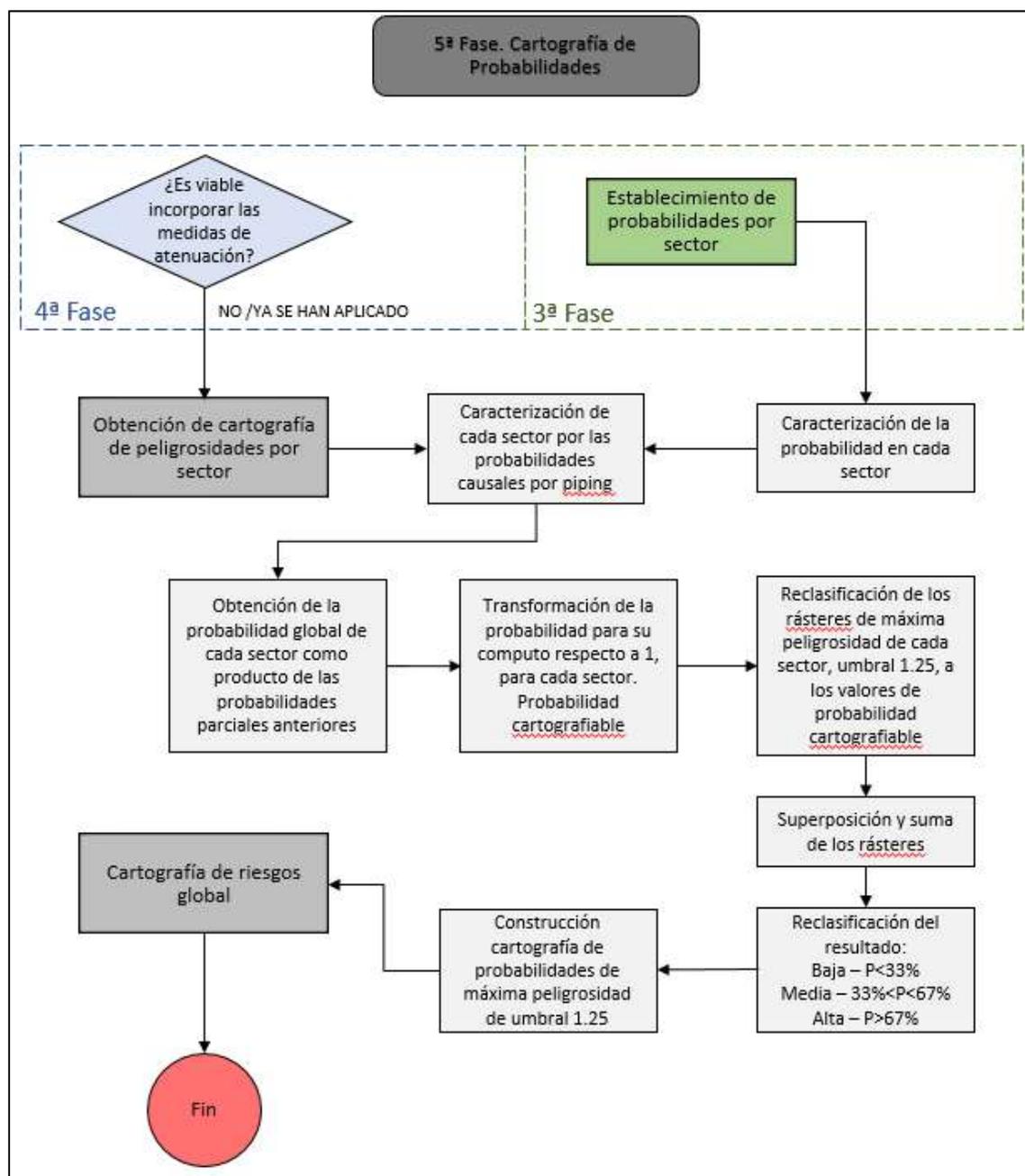


Figura 4-12. Desarrollo de trabajos en la 5ª fase: cartografía de probabilidades

La consecución última de dichos objetivos se alcanzará mediante el flujo de trabajo siguiente:

1. Caracterización de cada sector por las probabilidades de la 3ª fase
2. Caracterización de cada sector por las probabilidades causales por tubificación, según la literatura científica.

3. Obtención de la probabilidad global de cada sector como producto de las probabilidades parciales anteriores.
4. Transformación de dicha probabilidad para su cómputo total respecto a 1, para cada sector. Probabilidad cartografiable.
5. Reclasificación de los rásteres de máxima peligrosidad de cada sector, con selección del umbral 1.25, a los valores de la probabilidad cartografiable.
6. Superposición de los rásteres reclasificados de todos los sectores.
7. Obtención por álgebra de mapas de la suma de todos los rásteres anteriores
8. Reclasificación del resultado anterior atendiendo al criterio siguiente: baja probabilidad ($<33\%$), media probabilidad ($33\% < P < 67\%$), alta probabilidad ($>67\%$)
9. Construcción de la cartografía de probabilidades de máxima peligrosidad de umbral 1.25

5 RESULTADOS

A lo largo del texto, se han venido indicando los diferentes hitos que implicaba cada una de las fases en las que se estructuró este trabajo. El planteamiento realizado para caracterizar geométricamente a esta infraestructura abarcando la totalidad del espacio normativo ha generado una ingente cantidad de información, que se compendia en los tomos 2 y 3 dentro del anexo de resultados, y que deberá permitir alcanzar los objetivos expuestos al principio de la Tesis.

Dicho anexo se organiza siguiendo la metodología propuesta y se resume en:

1. Definición del ámbito de estudio mediante los campos de aplicación de la normativa y de las ecuaciones empíricas
2. Descripción pormenorizada, por balsa y altura del conjunto de balsas sintéticas construidas en el trabajo, que incluye:
 - Curva característica
 - Estimación de los parámetros de brecha, para las fórmulas empíricas: F95, F08, Guía, MLM84 y VTG.
 - Hidrogramas de vertido y curvas de vaciado para la altura máxima, con las fórmulas F08 y MLM84
 - Aplicación del método de Montecarlo en la calibración del fondo de brecha, para las fórmulas empíricas F08 y MLM84
 - Estudio de la variabilidad del hidrograma de vertido en función de la carga de agua movilizable para las fórmulas empíricas: F08, MLM84, Guía y VTG.
 - Análisis de los resultados del método de Montecarlo, para la comprobación de la hipótesis inicial de variación del fondo de brecha
 - Análisis de resultados de caudales máximos. Diagrama de cajas y ajuste de la función de densidad. Comprobación diagrama Q-Q

3. Compendio de resultados para el conjunto de balsas, mediante un estudio comparativo de la variabilidad del hidrograma de vertido en función de la carga de agua, para las cuatro fórmulas ya descritas.
4. Análisis del comportamiento hidráulico tras el colapso. Estudio de la variación del área de máxima peligrosidad en la zona inmediata a la balsa. Establecimiento de la zona de influencia (buffer)
5. Aplicación de la metodología a casos reales: Balsa de las Porteras (Ávila) y Balsa de Macías Picavea (Valladolid)
6. Obtención de la cartografía de probabilidades de máximas peligrosidades

5.1 Selección de la fórmula empírica

La recopilación de los resultados ofrecidos por el conjunto de las 10 balsas bajo tres alturas distintas, permite tener una visión global de cómo van evolucionando las principales variables hidráulicas, que podrán fundamentar la selección de la mejor fórmula empírica que responde a la singularidad de la balsa.

La primera cuestión que suscita comentario es la debida a adoptar un parámetro que bien por sí solo, no represente nada, pero sirva para dar una idea de la importancia de esta infraestructura en cuanto a su riesgo potencial. Este factor propuesto con anterioridad y utilizado por administraciones estadounidense, como el Estado de Colorado en su *"Guidelines for Dam Breach Analysis"* de 2010 se ha mostrado especialmente útil en la discriminación de las expresiones empíricas que se proponen para mejorar la situación actual en el mundo de la balsa. Se ha indicado que no representa nada, puesto que debe venir acompañada de la altura de lámina que indica su máximo nivel normal, dado que al ser un parámetro que relaciona volumen y altura, al multiplicar el primero por el segundo, exige de esta corrección para poder compararla con otras estructuras análogas.

La figura 5.1 muestra las exigencias normativas en cuanto a la necesidad de clasificación de la infraestructura de regulación, los hitos de altura y volumen quedan claramente explicitados, así como los límites propuestos por los dos factores de almacenamiento adoptados: 20 y 100.

La Administración establece una franja por debajo de 5.00 m. de altura y 100.000 m³ de capacidad de almacenamiento donde no exige clasificación. Se sobreentiende que esos 5.00 m. de altura representa el agua movilizable.

Entendida como aquella que puede desaguar volúmenes por encima del fondo de brecha, y siempre determinada por el pie de talud aguas abajo.

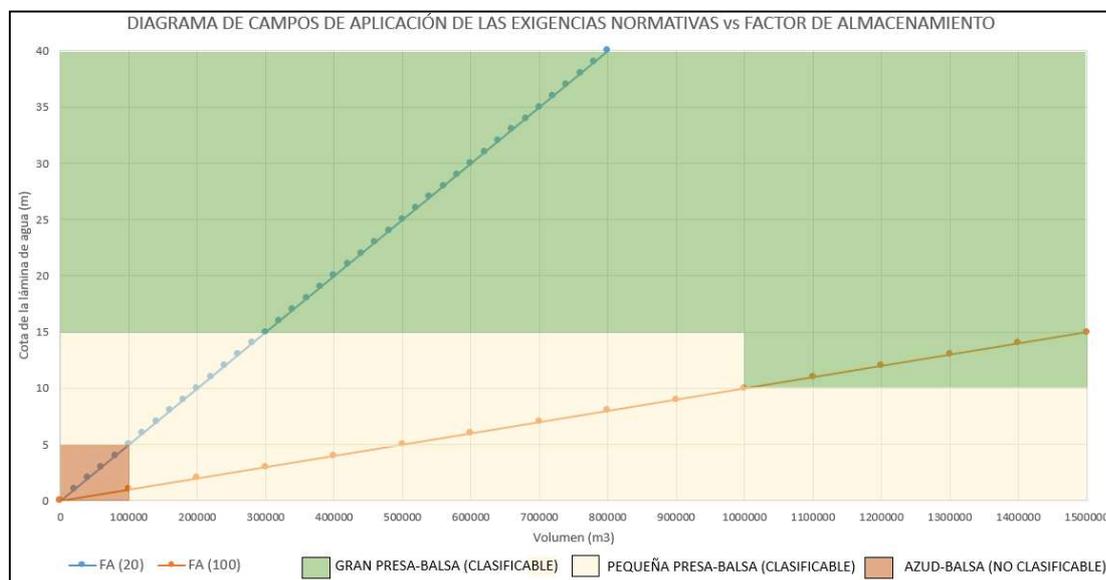


Figura 5-1. Diagrama de campos de aplicación de las exigencias normativas vs Factor de Almacenamiento

Este factor delimita varias regiones, cuyo objeto es definir los campos de aplicación de aquellas que presentan un mejor comportamiento frente a cambios de variable, representando la evolución de dichos cambios de forma paulatina.

Para poder establecer los límites de cada una de las ecuaciones empíricas estudiadas, será necesario que analicemos cual es la variación geométrica de las balsas existentes.

Se señaló en la introducción la inexistencia de registros válidos y accesibles, que solo permiten aventurar un número aproximado de ellas, 65.000. Ello no es óbice para poder establecer con una muestra representativa de 231 balsas, las zonas de mayor concentración en el diagrama de campos de aplicación anterior.

La lectura de los datos ofrecidos por Andalucía, Comunidad Valenciana y Murcia, corroboran esta afirmación:

- En la cuenca del Guadalquivir, los volúmenes medios que responden a un número de balsas no inferior a 4.600, son de 30.000 m³.
- En la Comunidad Valenciana de un total de 3.580 censadas, como se indica en las *“Guías para el proyecto, construcción, explotación, mantenimiento,*

*vigilancia y planes de emergencia de las balsas de riego con vistas a la seguridad*⁵ de 2009, el 94% son balsas con volúmenes inferiores a 100.000 m³.

- En la cuenca del Júcar, con un nº de balsas estimado en 3.500 el volumen medio responde a 25.000 m³.

Esas 231 balsas de las que hemos hablado, corresponden a los inventarios ofrecidos por la Junta de Castilla y León ⁶y la empresa pública SEIASA⁷.

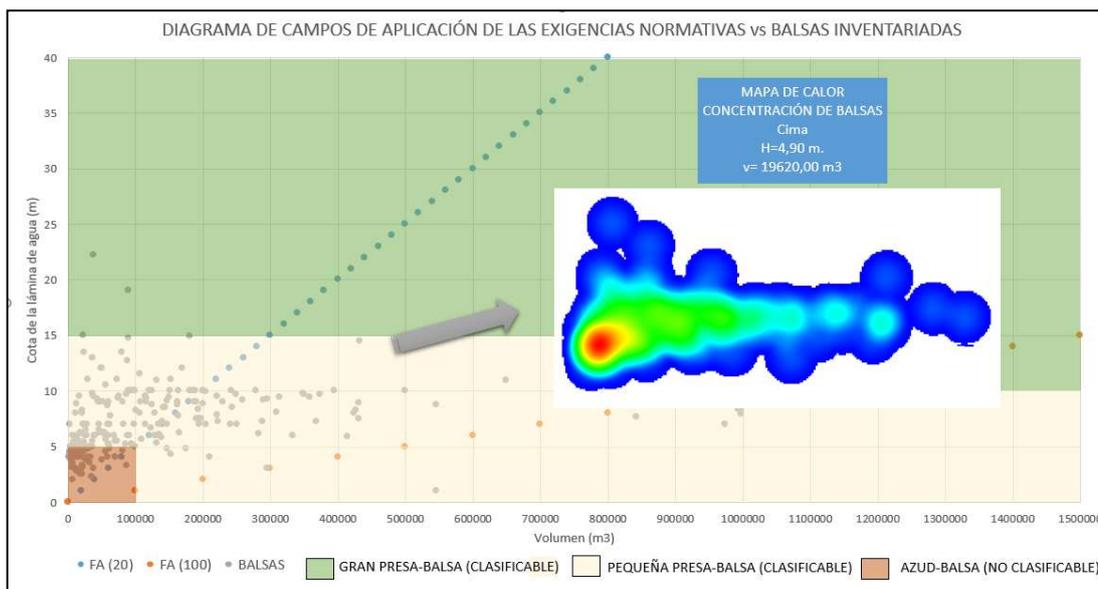


Figura 5-2. Diagrama de campos de aplicación de las exigencias normativas vs balsas inventariadas

El mapa de calor que se muestra en la figura 5.2, indica las dimensiones de la cresta de la zona con mayor densidad de balsas, siendo cercanas a los 5.00 m. de altura y un volumen de 20.000 m³.

Conocido el marco de estudio y siguiendo en esta primera fase fundamental en el proceso posterior de caracterización de las balsas. Hemos de determinar del

⁵ https://www.cma.gva.es/comunes_asp/documentos/agenda/Cas/62949-balsas_indices.pdf (12/07/2017)

⁶ [http://www.agriculturaganaderia.jcyl.es/web/jcyl/AgriculturaGanaderia/es/Plantilla100/1222160458055// \(12/07/2.017\)](http://www.agriculturaganaderia.jcyl.es/web/jcyl/AgriculturaGanaderia/es/Plantilla100/1222160458055// (12/07/2.017)

⁷ <http://www.seiasa.es/seiasa/?q=listado-balsas> (12/07/2.017)

conjunto de ecuaciones estudiada, la expresión que mejor se ajusta a las variaciones de calado y volumen de este ámbito de actuación.

En el proceso metodológico se construyeron un conjunto de balsas sintéticas cuyo objeto era la representación de todo el campo de trabajo dónde se enclavaban la mayoría de las balsas inventariadas.

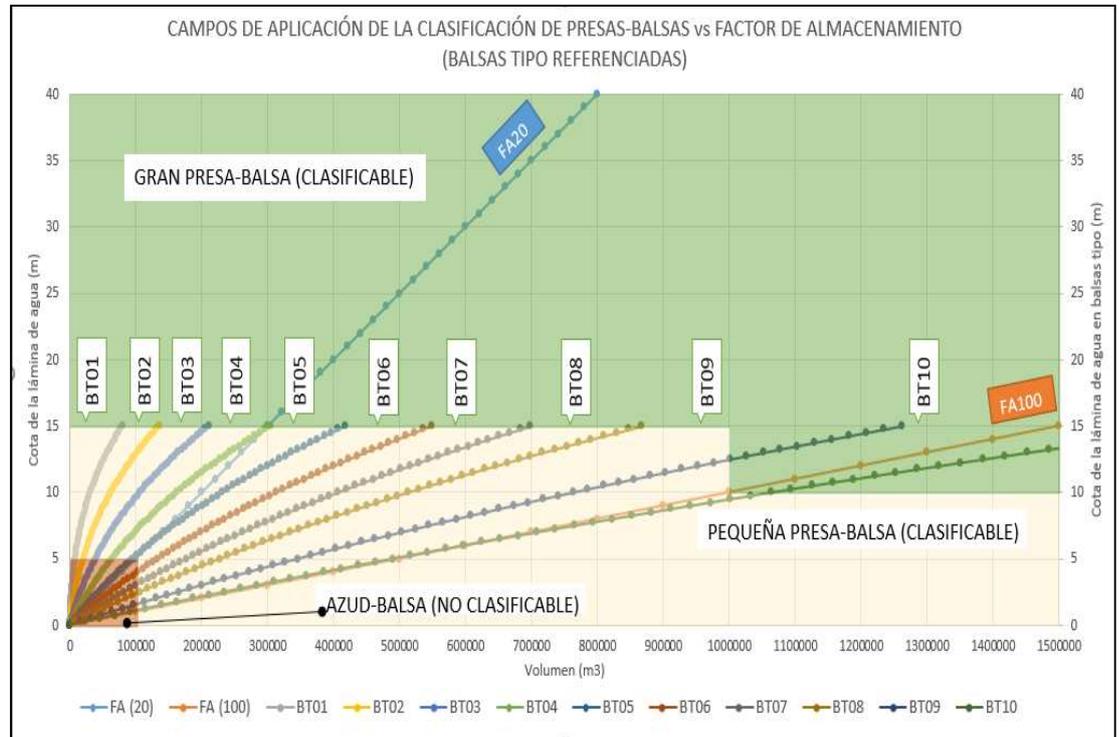


Figura 5-3. Diagrama de campos de aplicación de las exigencias normativas vs Factor de Almacenamiento, con las balsas tipo referenciadas

El estudio pormenorizado de los resultados individualizados por balsa y altura de agua movilizable y estudiados comparativamente entre ellas, como puede verse en el anexo de resultados, ha arrojado conclusiones relevantes en cuanto a la selección de la fórmula más adecuada.

Es importante recordar que el escenario sobre el que se ha aplicado esta metodología ha sido la de un dique de materiales sueltos no cohesivos, con nivel de carga en nivel máximo normal y un resguardo de un metro sobre coronación, por lo que las conclusiones estarán basadas en esta hipótesis.

Para ello se han resumido dichos resultados en base a las dos principales variables de estudio: caudal pico y tiempo de formación, al representar el hidrograma de vertido que tendrá que transitarse por la red de cauces existente.

Cabe reseñar que en nuestro caso la validación de resultados, en cuanto a disminución notable de la incertidumbre en la obtención de pronósticos reales, va implícita en el bagaje de la propia fórmula y refrendado por la literatura científica. Esta debilidad del método deberá poder contrastarse cuando existan datos veraces sobre los parámetros a ajustar: geometría de la brecha y tiempo de formación, proporcionados por registros de roturas que, en la actualidad no existen.

No obstante, no hay que perder de vista que, en este proceso de parametrización de la brecha, la obtención de la geometría y su tiempo de formación tienen por objeto reproducir adecuadamente el proceso erosivo que debe sufrir el dique, con independencia del modo de fallo.

Este hecho conlleva que dada la importancia de este último parámetro en la generación del pico del hidrograma, es relevante establecer algún indicador para poder validar los resultados. Se adoptarán dos estimadores que atenderán a:

- progresión de la erosión
- desarrollo de la brecha

Respecto al primero se considera adecuado aquel que define un desarrollo lineal, por lo que se utilizará la razón de erosión (ER) definida por la relación entre el ancho medio de brecha y el tiempo de formación (B_{avg}/T_f) (figura 5.4).

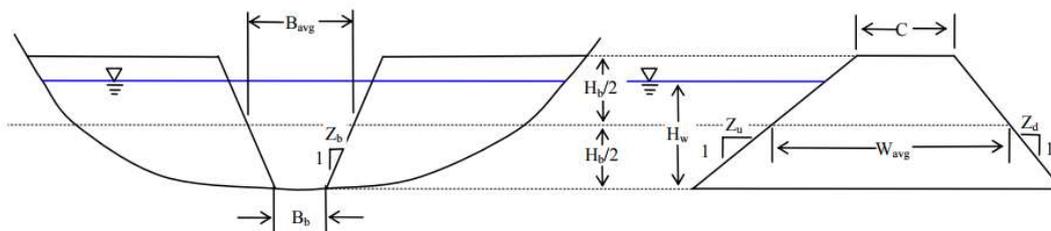


Figura 5-4. Esquema descriptivo de las variables de formación de la brecha completa. Fuente: Guía Estado de Colorado 2010

Diversos autores han indicado los intervalos de fiabilidad relacionando dicho parámetro con la altura de agua movilizable (H_w), así VTG90 (Von Thun & Gillette, 1990), propone como límites válidos para admitir la estimación de parámetros en cuanto a esta ratio de erosión, un intervalo que depende de la propia altura de agua movilizable, y oscila entre $4H_w$ y $200+4H_w$, que no responden adecuadamente a lo sugerido por los datos utilizados en el desarrollo de dichas fórmulas empíricas que sugieren un límite inferior de $1.6H_w$. De ahí que se adopte como indicador este valor, dado que, si no se cumple, pueden

ocurrir dos cosas, bien que el T_f es excesivamente largo, o bien, que la brecha es muy pequeña, exigiendo en este caso que se adoptaran nuevos ajustes, o por el contrario se desdeñara la utilización de esa fórmula, para optar por otra.

Por otro lado, al analizar los datos nuevamente para obtener el límite superior, encontramos un valor de 21, muy alejado nuevamente de los propuestos por (Von Thun & Gillette, 1990), hay que indicar que la media de ER/H_w obtenida con estos datos fue de 6.7, por lo que finalmente se considera que los resultados de aplicar este indicador deberán estar entre 1.6 y 21, y cualquier resultado alejado de estos límites deberá reconsiderarse.

En cuanto al segundo indicador, el agua almacenada puede condicionar el desarrollo completo de la brecha, por lo que se apunta a la relación entre el ancho medio respecto de la altura de brecha (B_{avg}/H_b) (figura 5.4) como un estimador adecuado. En este caso si ofrece un valor inferior a 0.6, no se puede afirmar que se complete la brecha, quedando como apertura una geometría cuadrangular de ancho D , según el esquema de la figura 5.5. (Paquier, Nogues, & Herledan, 1999; Paquier & Goutal, 2016; Von Thun & Gillette, 1990)

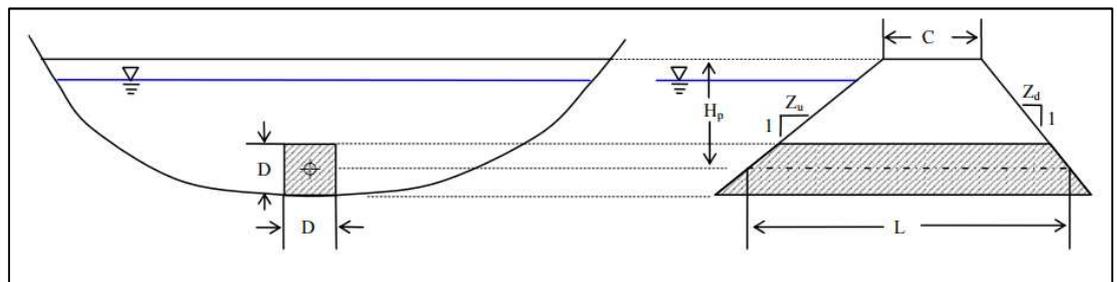


Figura 5-5. Esquema descriptivo de las variables de formación de la brecha incompleta. Fuente: Guía Estado de Colorado, 2010.

Una vez establecidos los indicadores de validez de los resultados, se estimaron los parámetros y se desarrollaron los sucesivos modelos que han ofrecido las siguientes gráficas como producto final, comparativo de todas las balsas sintéticas. En cuanto a caudales pico, se han referenciado los resultados obtenidos en función de la carga de agua movilizable, dada su relevancia en la evolución de las distintas variables hidráulicas y respecto a los arrojados tras aplicar la fórmula empírica directa de caudales de F95 (Froehlich, 1995a; Wahl, 2010b), reconocida como la mejor ajustada.

Antes de realizar un análisis pormenorizado de los resultados comparativos entre cada una de las fórmulas empíricas propuestas, se ha considerado oportuno

5. RESULTADOS

representar la variación del caudal pico según F95 respecto de Hw y Vw, es decir, de la carga de agua movilizable y su volumen asociado, en las figuras 5.6 y 5.7.

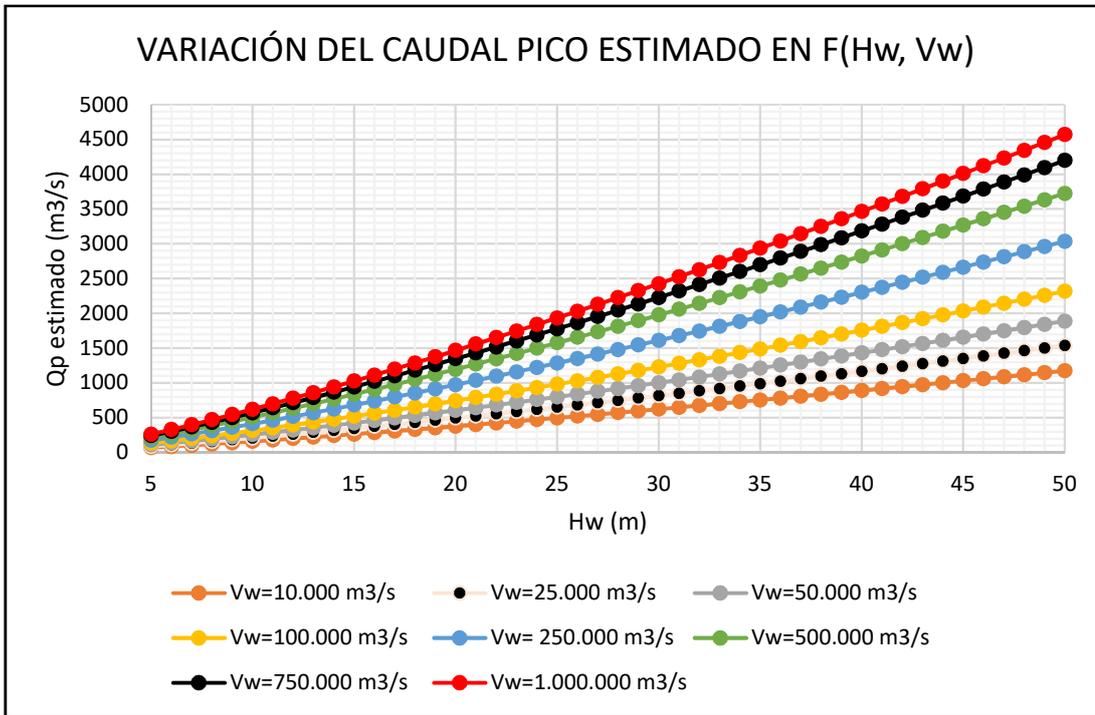


Figura 5-6. Variación del caudal pico estimado según F95, en función de Hw y Vw

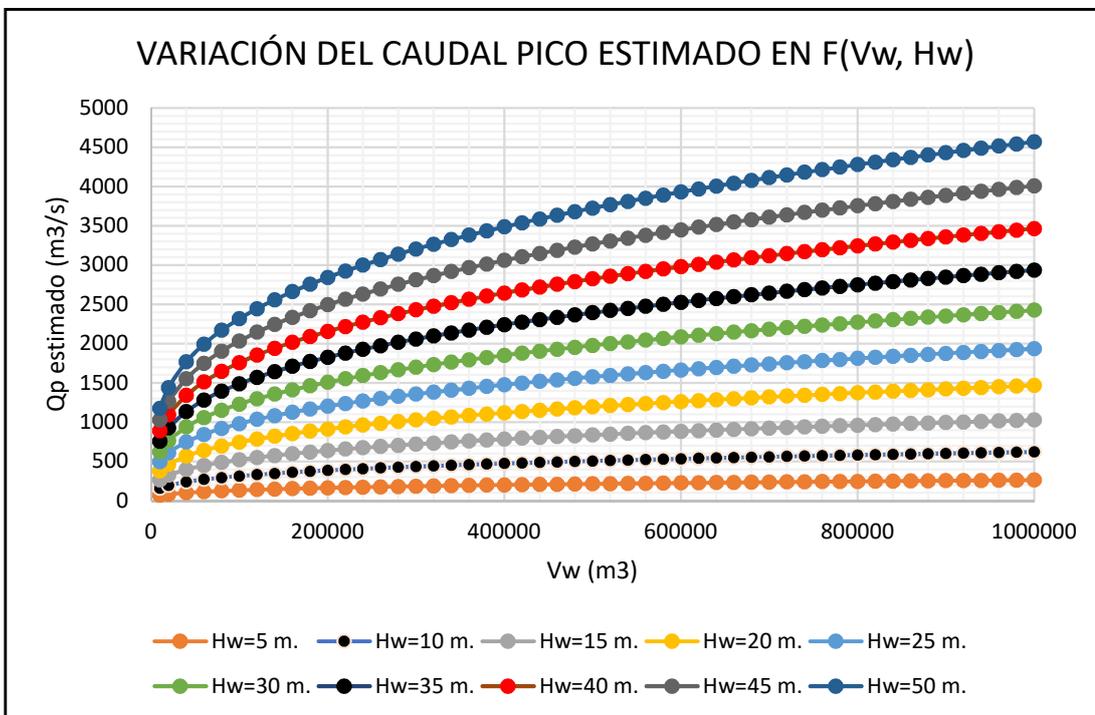


Figura 5-7. Variación del caudal pico estimado según F95, en función de Vw y Hw

En un análisis preliminar meramente formal, es posible observar como las tendencias en los pronósticos de caudales difieren notablemente. Podemos agruparlas en tres conjuntos atendiendo a su crecimiento: logarítmico, parabólico y lineal, y a la altura de agua movilizable, además de observar cómo se comportan respecto de la expresión de F95.

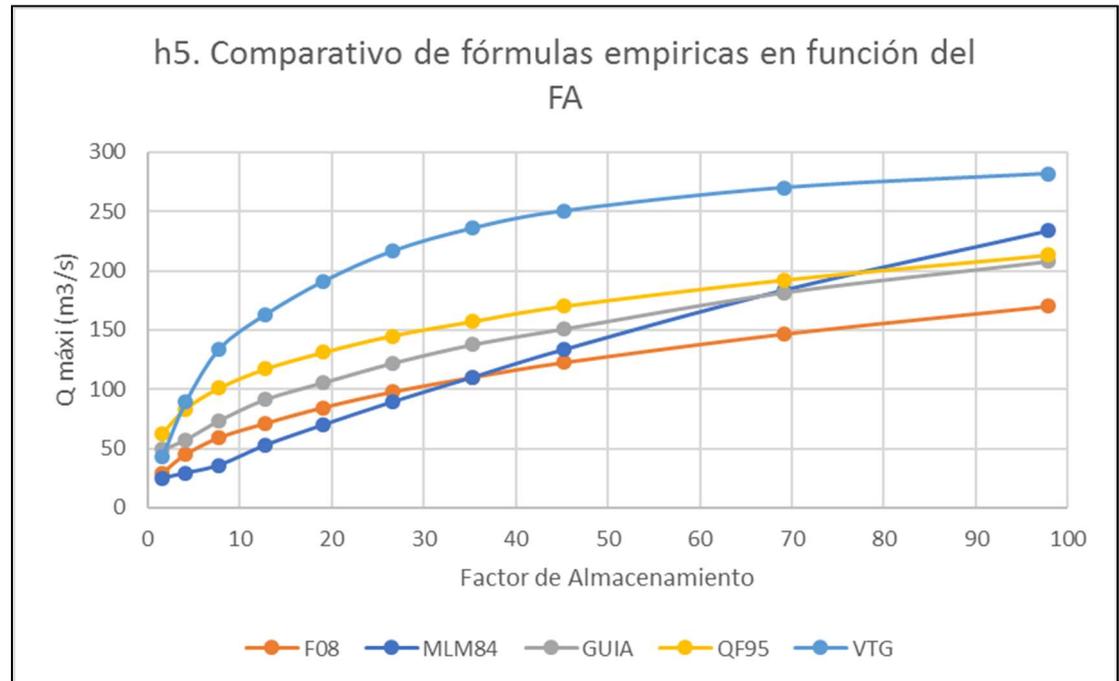


Figura 5-8. Estudio comparativo de resultados de $Q_{\text{máx}}$ en balsas tipo con altura de agua de 5.00 m.

Así mismo, el rango de caudales máximos y mínimos pronosticados para una misma balsa es muy considerable, llegando incluso a duplicarse en balsas medias de 250.000 m³, mostrando la enorme incertidumbre que se infiere de la utilización de esta metodología y de la importancia de su continua revisión, tanto en cuanto no existan herramientas más completas y extendidas donde los modelos físicos fundamenten el comportamiento frente a la erosión de los suelos del dique, sea cual sea el evento de carga.

El comportamiento logarítmico solo es tangible en la fórmula VTG para cargas de agua inferiores a 5 m., a partir de las cuales, esta expresión crece parabólicamente, suavizándose en la zona central, de balsas medias, a medida que aumenta su volumen. El coeficiente de determinación R^2 en el primer caso es de 0.9946 para ajuste logarítmico, siendo para alturas mayores de 10 m. o más de 0.9991.

En la zona inferior nos encontramos con la expresión formulada por (MacDonald & Langridge-Monopolis, 1984) cuyo comportamiento lineal es fácilmente deducible y que representa una fortaleza desde el punto de vista analítico, aunque cualitativamente presenta una clara debilidad al intentar responder adecuadamente al comportamiento previsible de la balsa de tamaño medio o grande en la fase de rotura. Esto se explica por la propia naturaleza de la estimación del tiempo de formación en MLM84, al corresponder con una expresión envolvente de máximos del conjunto de registros estudiado por los distintos autores ya citados, por lo que subestima estos tiempos provocando unas ramas ascendentes de los hidrogramas generados con pendientes muy pronunciadas, que ilustran desagües rápidos y repentinos, como se puede ver en la figura 5.9.

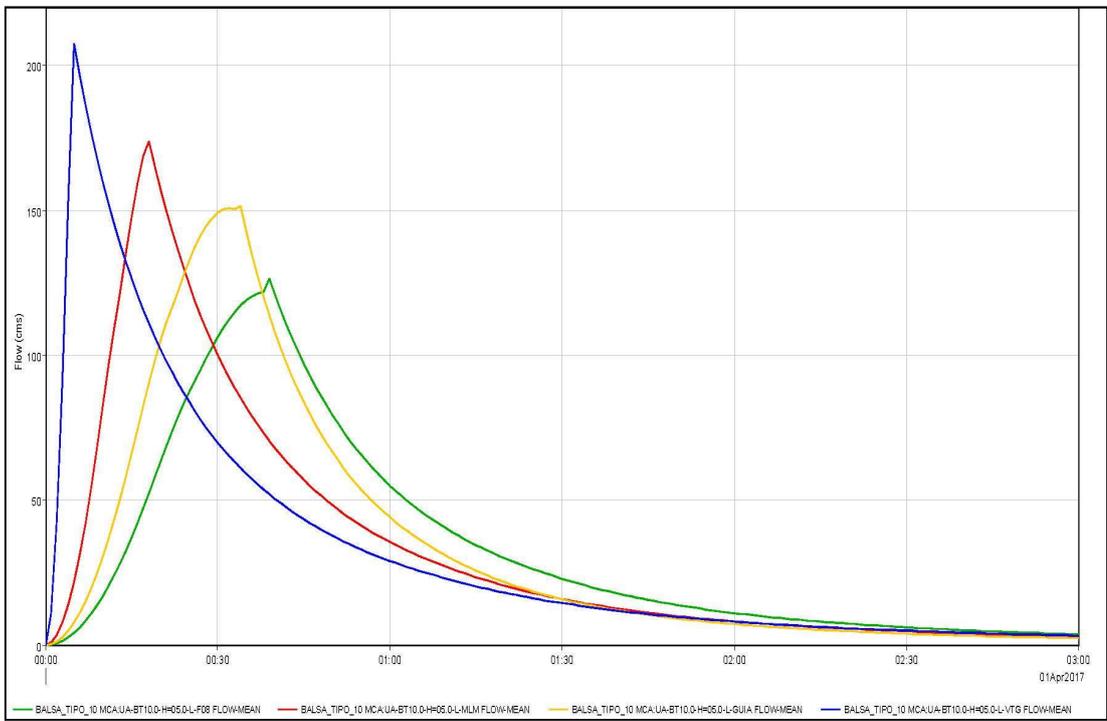


Figura 5-9. Comparación de hidrogramas de rotura en balsas de 10.00 m. de carga de agua.

Por otro lado, es importante remarcar que la naturaleza de esta infraestructura permite adoptar medidas en la gestión de las emergencias, tendentes a la atenuación del pico del hidrograma, al poder actuar sobre los desagües de fondo rebajando los niveles de carga sobre la zona del dique comprometida. Se añade un argumento más para no considerar esta expresión en la estimación de los parámetros de brecha para factores de almacenamiento altos, con cargas de agua superiores a 5.00 m. No obstante, no se descarta por completo y se analizará su viabilidad en la zona de pequeños factores y alturas de 5.00 m.

En la figura 5.10. propia de cargas de 7.50 m. de agua, se mantiene la tendencia del grupo central, quizás con un pequeño matiz asociado al uso de la expresión de nuestra Guía, que converge con la envolvente superior de este grupo al final de la gráfica, coincidiendo con F95 para FA de 100.

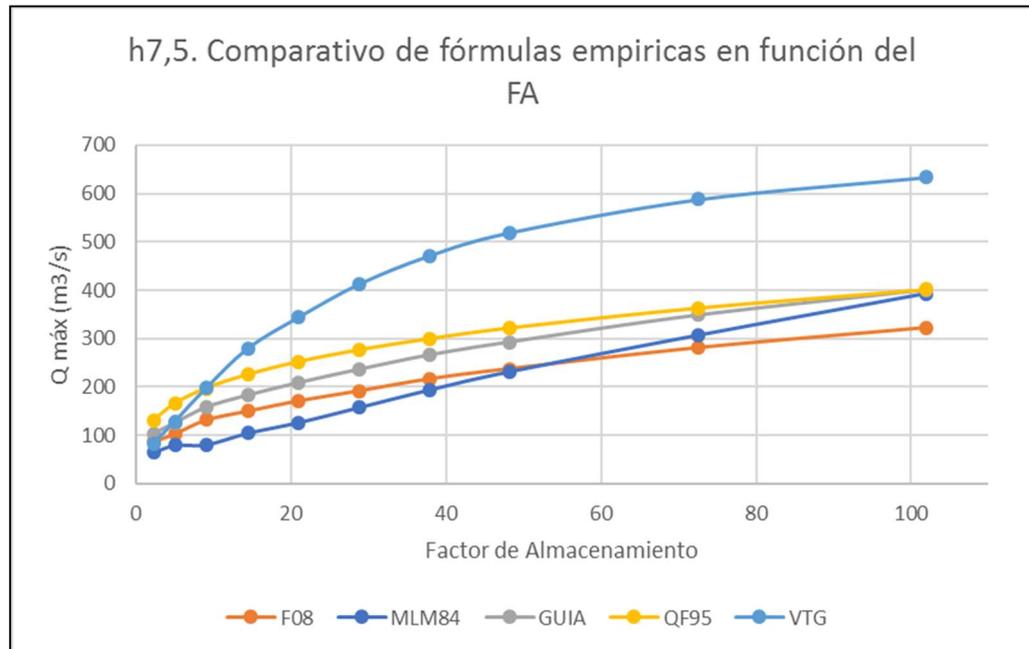
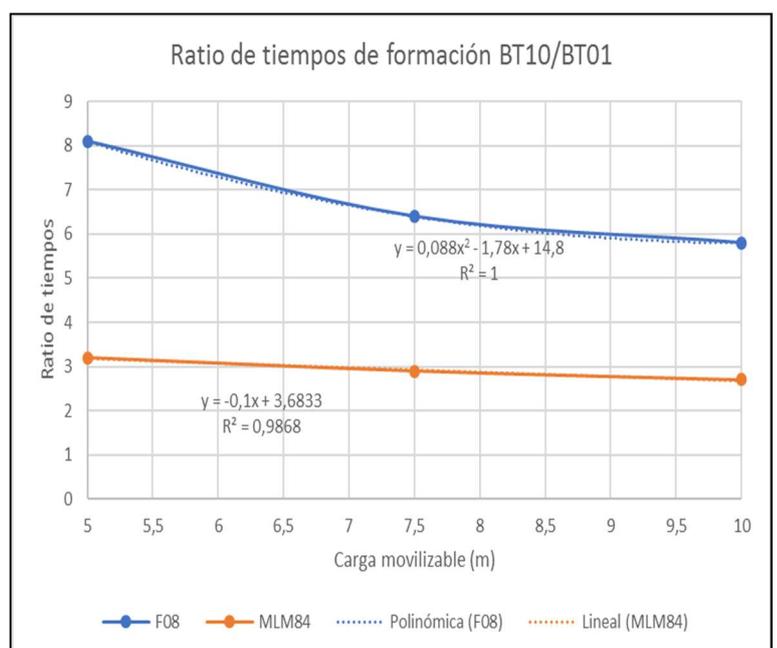


Figura 5-10. Estudio comparativo de resultados de $Q_{m\acute{a}x}$ en balsas tipo con altura de agua de 7.50 m

La expresión VTG, se aleja del comportamiento logarítmico, no favoreciendo grandes cambios en las primeras balsas tipo, y manteniendo una pendiente gradual y creciente sin aparente estabilización. La de MLM84, disminuye su pendiente respecto a la de 5.00 m., que podremos corroborar en el caso de alturas de 10.00 m., esto es debido a la variación de la relación de tiempos de formación de brecha entre la balsa tipo 10 y la 1, como se ve en la figura 5.11.

Figura 5-11. Ratio de tiempos de formación entre BT10 y BT01 (MLM84 y 3 alturas)



O bien, como puede observarse en el comparativo de hidrogramas surgidos de la aplicación de dicha fórmula entre las 10 balsas sintéticas para cargas de 5.00 m. (fig. 5.12.)

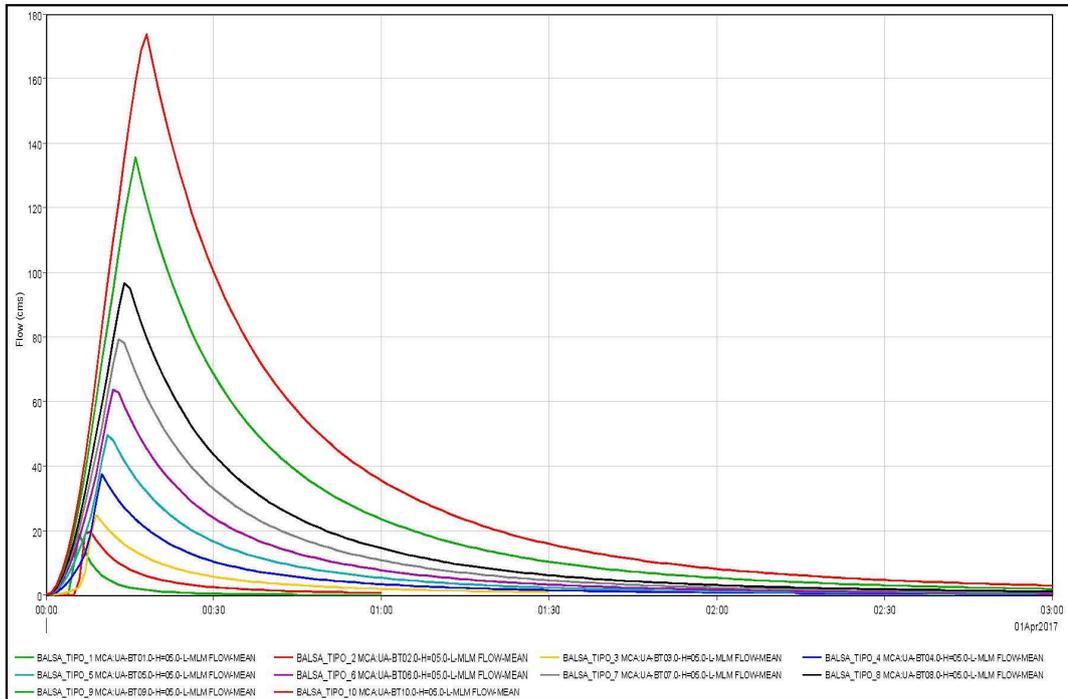


Figura 5-12. Comparación hidrogramas de rotura en todas las balsas, con carga de 5.00 m. (MLM84)

En este análisis comparativo, reviste especial importancia el estudio realizado entre pares, al arrojar tendencias claramente observables, y definitorias de las futuras regiones de aplicación de las fórmulas propuestas.

Es el caso de las ratios de caudal máximo entre F95 y F08, y entre Guía y F08, como se puede ver en las figuras 5.13 y 5.14, así como entre F95 y MLM84 y Guía y MLM84, de las figuras 5.15 y 5.16.

Los comportamientos de F08, F95 y Guía, como es de prever son análogos al fundamentarse en la misma base. Las sucesivas readaptaciones de la fórmula de Froehlich han traído consigo una notable disminución de los valores pronosticados desde sus inicios. Siendo más patente esa diferencia en las balsas de menor FA y con altura de agua movilizable de 5.00 m. Es en estos casos donde llegan a duplicarse los caudales pronosticados por F95 respecto a los propuestos por F08. A partir de un factor de almacenamiento de 20, se observa claramente la tendencia a su estabilización con una leve pendiente descendente. Esta estabilización oscila alrededor de un 40% de sobreestimación de caudales.

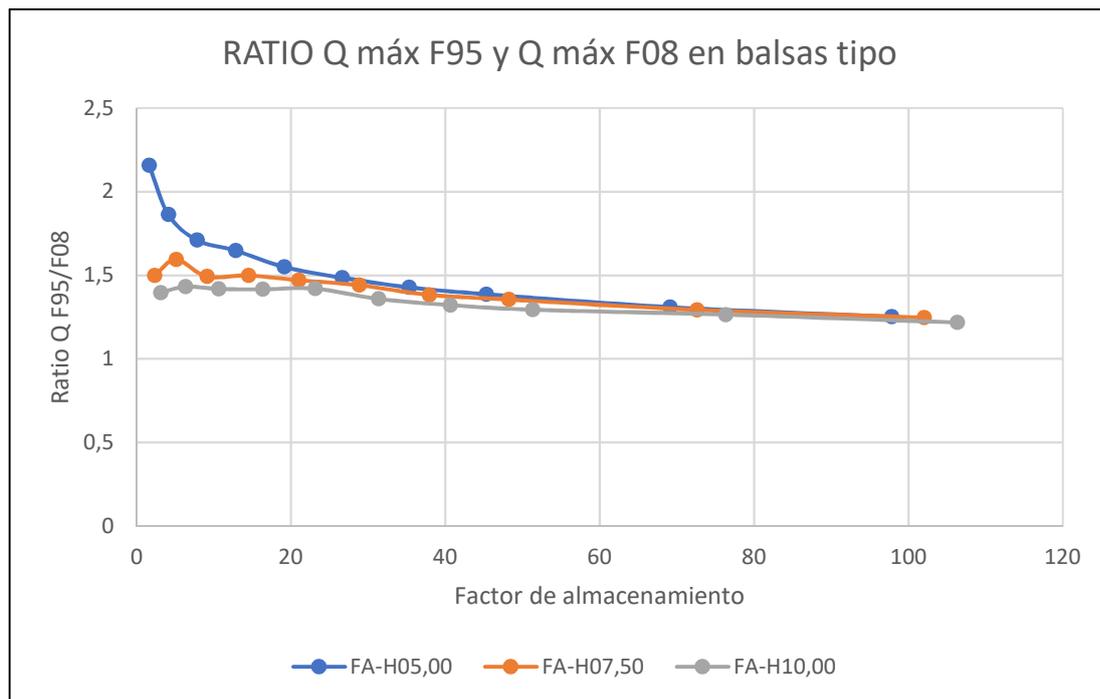


Figura 5-13. Ratios de Q pronosticado por la fórmula de Froehlich 95 vs la de Froehlich 08

En el caso comparativo entre la actual fórmula en vigor en nuestro país y F08, vemos sin embargo que no hay diferencias significativas manteniéndose la sobreestimación de caudales en el 20%, salvo en el caso de pequeñas balsas, tipo 01, con volúmenes mínimos, cuya diferencia aumenta notablemente hasta el 60% (figura 5.14)

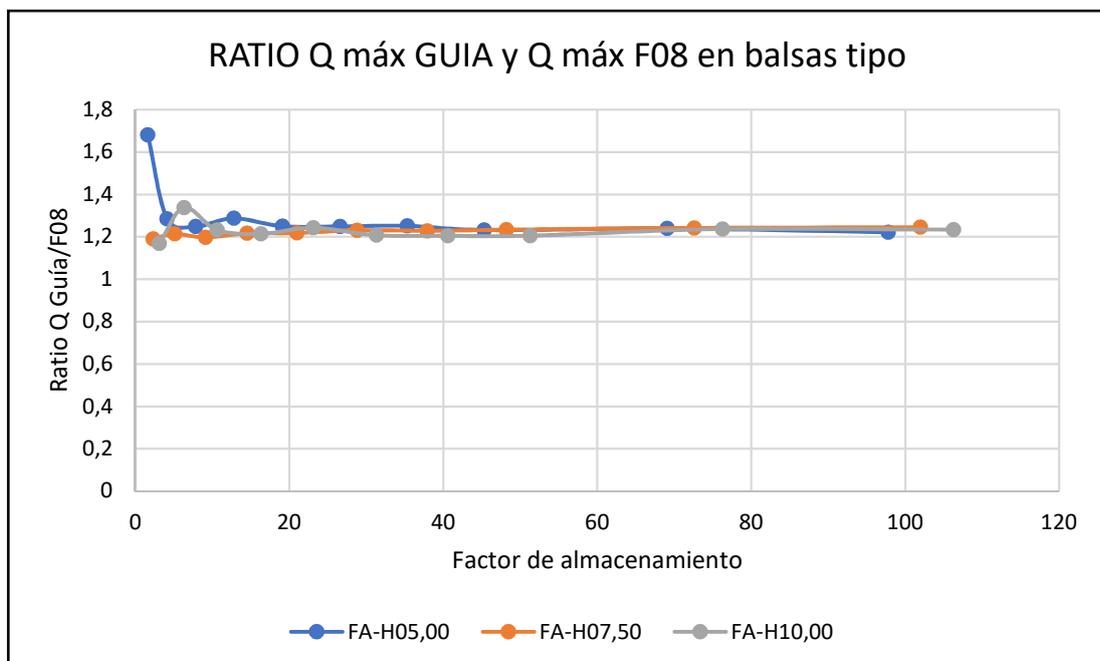


Figura 5-14. Ratios de Q pronosticado por la fórmula de la Guía Española vs la de Froehlich 08

Volviendo al comparativo de tendencias en el crecimiento de los caudales, esta vez para mayores cargas de agua movilizable, 10.00 m. (figura 5.15), volvemos a corroborar como se mantienen, las del grupo central, pero si se observan variaciones tangibles en MLM84 y VTG90 y que afectan al primer tramo de factores de almacenamiento. En el primer caso la pendiente ha disminuido notablemente, intersectando con el grupo central cercano a valores de FA de 80, cuando habíamos visto con anterioridad que estos cortes se habían dado en valores de 50 y 35, para alturas de carga de 7.50 y 5.00 m. respectivamente, como se ve en las figuras 5.8y 5.10.

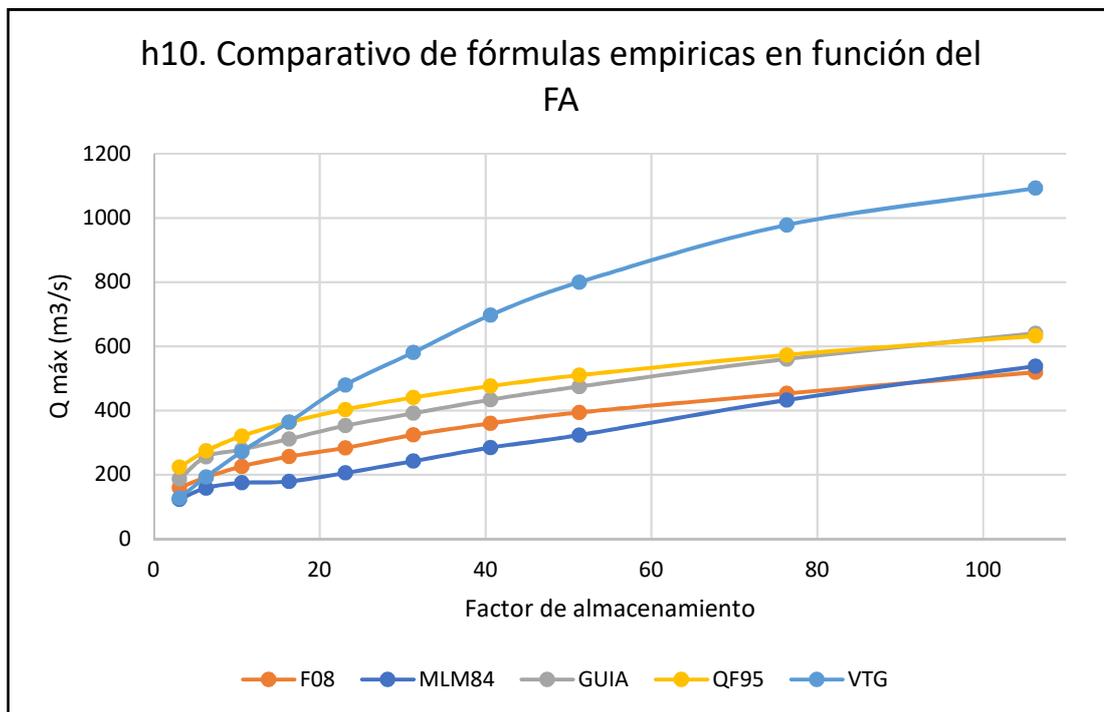


Figura 5-15. Estudio comparativo de resultados de Qmáx en balsas tipo con altura de agua de 10.0 m.

Volvamos a la línea de discusión de ratios de caudal entre fórmulas. En este caso entre F95 y MLM84 y Guía y MLM84.

La tendencia lineal que hemos venido observando en la MLM84, provoca una vertiente claramente decreciente, a partir de valores de FA de 20 y que responde la convergencia de valores para grandes FA, 100 y más.

La zona de comportamiento más errático, es la que muestra las diferencias más significativas y dignas de reseñar y contemplar. Es muy importante ver, como para balsas de 5.00 m. las fórmulas del grupo central, llegan a duplicar y triplicar los caudales obtenidos, denotando cualitativamente colapsos repentinos con gran energía disipada.

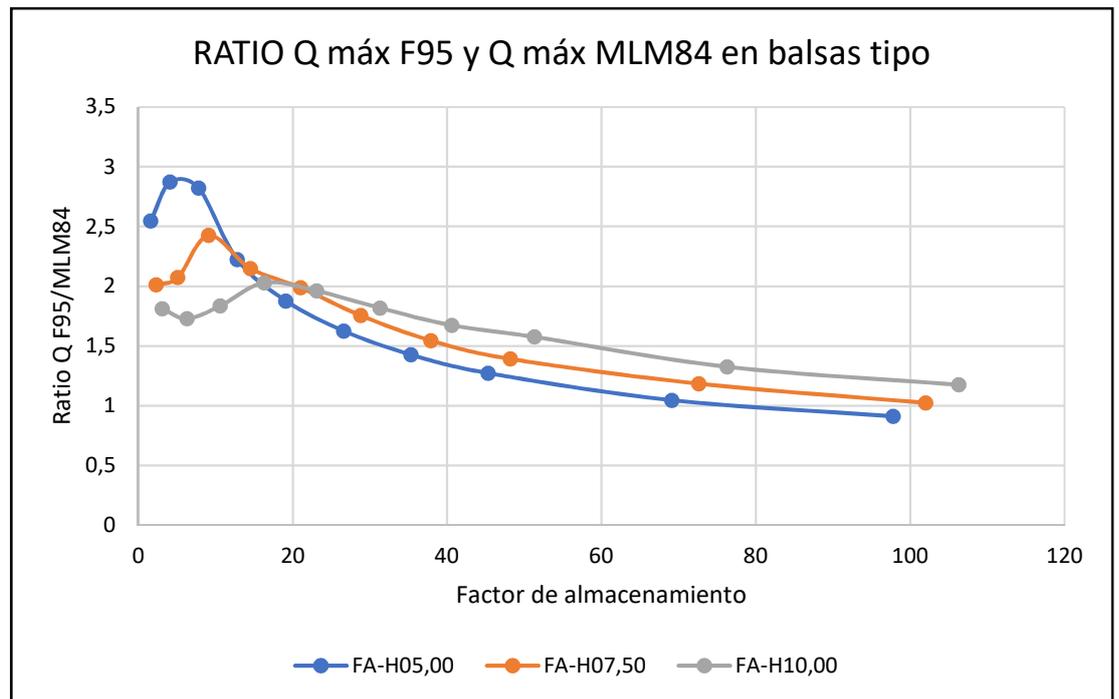


Figura 5-16. Ratios de Q pronosticado por la fórmula de Froehlich 95 vs la de MLM 84

A partir de donde tiende a una variación decreciente que alcance idénticos valores en el factor de almacenamiento 100.

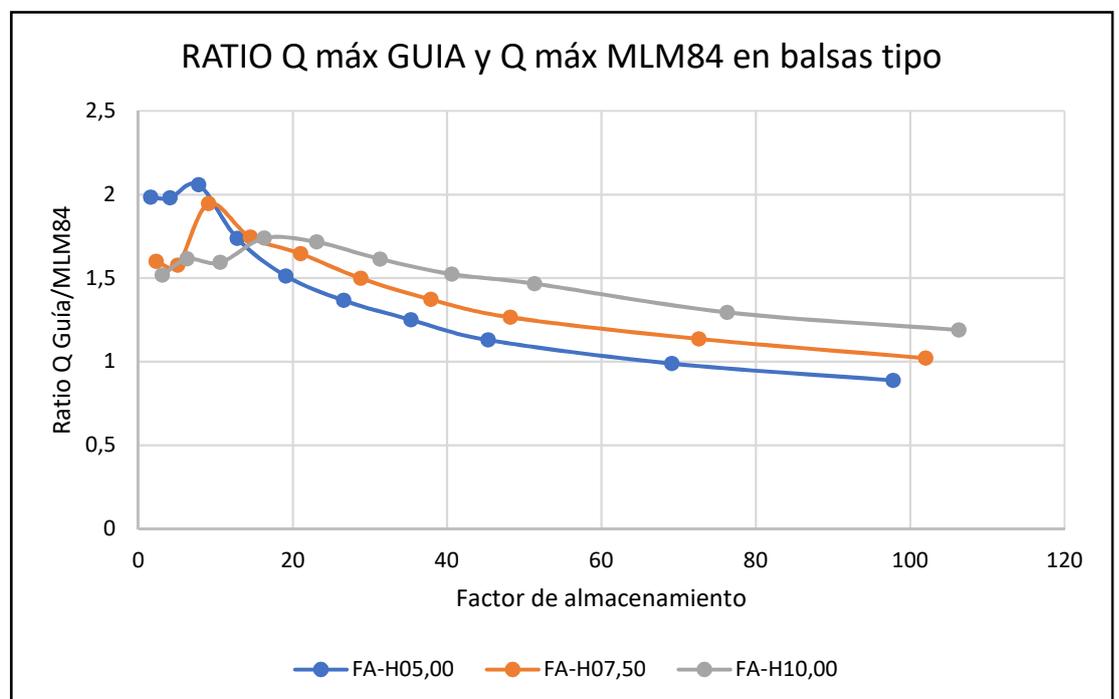


Figura 5-17. Ratios de Q pronosticado por la fórmula de la Guía Española vs la de MLM 84

En este proceso de selección de la fórmula entre las 4 estudiadas y comparadas con la de la Guía española, vamos observando como el parámetro caracterizador asumido y asimilado en esta Tesis del Factor de Almacenamiento, de la experiencia de otras administraciones (Guía Estado de Colorado, 2010), va cobrando interés al ir delimitando la frontera de aceptación de una fórmula respecto las otras 4. Hasta este momento los valores de 20 y 100 son muy representativo.

Una vez analizado el caudal pico generado por cada una de las fórmulas propuestas, es necesario enfocar la discusión en el parámetro principal, como es el tiempo de formación. Este parámetro se ha mostrado como el más sensible en cuanto a la generación de pronósticos, ya que condiciona la rama ascendente del hidrograma y el propio límite del caudal pico.

En los últimos años, se han venido revisando al alza estos tiempos, que permiten laminar en parte los hidrogramas de rotura generados. Entre los estudios más representativos se puede distinguir los realizados por David S. Bowles que en 2.014 publicó "*Obtaining Reasonable Breach Hydrographs Based on Breach Parameter Estimates from Regression Methods*" (Bowles, Xu, Ehasz, Briaud, & Ey, 2014) donde denunciaba las inconsistencias observadas entre los caudales pico pronosticados por las ecuaciones de regresión y los obtenidos por medio de los modelos paramétricos. Reparó especialmente en que el tiempo de desarrollo de la brecha propuesto hasta este momento, era muy corto para poder desaguar el volumen almacenado por encima de la solera de ésta y que se correspondiera con el caudal punta pronosticado. Para solucionar esta inconsistencia propuso una relación bastante simple que asumiera que el hidrograma de rotura fuera triangular, de tal manera que el tiempo de formación respondiera a una expresión de este tipo:

$$T = \frac{2V_w}{Q_p}$$

Donde: $T =$ *Tiempo de formación de la brecha (s)*

$V_w =$ *Volumen movilizable en el tiempo de fallo (m³)*

$Q_p =$ *Caudal pico generado (m³/s)*

Bajo estas premisas, se ha realizado el estudio comparativo de tiempos de formación que necesita de observar la relación de estos con la altura de carga de forma simultánea, por lo que situamos las figuras consecutivamente (figura 5.18).

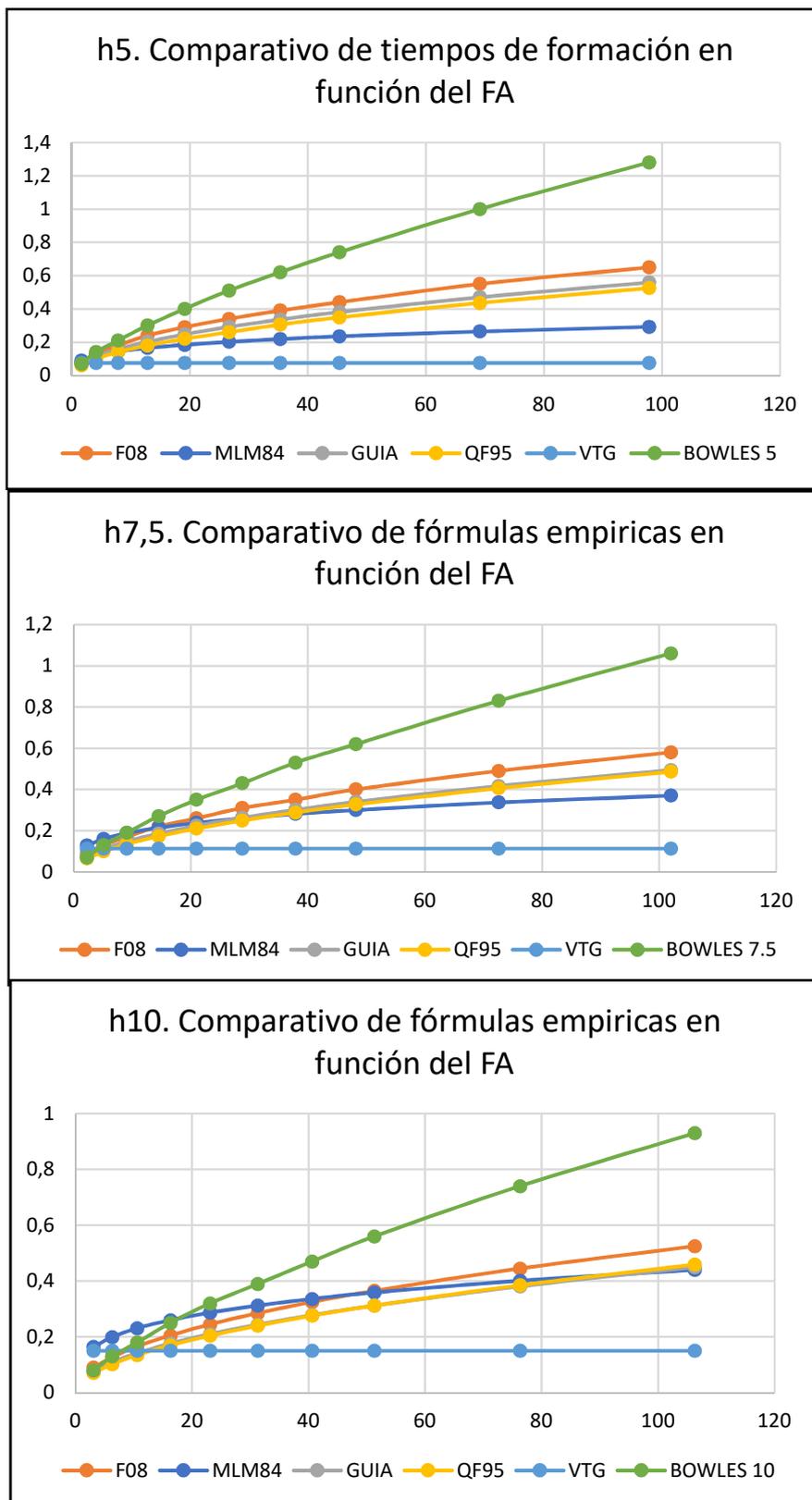


Figura 5-18. Comparativo de los tiempos de formación en función de FA y Hw

La primera consecuencia que podemos extraer es que la fórmula de VTG, al ser función de la altura, es uniforme en cada caso, por lo que se descartaría en primer lugar, al no responder a una evolución lógica del proceso erosivo que considerara el volumen almacenado en el embalse.

Vemos así mismo, como el grupo de expresiones de “Froehlich” sigue guardando idéntica tendencia, lógica por otra parte al variar exclusivamente en el ajuste de exponentes.

Vemos también como en este caso los valores de tiempo van disminuyendo conforme la carga de agua aumenta, y respondería a la mayor energía de arrastre provocada por esa cota de lámina.

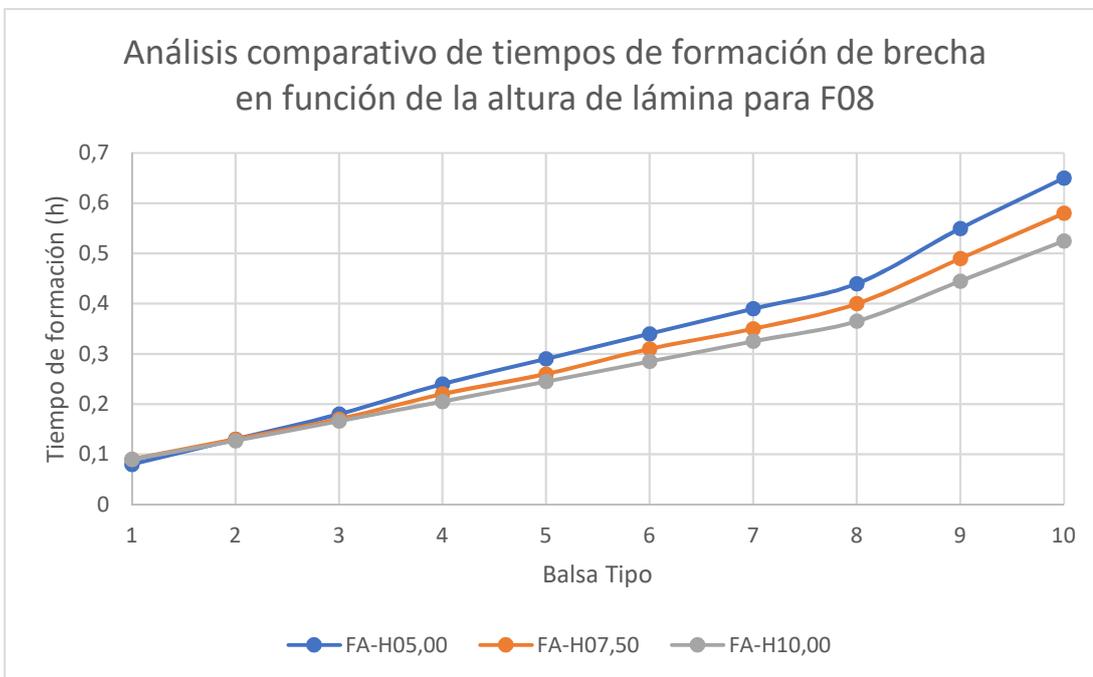


Figura 5-19. Comparativo de los tiempos de formación en función de FA para F08

La figura 5.19 ilustraría este argumento, además del que se apuntó anteriormente, sobre la relevancia del volumen en la erosionabilidad del dique. En balsas tipo pequeñas, hasta la BT04, con volúmenes que rondan los 150.000 m³ apenas se observan diferencias de tiempo no afectando dicho volumen al tiempo de formación, y siendo la altura irrelevante. Es a medida que aumentamos la entidad de la balsa, hasta llegar a la BT10, cuando los tiempos aumentan notablemente, y se produce una clara distinción entre las tendencias de las tres alturas. El salto que se observa en la BT08, no es representativo ya que es debido a la variación de volumen entre la 9 y la 8, por la geometría de la propia balsa.

En la envolvente superior, nos encontramos con la expresión de Bowles, que como es lógico al ser función del doble del volumen, debe crecer en consonancia con el factor de almacenamiento. Otra de las consecuencias que podemos visualizar es que, en el caso de factores de almacenamiento altos, un aumento de carga movilizable pasando de 5 a 10 m. supone una disminución del tiempo de formación de un 40%, como máximo, siendo inapreciable esta diferencia en los casos de balsas de factores bajos. Esto justifica la relevancia del volumen en el tiempo de formación del caudal pico.

Si pasamos al análisis detallado de cada fórmula, una vez eliminada la VTG, observamos las diferencias entre el grupo de Froehlich y la de MacDonald.

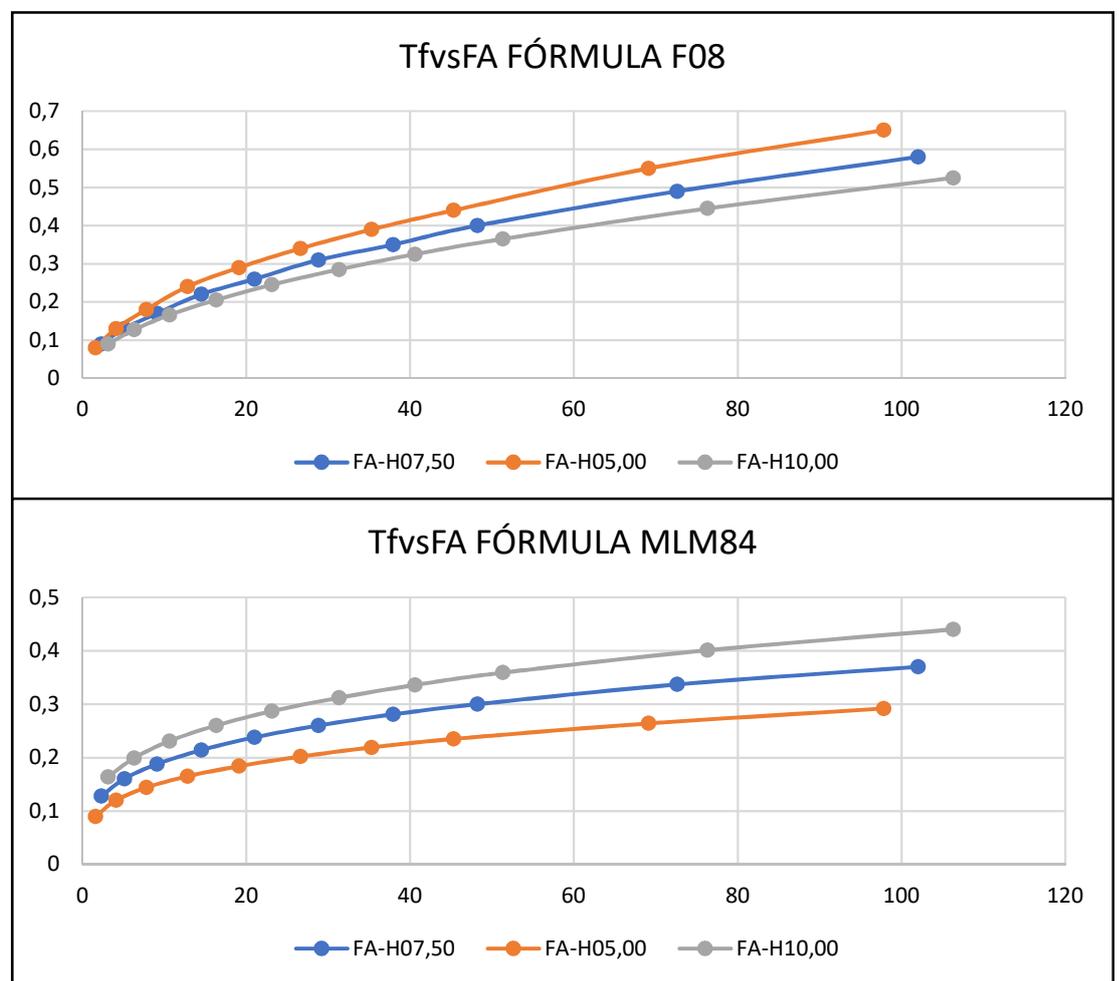


Figura 5-20. Comparativo de los tiempos de formación en función de FA para F08 y MLM84

Al observar la figura 5.20 podemos apreciar nuevamente como el factor 20, vuelve a regionalizar comportamientos. Entre un valor de 0 y 20, es donde se producen las mayores variaciones en cuanto a la aplicación de las fórmulas. Si recordamos la naturaleza y construcción de MLM84, vemos como los tiempos

tienen una tendencia diametralmente opuesta a los de F08, en cuanto a la incidencia de la carga de agua en la obtención del tiempo de formación, en el caso de F08 los mayores tiempos se producen para alturas de 5.00 m, contrariamente a lo que ocurre en el caso de MLM84, que es para alturas de 10.00 m.

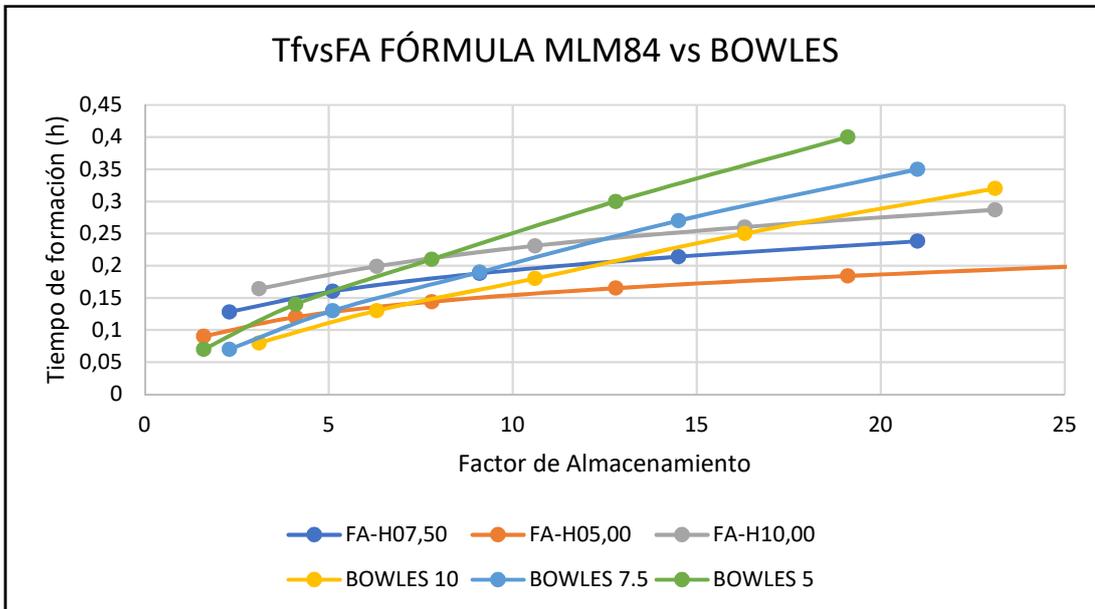


Figura 5-21. Comparativo de los tiempos de formación en función de FA para MLM84 y Bowles

Si estudiamos un poco más en detalle la región FA0-FA20, vemos en la figura 5.21 como el pronóstico de Bowles (Bowles et al., 2014) interseca a la propuesta de MLM84, en los factores siguientes que corresponden a 5, 7.5 y 10 m de carga: 2.5, 9 y 18.

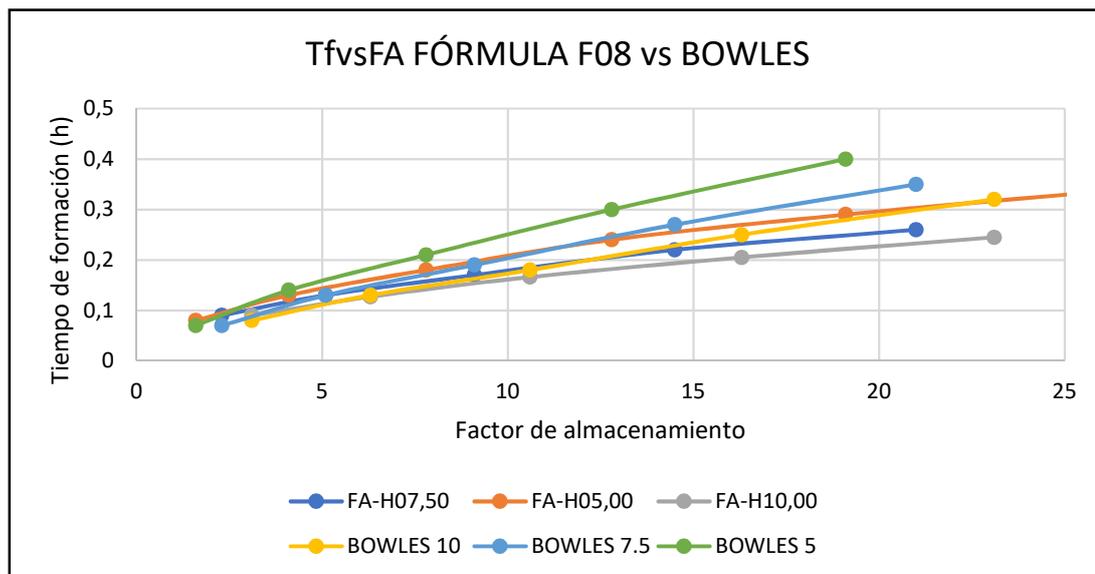


Figura 5-22. Comparativo de los tiempos de formación en función de FA para F08 y Bowles

Sin embargo, en la propuesta de F08, las intersecciones se dan en: 2.5, 11 y 21. Estos valores vuelven a incidir en la importancia de esta región para discriminar el uso de una formulación u otra.

Dado que las intersecciones en el caso de MLM84, se dan para valores inferiores a F08, es indicativo de la mayor sensibilidad que ofrece dicho pronóstico. En otro orden de cosas, y conocida la tendencia de esta fórmula a ofrecer tiempos mayores de brecha, argumenta de forma objetiva su selección como expresión que en casos de balsas pequeñas de factores de almacenamiento inferiores a 20, ofrecen resultados mejor ajustados a la realidad.

Finalmente, y como último indicador, estudiaremos las evoluciones del progreso de brecha que arrojaran más certidumbre a la selección de la fórmula adecuada y a la definición de los campos de trabajo definitivos. Ya se apuntó que este indicador permitía validar los resultados tanto en cuanto, representaba los límites donde se podía afirmar que la evolución erosiva en la brecha se producía de forma lineal. Ese progreso se representaba por la relación entre la ratio de erosión y la carga de agua movilizable. Esa razón venía dada por la expresión: (B_{avg}/T_f) , es decir ancho medio de la brecha en función del tiempo de formación.

Las figuras 5.23,5.24 y 5.25 responden a este análisis.

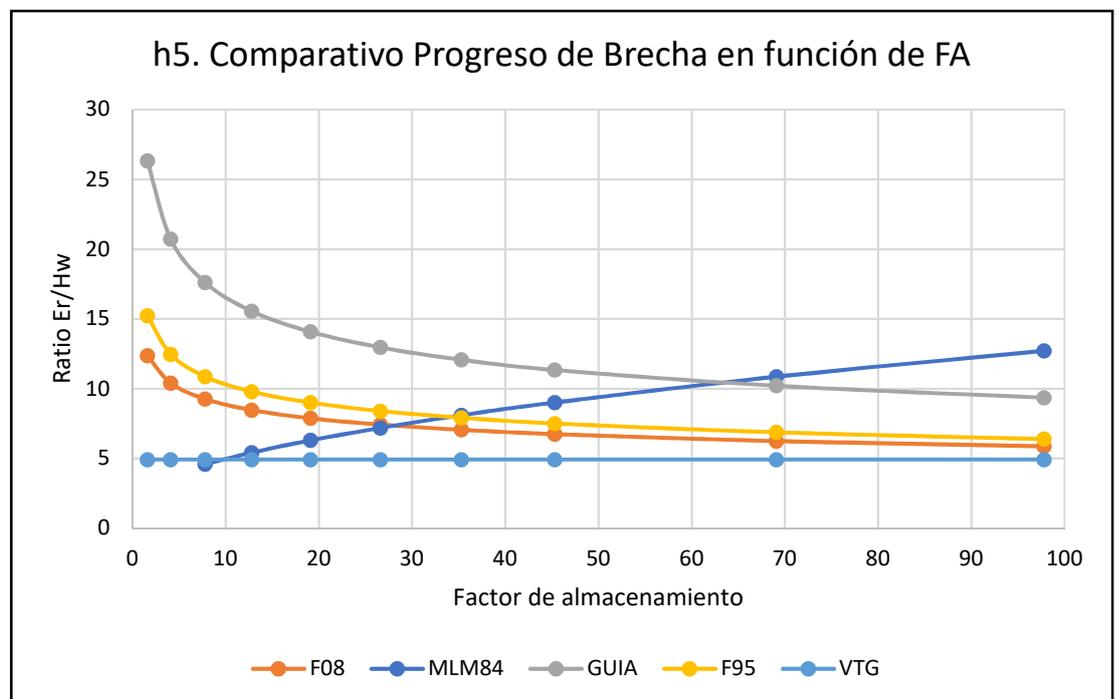


Figura 5-23. Comparativo del progreso de la brecha en función de FA para todas las fórmulas. Hw5

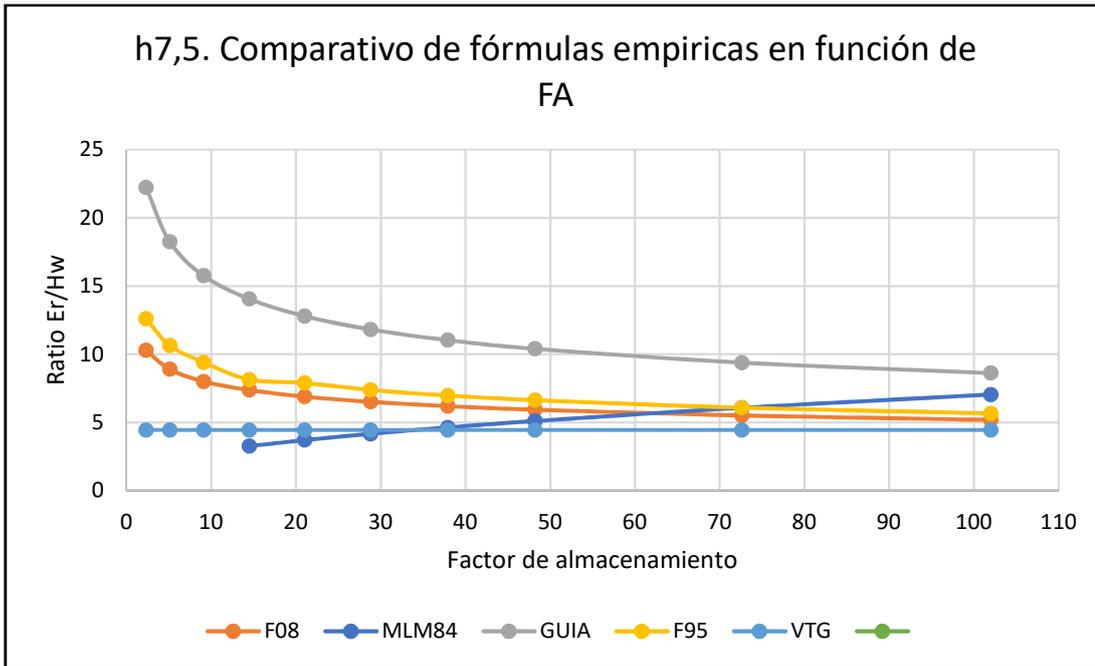


Figura 5-24. Comparativo progreso de la brecha en función de FA para todas las fórmulas. Hw7.5

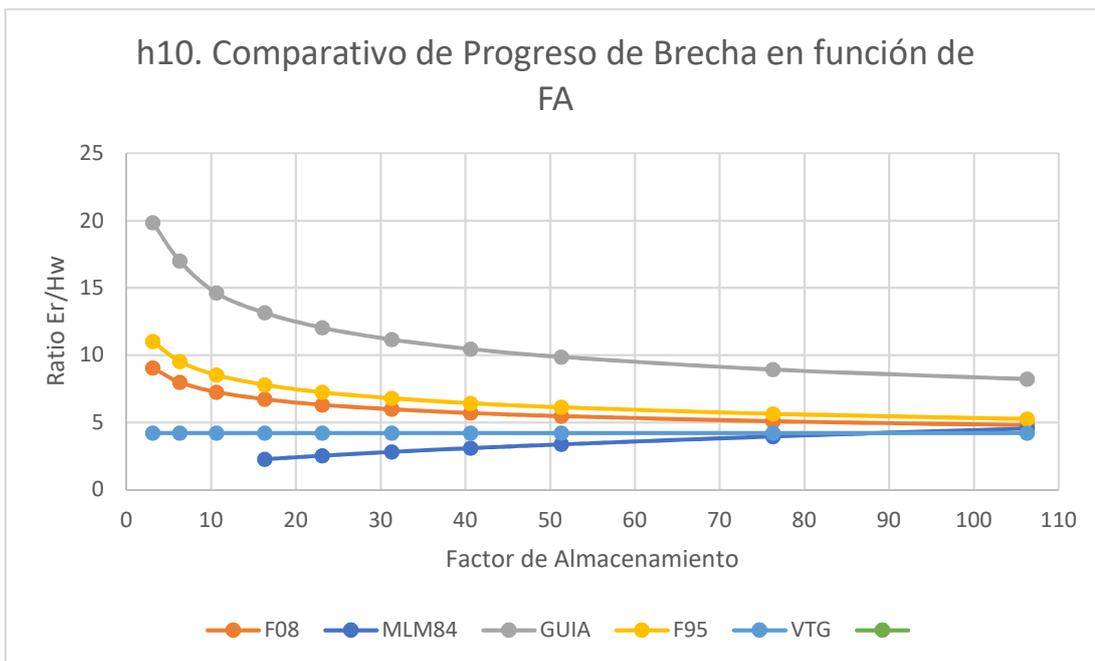


Figura 5-25. Comparativo progreso de la brecha en función de FA para todas las fórmulas. Hw10.

Como era de esperar, y habiendo descartado la expresión VTG, como ya hemos justificado con anterioridad, la variabilidad en el comportamiento en función de la carga de agua la aporta la expresión MLM84 que curiosamente a medida que dicha carga aumenta tiende asintóticamente a una ratio de 5 al igual que el grupo central de Froehlich, que significa que para grandes cargas de agua y volúmenes

“presísticos”, la relación entre el ancho medio de brecha y el tiempo de formación de ésta tiende a ser 5 veces mayor, midiendo el tiempo en horas y la brecha en metros.

Volvemos a observar como la expresión de MLM, para alturas pequeñas presenta valores inferiores a las demás estimaciones en factores de almacenamiento menores de 25. Por último y no menos importante, a favor de esta expresión en el caso de pequeñas balsas, es que es la única que es capaz de trabajar con dos formas de brecha distinta, especialmente relevante en estas circunstancias, cuando la carga de agua no ofrece suficiente cortante como para provocar una rotura completa del dique. Es por ello, que en las gráficas se observa que para valores de FA inferiores a 15 podemos encontrarnos con que la brecha no se ha desarrollado completamente y el vaciado de la infraestructura se produce a través de un orificio cuadrangular de lado D, como se mostraba en la figura 5.5.

En definitiva y recapitulando la discusión de este epígrafe, hemos conseguido justificar la selección de la fórmula y los campos de aplicación más adecuados para cada caso exigible con la normativa actual, proponiendo cambios al respecto que se representan en la figura 5.26.

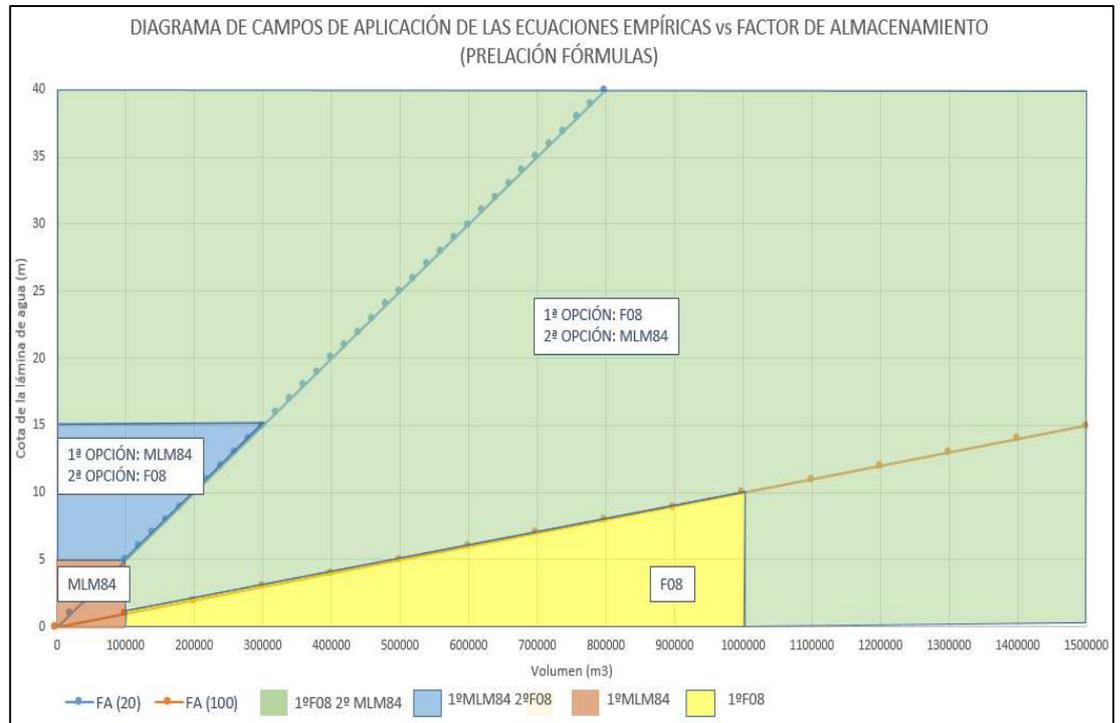


Figura 5-26. Diagrama de campos de aplicación de las ecuaciones empíricas en función de FA

5.2 Zonificación y establecimiento del “buffer”

Entre los alcances que se planteaban en la 2ª fase metodológica destacaban la sectorización de la balsa que permitiera de forma objetiva situar a lo largo del dique de cierre los ejes de las hipotéticas brechas objeto de posterior análisis hidráulico, y proponer una zona inmediata a la balsa dónde dándose unas circunstancias determinadas de pendiente se pudiera atenuar el hidrograma en origen, aprovechando la ventaja de las balsas de situarse fuera de DPH.

El procedimiento de sectorización ya explicado en el capítulo de Metodología, partía de la caracterización geomorfométrica de la cuenca receptora, ya que es la que debe drenar el excedente de caudales generados. Dicha caracterización que pasaba por la definición de los principales parámetros geomorfológicos, entre los que destacan la pendiente y el orden de cauces de Horton-Strahler (Horton, 1945; Shreve, 1966; Strahler, 1957), debía delinear las cuencas vertientes que recogieran y canalizaran el flujo extraordinario por la rotura de la balsa.

Los algoritmos de definición de cuencas, se fundamentan en la definición de la red de drenaje y a su vez en el número de celdas de aportación que se elijan, criterios preferibles a la selección del área de drenaje mínima para delinear la cuenca. Ejemplos podemos encontrar en múltiples referencias (Cano, ; Olaya & Conrad, 2009; Orlandini & Moretti, 2009; SHRESTHA, TACHIKAWA, & TAKARA, 2003; Xin, Nana, & Dingfa, 2012) y en software tanto comercial como de libre difusión. En este trabajo se han utilizado los softwares siguientes: SAGA GIS v.5.0 por su nivel de análisis geomorfométrico y Global Mapper v.18.2 por su versatilidad.

Tabla 5-1. Umbrales de formación de corrientes

ORDEN STRAHLER	NIVELES DE CELDAS (n)	UMBRALES DE CELDAS $10^{(n-1)}$	
-	1	$10^{(1-1)}$	1
1	2	$10^{(2-1)}$	10
2	3	$10^{(3-1)}$	100
3	4	$10^{(4-1)}$	1000
4	5	$10^{(5-1)}$	10000

La situación del eje de brecha se ha fundamentado en la selección del orden jerárquico 4 de Horton y Strahler, para lo que se ha establecido el umbral definitorio de cauce en función del número de celdas que lo alimenten, en nuestro caso se adoptó el siguiente procedimiento: asignar por nivel jerárquico 10 celdas que

aumentaría de forma potencial, en función del valor de dicho orden menos 1, es decir, se adaptaría a la tabla 5.1.

Un buen indicador a la hora de establecer el número de orden representativo es el índice topográfico de humedad (TWI) (Grabs, Seibert, Bishop, & Laudon, 2009; Qin et al., 2011; Roa Lobo & Kamp, 2012; Schmidt & Persson, 2003) que combina la contribución a la escorrentía de un área drenada y su pendiente, y cuantifica el control que ejerce la topografía en los procesos hidrológicos. Está definido por (Sørensen, Zinko, & Seibert, 2006) la expresión siguiente:

$$TWI = \ln\left(\frac{a}{\tan b}\right)$$

donde:

a = área drenada en le punto de cálculo por udad de longitud de contorno

b = pendiente local en radianes

La discusión surge en el momento de decidir un orden jerárquico suficientemente representativo para evitar una excesiva atomización del dique de cierre que hiciera inviable la implementación de esta metodología.

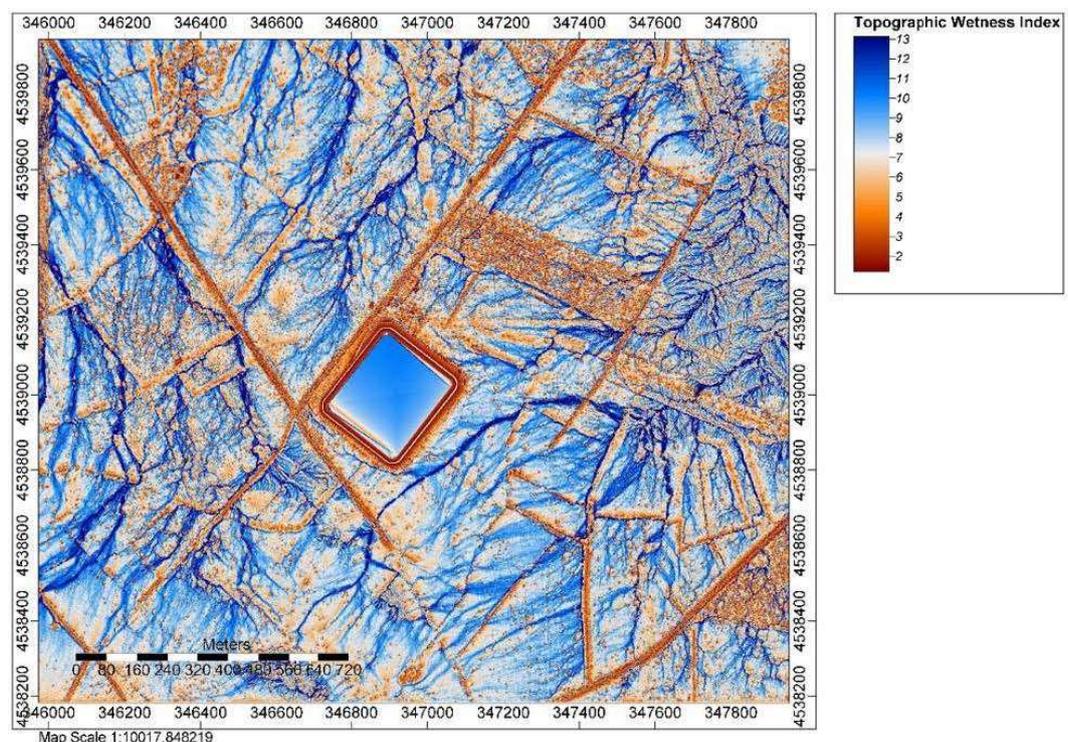


Figura 5-27. Balsa de Las Porteras. Mapa del Índice Topográfico de Humedad (TWI)

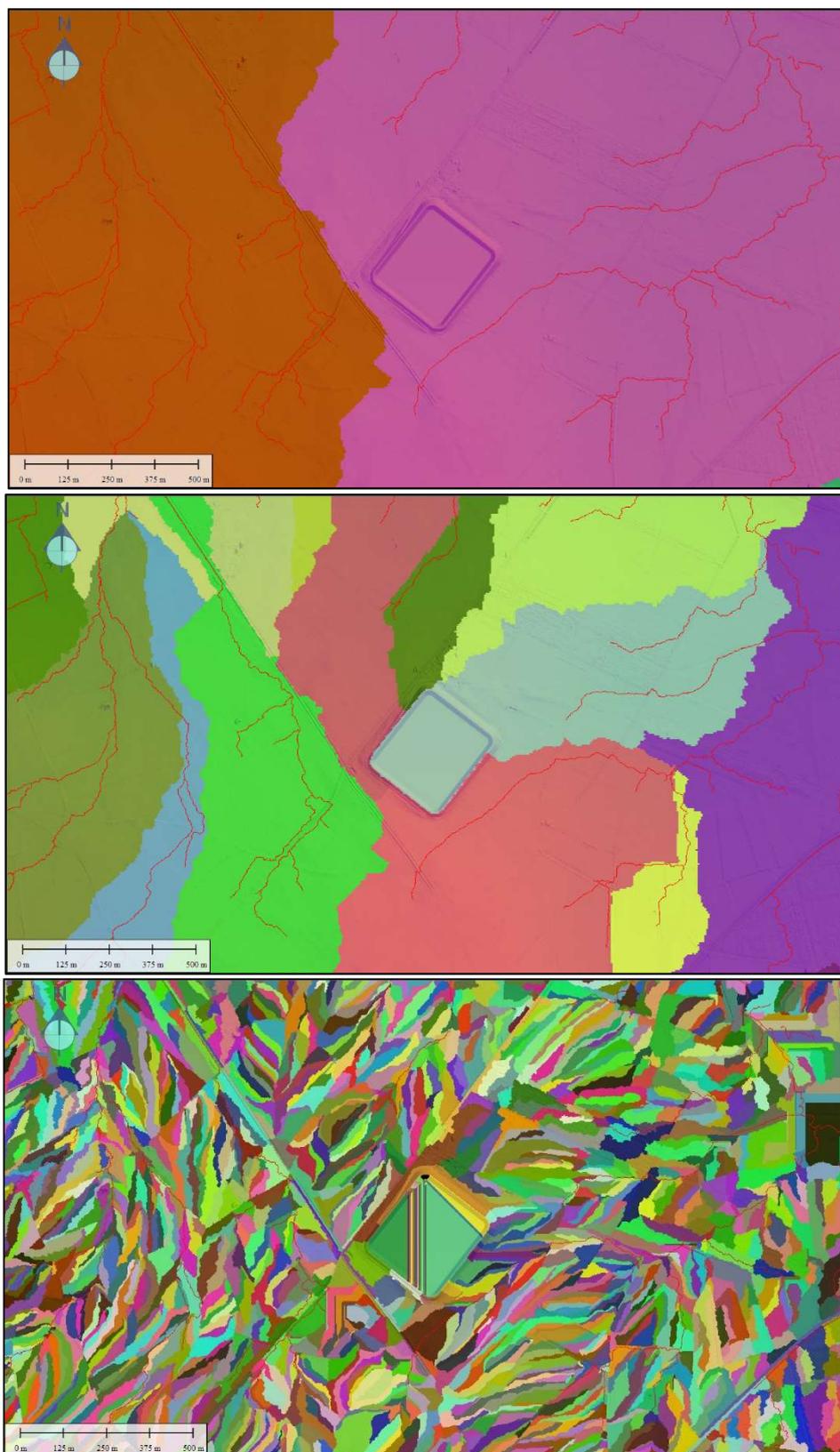


Figura 5-28. Balsa de Las Porteras. Comparativo de sectorizaciones en base a umbrales de celda: 123456, 12345 y 1234, sobre cauces de orden 4 de Strahler

Nos hemos ayudado del TWI, para reconocer la red de drenaje en el modelo digital del terreno. Hay que recordar que dicho índice señala las zonas susceptibles de acumular humedad y por tanto de drenar agua y contribuye a explicar el desarrollo de los procesos hidrológicos.

Comparándolo con la red de orden 4 de la figura 5.29, se observa una correspondencia completa.

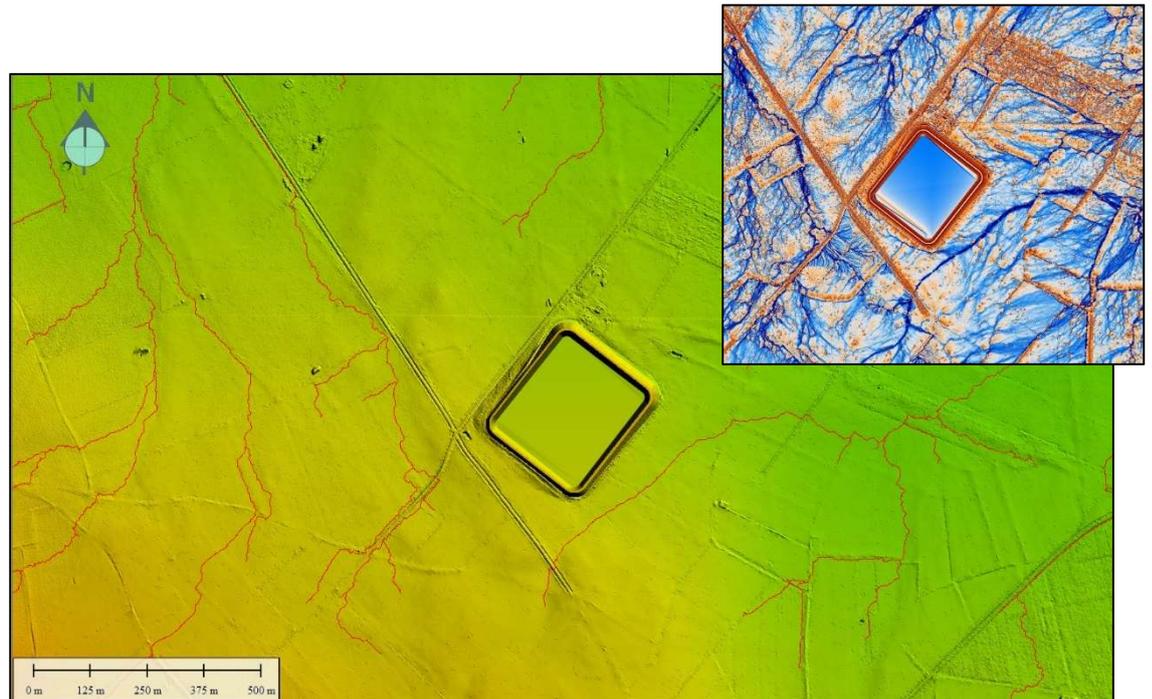


Figura 5-29. Balsa de Las Porteras. Cauces de orden de Strahler 4 vs TWI.

Estudiados los 3 umbrales de celda representados en la figura 5.28: 123456, 12345 y 1234, se observa cómo la correspondiente a la secuencia 12345, responde adecuadamente al orden 4 de Strahler, y permite sectorizar el dique de cierre en un número acorde a los cauces principales definidos por la geomorfología del entorno, en este caso 4 sectores.

El siguiente paso tras la sectorización ha sido determinar el mínimo relativo de cada sector sobre el que se implementará la metodología estocástica expuesta en el punto anterior.

En la figura 5.30, se muestra finalmente la situación de los cuatro sectores y el perfil longitudinal del pie de talud exterior que definirá la cota de la solera de la brecha en la Balsa de Las Porteras.

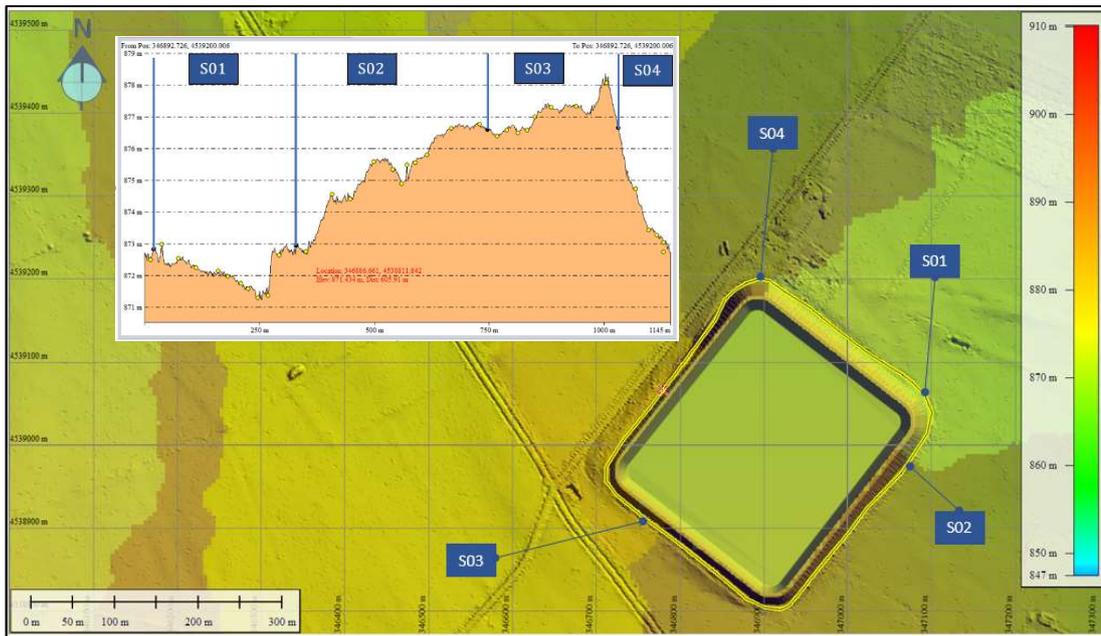


Figura 5-30. Balsa de Las Porteras. Sectorización del dique de cierre.

Como conclusión tras este breve análisis podemos afirmar que, en el proceso de sectorización del dique de la balsa, el estudio geomorfológico arroja información relevante sobre el comportamiento futuro de la cuenca receptora del hidrograma de rotura. La utilización de índices topográficos como TWI, se ha mostrado eficiente a la hora de señalar el umbral de delineación de la cuenca vertiente, sobre la que deberá drenar cada hipotética brecha.

Este índice se corresponde fielmente con la red de cauces jerarquizada a un nivel 4 de Strahler, por lo que dicho umbral puede considerarse óptimo para limitar el número de brechas a considerar en una aplicación práctica de esta metodología.

Cambiando de objetivo, por analizar en este epígrafe la aplicación del principio de “retención del agua en el territorio” (SALAZAR GALAN,) que aprovecha la propia naturaleza de la balsa para disminuir en la medida de lo posible la incidencia del hidrograma de rotura, aprovechando la ubicación de la balsa fuera del DPH que permite laminar el pico del hidrograma justo en los instantes iniciales de la rotura.

Se construyeron en total cerca de 500 modelos sintéticos con alturas de 5 y 10 m., utilizando la expresión de F08, para definir la brecha y su hidrograma asociado, cuyo objetivo principal era determinar la pendiente y el coeficiente de rugosidad que permitiría hacer mínima la zona de máxima peligrosidad, entendida como aquella de calados superiores a 1.0 m. o velocidades superiores a 1.0 m/s o su multiplicación superior a 0.5 m²/s. En el anexo de resultados es posible ver la representación gráfica del alcance de la máxima peligrosidad por balsa, pendiente y rugosidad. Como muestra de todos ellos se representa la figura 5.31.

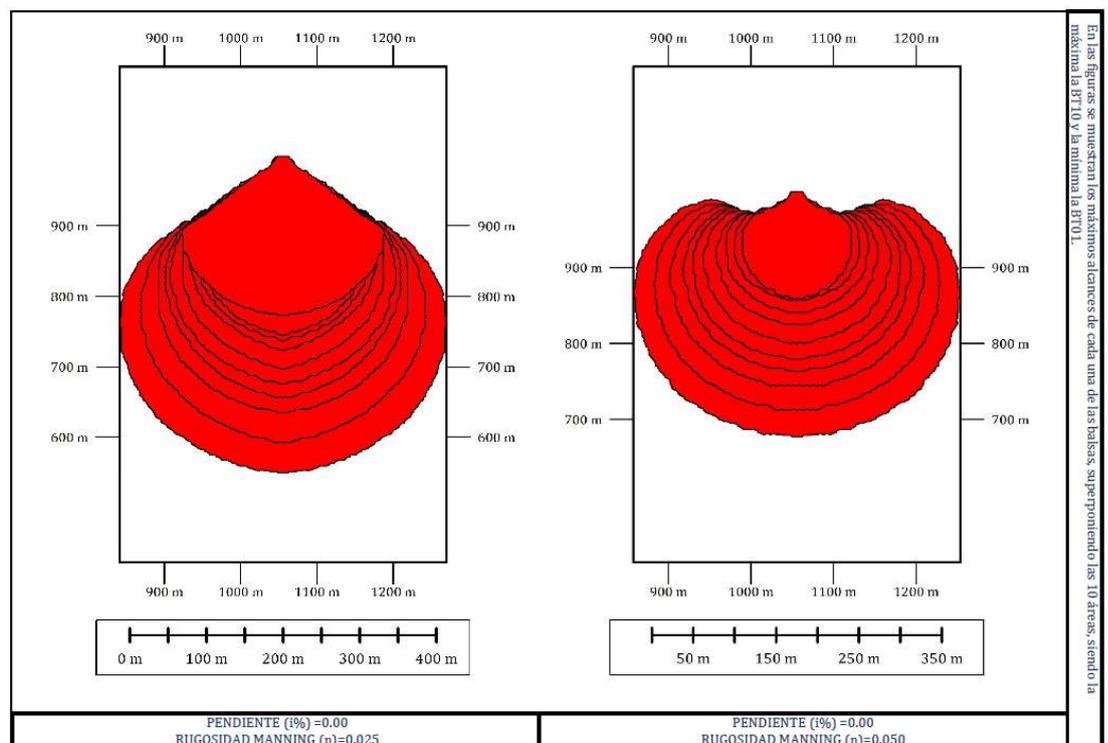


Figura 5-31. Alcance de la zona de máxima peligrosidad para pendientes del 0.00% y coeficientes de rugosidad de Manning de 0.025 y 0.050.

En las dos imágenes se representan superpuestos los alcances de las 10 balsas tipo, con escala métrica, en las condiciones de contorno ya indicadas: 0.00% de pendiente y rugosidades de 0.025 y 0.050.

Se trabajaron con pendientes del: 0.00, 0.10, 0.25, 0.50, 0.75 y 1.00% y con rugosidades del: 0.025, 0.050, 0.075 y 1.00, con objeto de establecer la hipótesis de que existe alguna ley de comportamiento que puede ser utilizada en la fase de aplicación metodológica.

El análisis posterior de los resultados ha permitido probar dicha hipótesis, proponiendo una ley de comportamiento en función de parámetros fácilmente calculables como el Qpico de F95, donde en base a dicho caudal es posible obtener la distancia del buffer que controla la onda del hidrograma.

Tras dicho análisis podemos afirmar que pendientes superiores al 0.50%, son suficientes para canalizar el flujo en la red de drenaje natural de la cuenca y que valores de Manning inferiores a 0.050, imprimen excesiva velocidad al flujo como para ser eficiente este procedimiento de extensión de la inundabilidad en los primeros instantes posteriores a la rotura.

El análisis de sensibilidad realizado en cuanto a estas afirmaciones arroja los siguientes resultados, en función del parámetro escogido, bien pendiente, bien rugosidad.

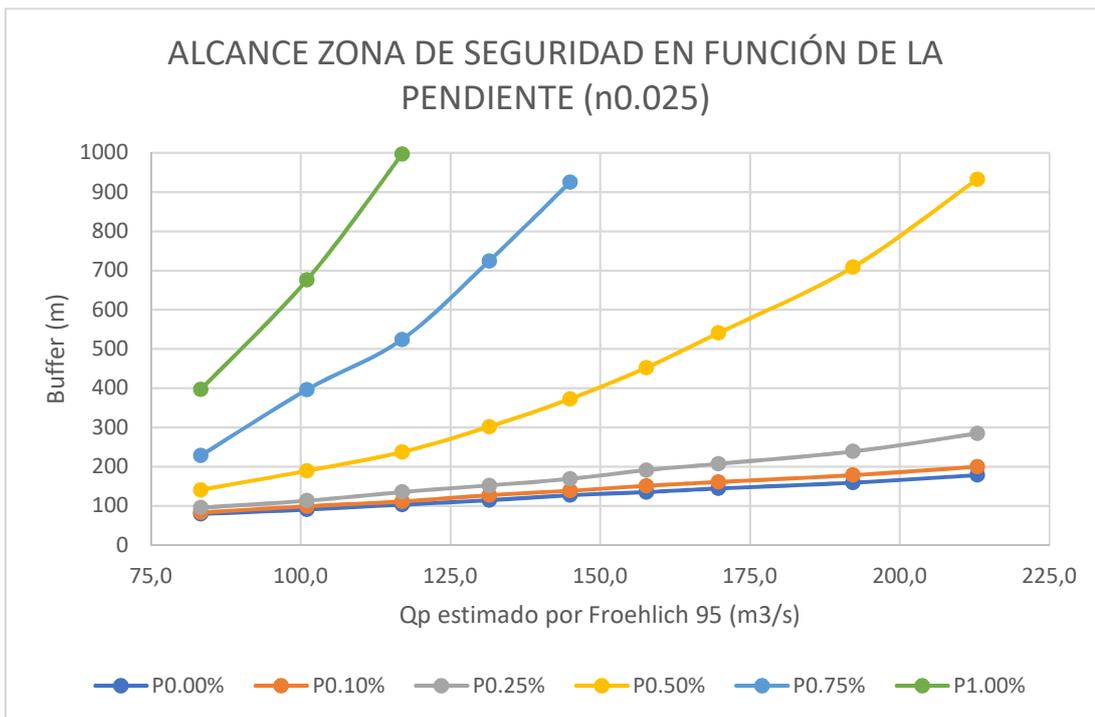


Figura 5-32. Alcance de la zona de seguridad en función de la pendiente (n0.025)

Como se avanzó anteriormente, la figura 5.32 es reveladora y afirma por si sola la discusión realizada. Valores de rugosidad de 0.025 y pendientes superiores a 0.25% hacen inviable la adopción de esta medida estructural, puesto que exigen plataformas de anchos inabordables. Pendientes de hasta el 0.25%, permiten estudiar la viabilidad económica de esta propuesta.

Sin embargo, se observa cómo los resultados de las simulaciones para rugosidades de 0.050, en la figura 5.33, difieren enormemente del comportamiento observado hasta el momento. La dispersión disminuye y salvo para caudales relevantes, superiores a 400 m³/s, correspondientes a una balsa tipo 5 de las sintetizadas, no hay una clara tendencia creciente de la longitud del buffer. No hay que obviar, que estamos tratando con pendientes del 1.00% o superiores.

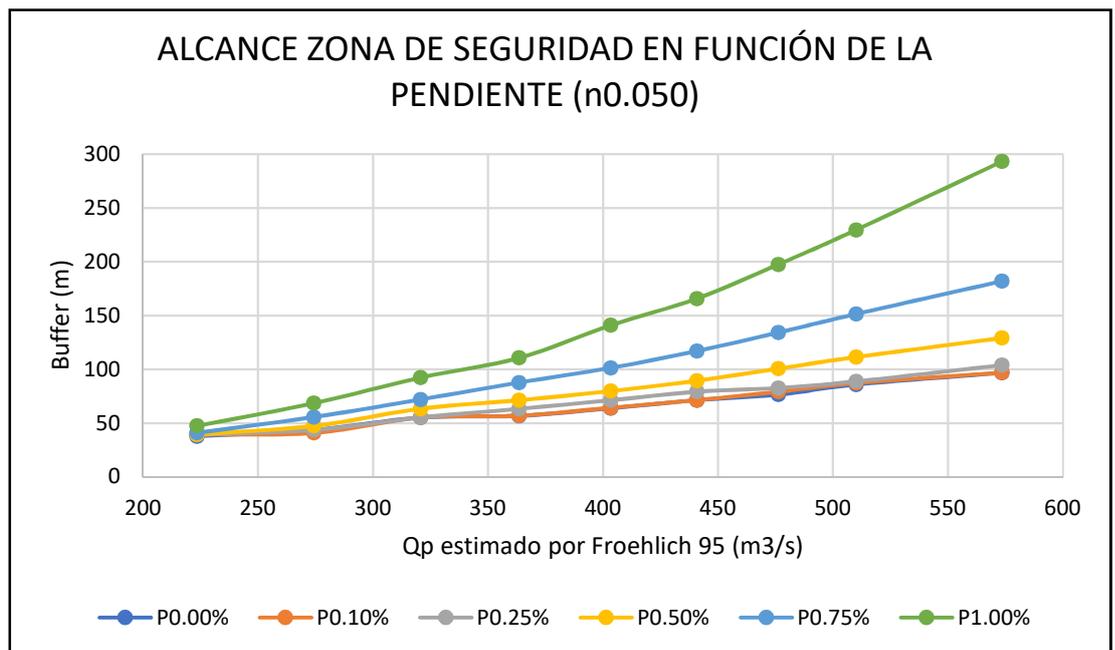


Figura 5-33. Alcance de la zona de seguridad en función de la pendiente (n0.050)

Para corroborar estas tendencias se realizaron un número muy considerable de simulaciones comparativas entre la BT02 y la BT06, que permitieran confirmar lo explicado hasta este momento.

En concreto este estudio comparativo analiza, como varía el buffer, en función del número de Manning y cómo afecta a esta variación la pendiente de dicho buffer, se ha trabajado con estas alturas, pendientes y balsas, como se ve en la tabla 5.2.

Tabla 5-2. Condicionantes del análisis de sensibilidad: i%,n y balsa tipo

Hw(m)	10				5			
	0.25		0.5		0.25		0.75	
BALSA	BT02	BT06	BT02	BT06	BT02	BT06	BT02	BT06

5. RESULTADOS

Para favorecer la discusión, se mostrará el conjunto de gráficas situándolas por parejas, y altura de carga movilizable.

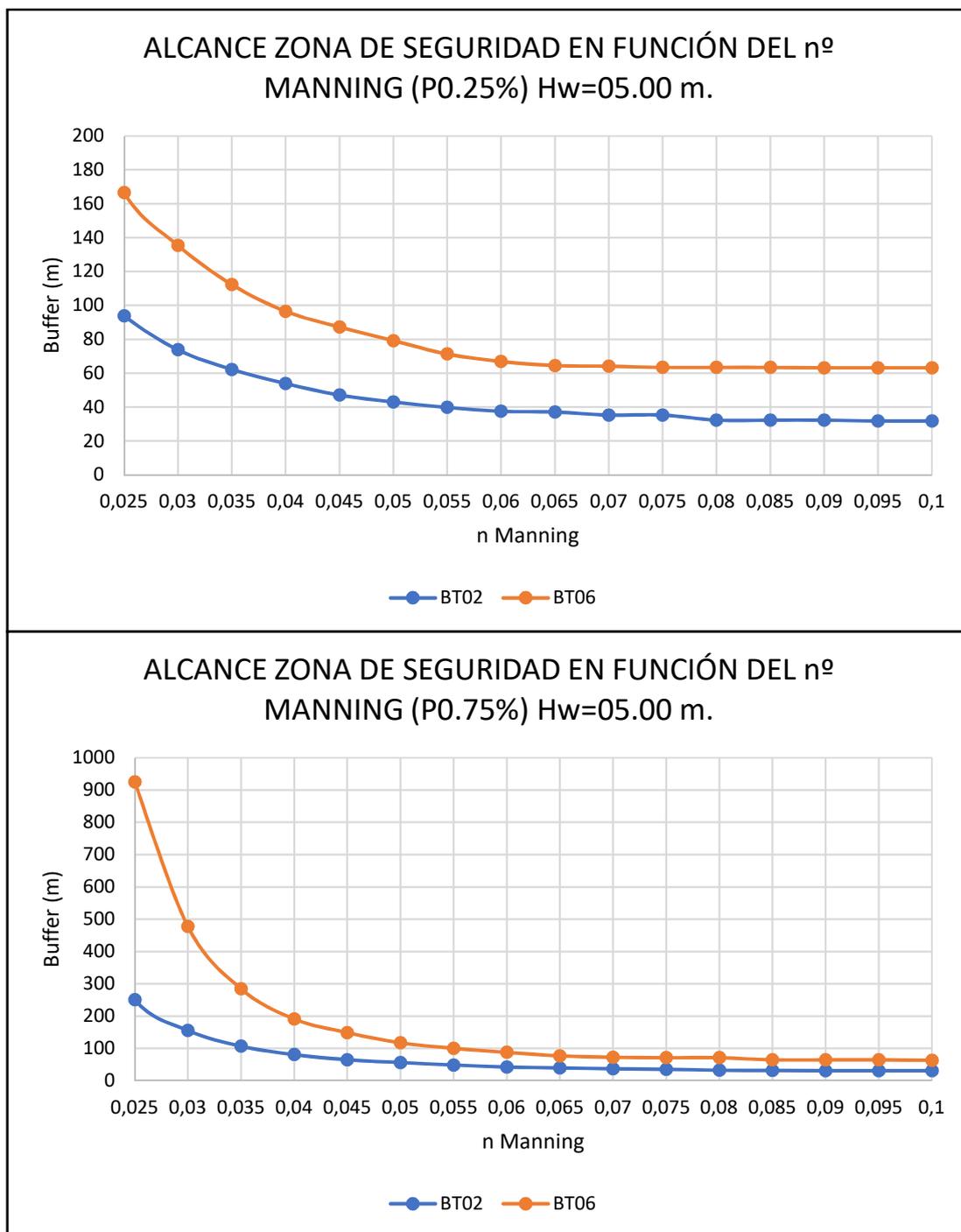


Figura 5-34. Alcance de la zona de seguridad en función del número de Manning para pendientes del 0.25% y del 0.75%, Hw=05.00 m. y balsas BT02 y BT06

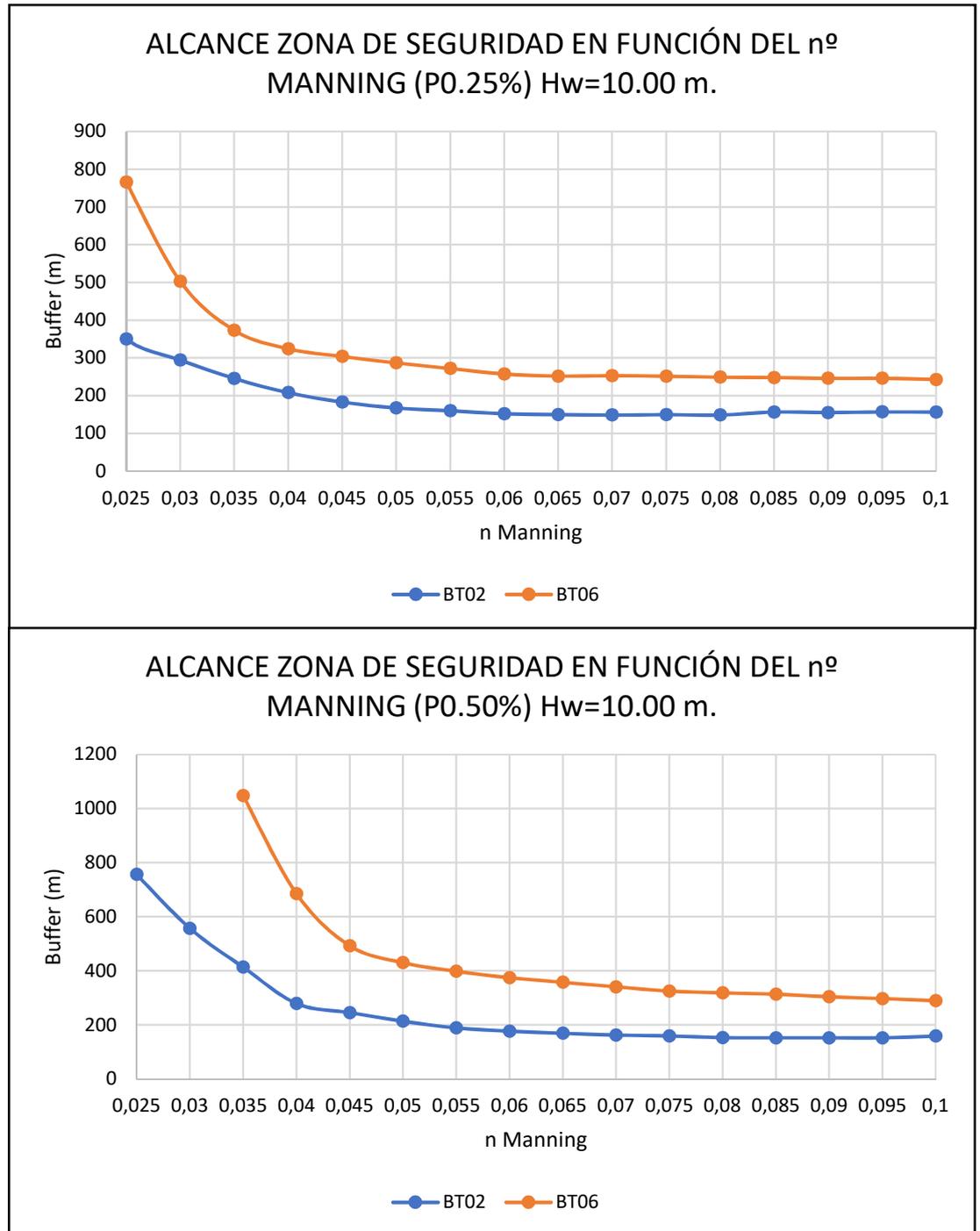


Figura 5-35. Alcance de la zona de seguridad en función del número de Manning para pendientes del 0.25% y del 0.75%, Hw=10.00 m. y balsas BT02 y BT06

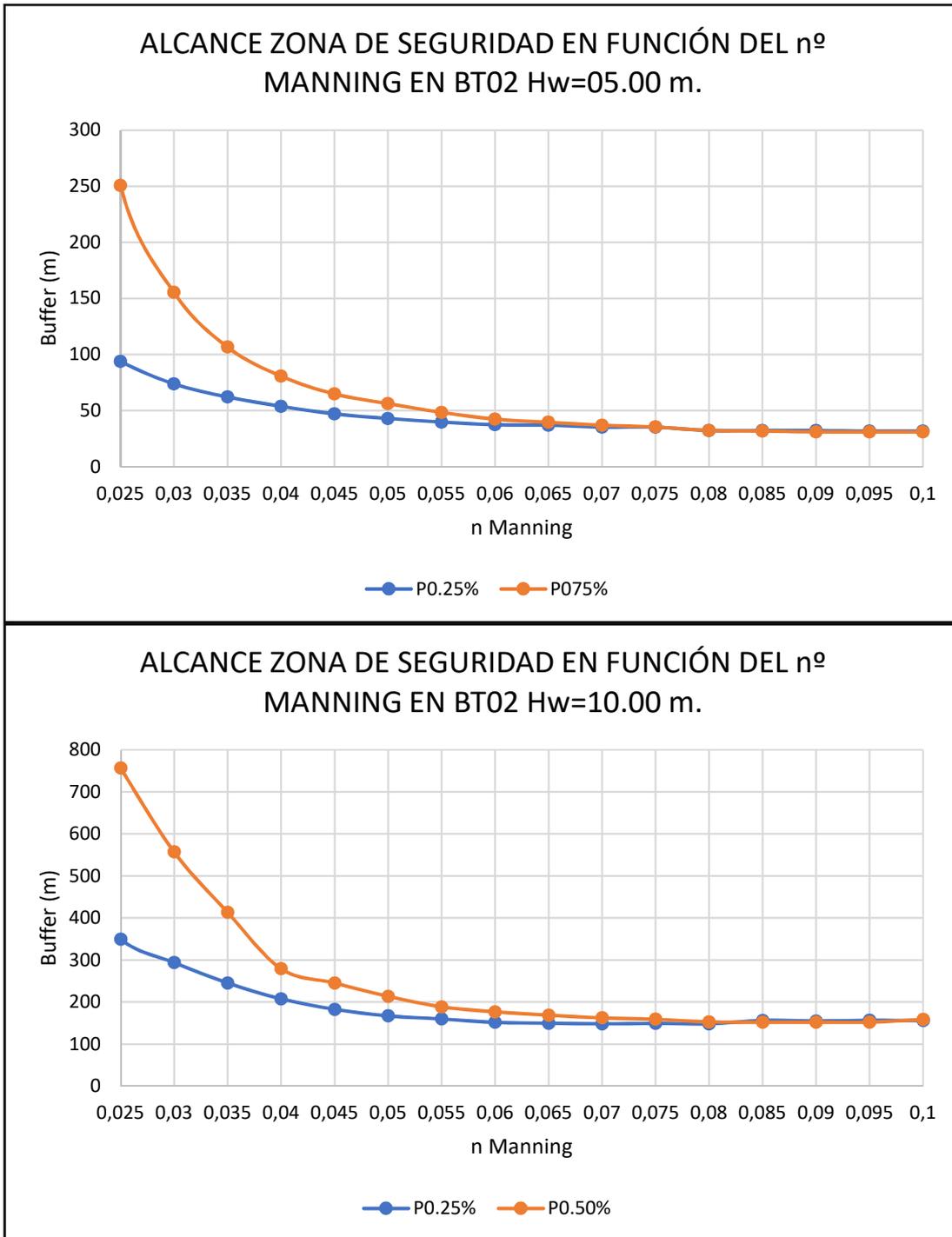


Figura 5-36. Alcance de la zona de seguridad en función del número de Manning en BT02, para alturas de carga movilizable de 5.00 y 10.00 m. y pendientes del 0.25% y del 0.50%

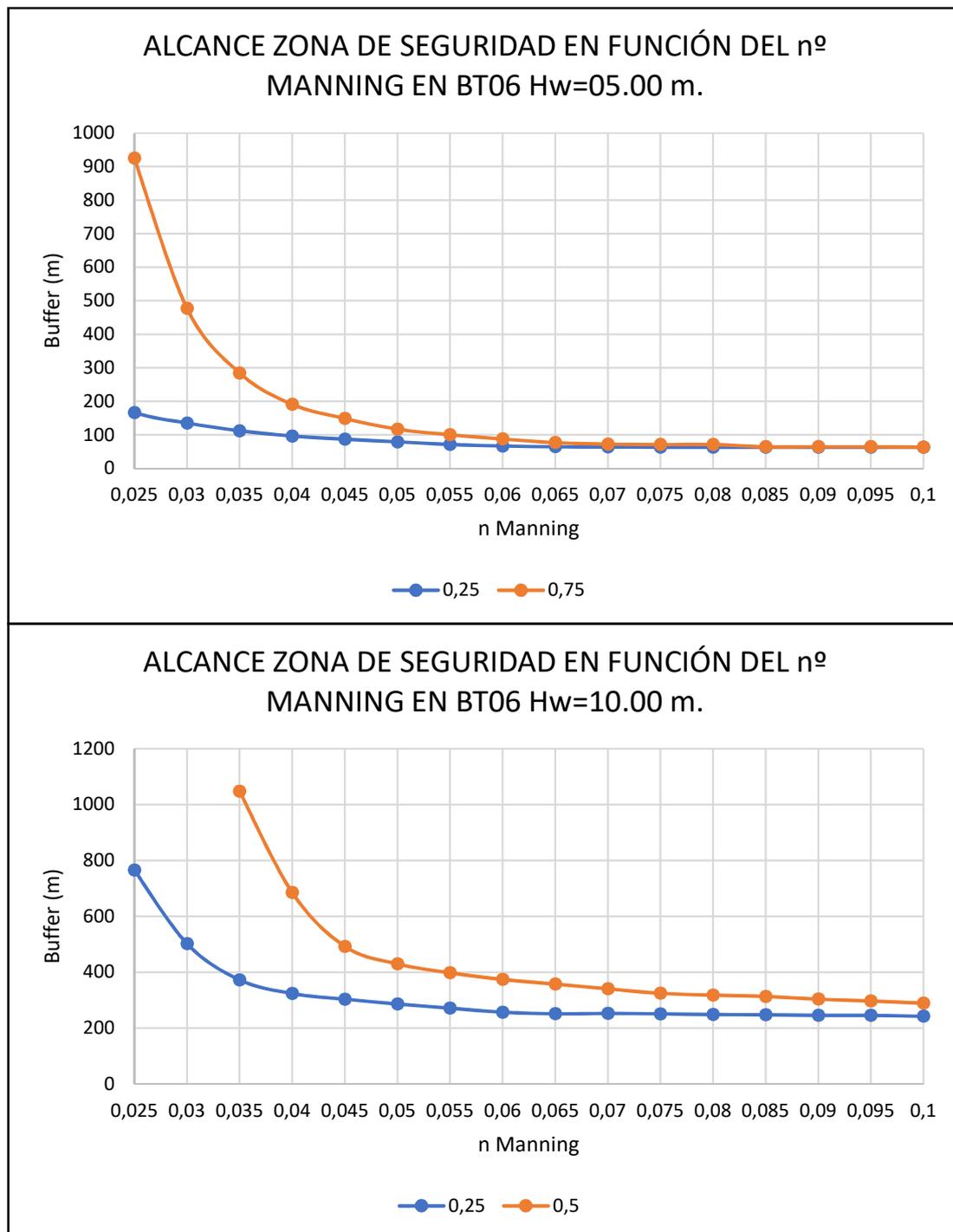


Figura 5-37. Alcance de la zona de seguridad en función del número de Manning en BT06, para alturas de carga movilizable de 5.00 y 10.00 m. y pendientes del 0.25%, 0.50% y 0.75%

Toda esta información, desde la figura 5.34 hasta la 5.37 inclusive, muestra unos resultados que no ofrecen dudas a la interpretación, sobre la incidencia del número de Manning en la atenuación del hidrograma por efecto del buffer.

En cualquier caso y combinación de parámetros se puede afirmar que el umbral que estabiliza el comportamiento del buffer en cuanto a su rendimiento “atenuante” es del 0.050, a partir de donde no hay margen de maniobra alguno.

En cuanto a pendientes, se observa de igual manera, como a partir de 0.25% la variación se dispara e inhabilita a esta metodología para ser aplicada.

Todo ello viene a confirmar lo observado en las figuras 5.32 y 5.33.

Finalmente, el tratamiento de estos datos ha permitido obtener las siguientes leyes de comportamiento, cuya aplicación práctica permitirá diseñar medidas estructurales de atenuación del hidrograma. Es importante remarcar que estas medidas tendrán sentido si las condiciones de situación de la balsa lo permiten.

Esto es así ya que, en entornos geomorfológicos no adecuados, la adopción de estas soluciones apriorísticas podría ser prohibitiva. Nos referimos a zonas no llanas donde la canalización del hidrograma tras la rotura venga predefinido por la propia orografía. Las figuras 5.38 y 5.39, son clara prueba de ello, la primera, el mapa de pendientes, muestra la zona sombreada que delimita aquellas zonas susceptibles de estudio de viabilidad económica para su implantación.

Como es posible deducir, en la balsa de Macías Picavea, no existe un flujo difuso que pueda canalizarse si no que la red de drenaje del medio receptor está bien definida e incisa en el terreno, casi inmediatamente tras el terraplén del dique, al situarse la balsa en una pequeña meseta elevada sobre el municipio de Medina de Rioseco en Valladolid.

La ortofotografía 3D de la figura 5.39, es reveladora de esta circunstancia, que exigiría volúmenes de terraplén alejados del objetivo propuesto en esta Tesis de establecer medidas de bajo coste, asumibles por los usuarios de las balsas, las Comunidades de Regantes.

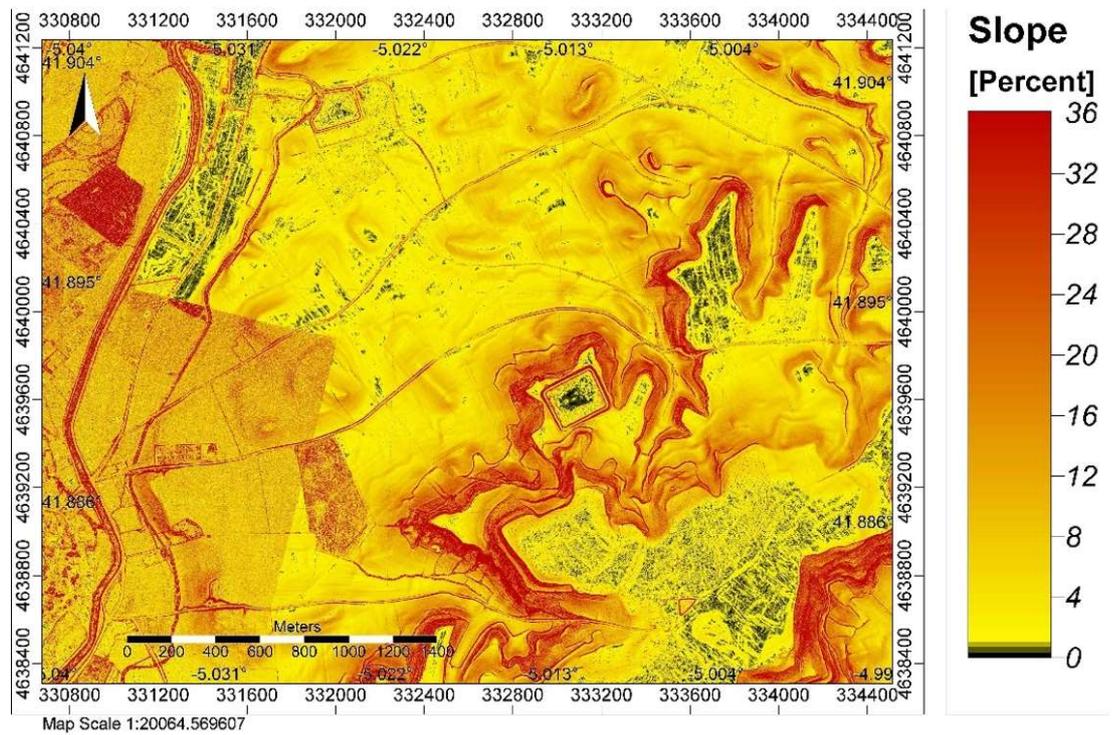


Figura 5-38. Mapa de Pendientes. Balsa Macías Picavea.

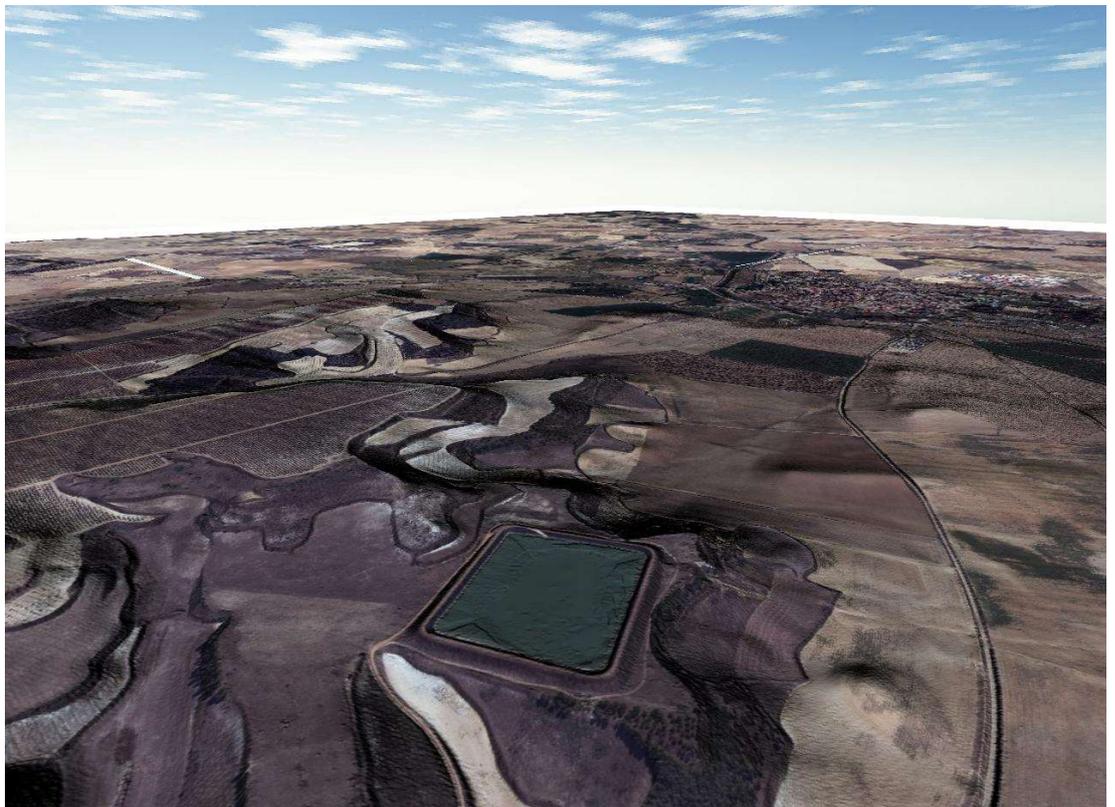


Figura 5-39. Ortofotografía 3D. Balsa Macías Picavea

5. RESULTADOS

El caso contrario lo observamos en la balsa de Las Porteras, en Ávila (figura 5.40), donde su aplicación es perfectamente plausible al situarse dicha balsa en un entorno con pendientes reducidas del entorno del 1-2%, y entendidas como “flat Surface”, en los software gis estándar y superficies llanas en manuales de geomorfología.

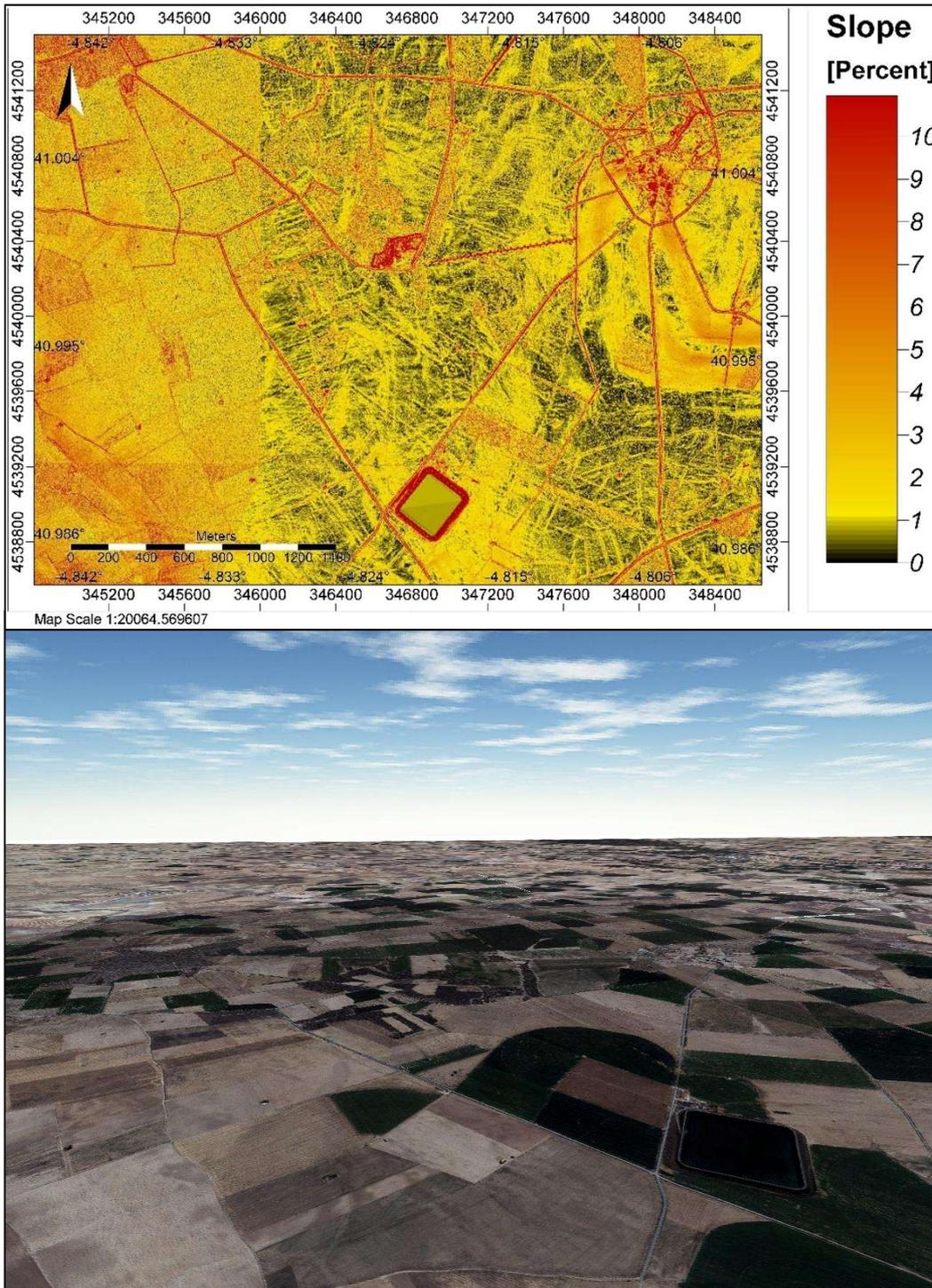


Figura 5-40. Mapa de Pendientes y Ortofotografía 3D. Balsa Las Porteras

Las leyes de comportamiento a las que hacíamos referencia anteriormente son las siguientes:

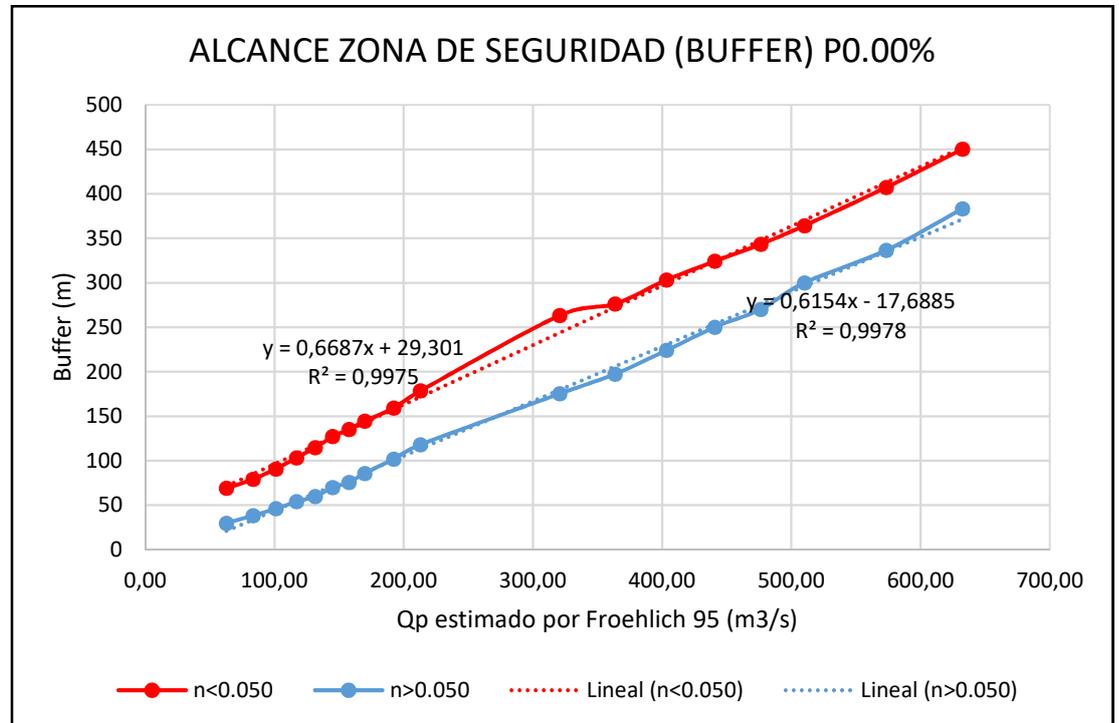


Figura 5-41. Alcance de la zona de seguridad para P0.00%. Leyes de comportamiento

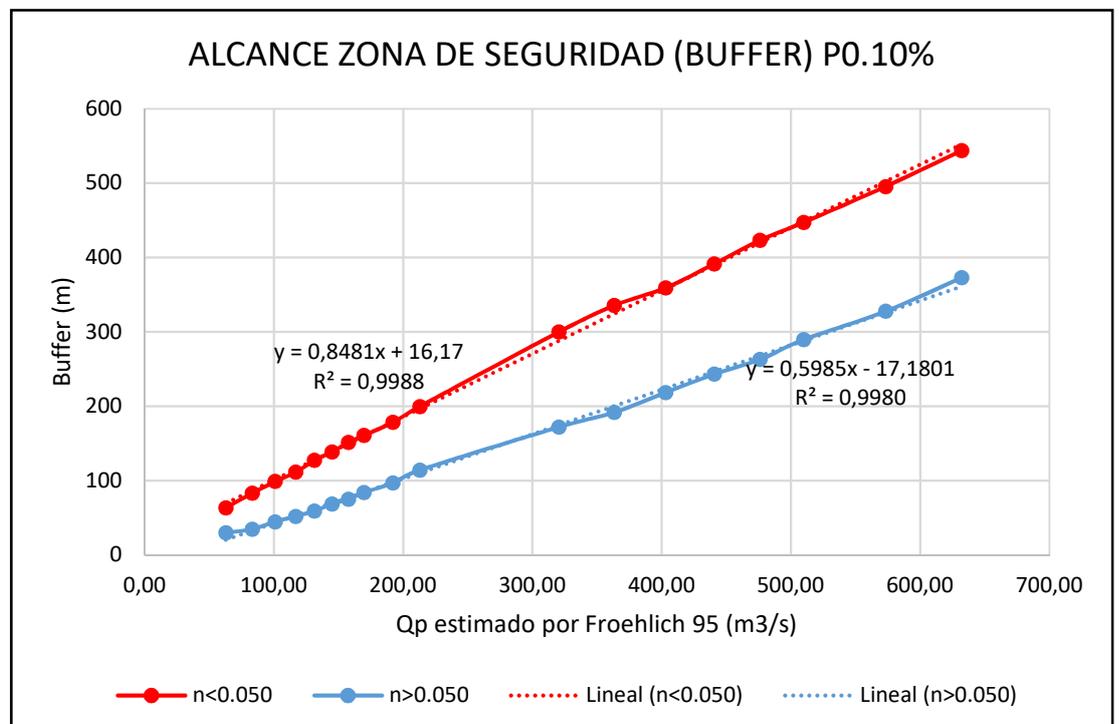


Figura 5-42. Alcance de la zona de seguridad para P0.10%. Leyes de comportamiento

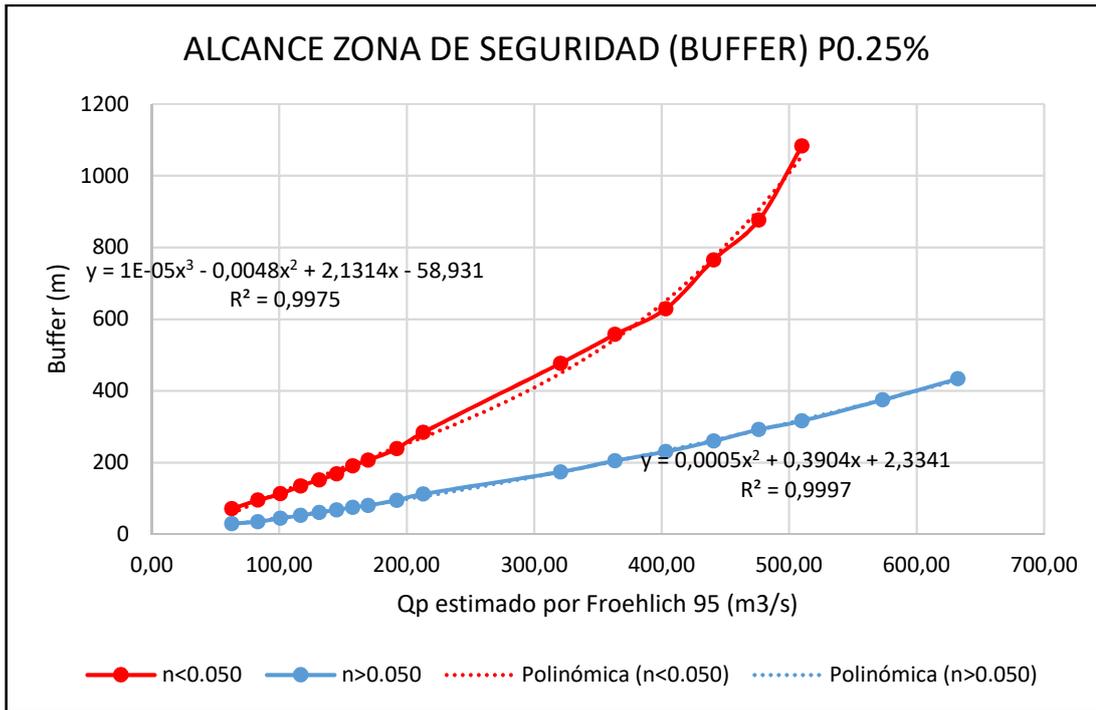


Figura 5-43. Alcance de la zona de seguridad para P0.25%. Leyes de comportamiento

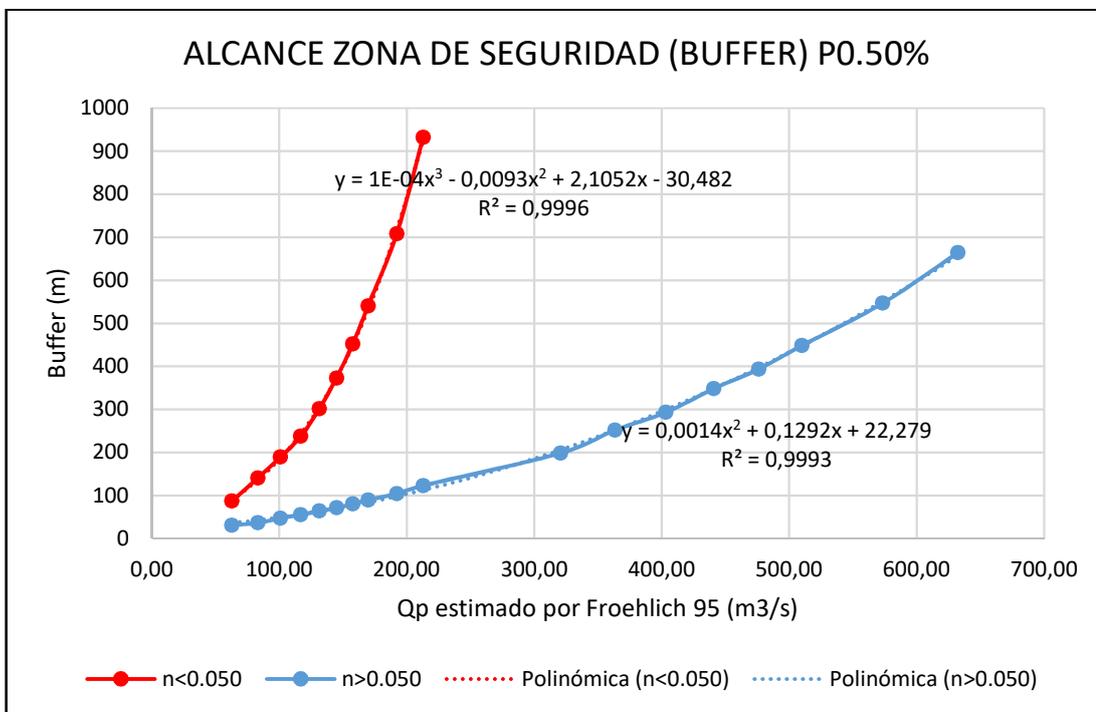


Figura 5-44. Alcance de la zona de seguridad para P0.50%. Leyes de comportamiento

Su análisis, viene a ofrecer más argumentos sobre los límites de aplicación de estas medidas, 0.50/0.050, (i/n), ya que las gráficas comparativas son suficientemente elocuentes.

Los ajustes polinómicos son muy buenos con coeficientes de determinación R^2 de 0.998 de media por lo que podemos dar por alcanzado otro de los objetivos propuestos al inicio de la Tesis.

5.3 Análisis estocástico

El título de la Tesis ya lo indica, el desarrollo de la caracterización de la brecha bajo un marco de trabajo estocástico, de ahí su relevancia en este estudio y que merece un punto de atención.

La adopción de este marco presenta la novedad de poder dotar a las brechas de un nuevo atributo, como es la probabilidad de ocurrencia. Este hecho no estudiado hasta este momento en este entorno permite complementar la actual cartografía de riesgos de inundación y por ende mejorar los procesos clasificatorios de las balsas, al acotar las incertidumbres asociadas al proceso de selección de brecha dentro del dique de cierre.

La implementación del método, basado en la replicación del experimento miles de veces atendiendo a los postulados de Montecarlo, (Díaz-Emparanza, 1995; Milton & Arnold, 1986; Peña Sánchez de Rivera, Daniel, 2001), exige un conocimiento previo de la función de densidad de probabilidad de la variable objeto de análisis (Tung, 2011). En los últimos tiempos diversos autores, han aplicado esquemas probabilísticos para analizar variables hidrológicas y acotar sus incertidumbres, (Ahmadisharaf et al., 2016; Ahmadisharaf et al., 2016; Brodie, 2013; Ertas et al., 2016; Goodarzi et al., 2013; Slomp et al., 2016).

La función de densidad adoptada, ha sido una triangular (Hoffman & Hammonds, 1994; Johnson, 1997; Megill, 1984) con las implicaciones asociadas en cuanto a su débil fundamento, al tener que responder a situaciones donde la inexistencia de registros o datos que caractericen el experimento son la tónica común. Esta

función llamada de “falta de precisión o información” se basa en tres parámetros: moda, mínimo y máximo, como se observa en la figura 5.45

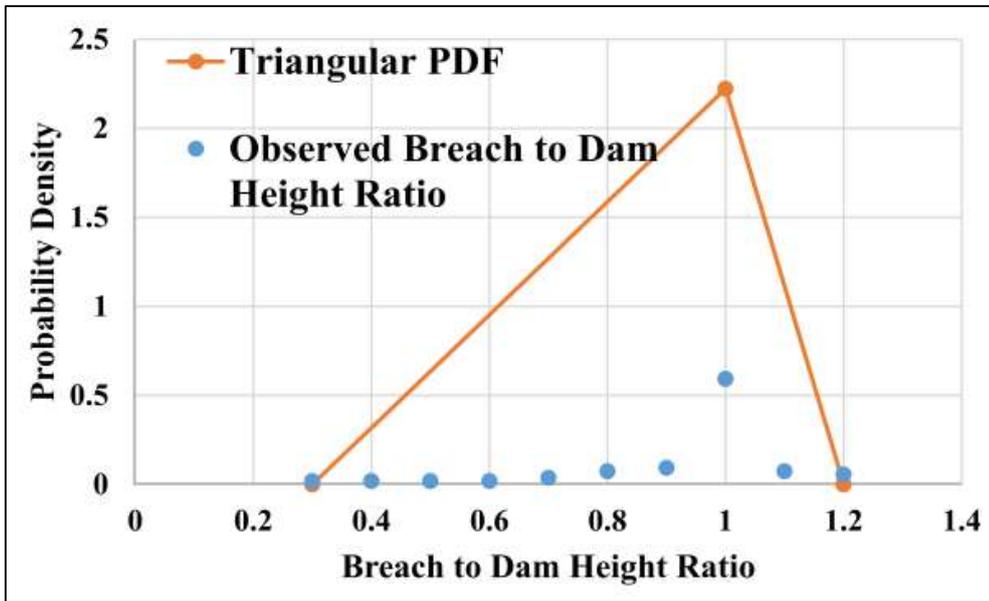


Figura 5-45. Función de densidad de probabilidades de la cota de la solera de la brecha. Fuente: (Ahmadisharaf et al., 2016)

El resultado de implementar esta metodología en las balsas sintéticas queda recogido en la tabla 5.3

COTAS BRECHA		PARÁMETRO	OBSERVACION
S/SOLERA	S/TALUD EXT.		
10	15	8.9	MÍNIMO
10	15	10	MODA
10	15	13.5	MÁXIMO
10	16	8.68	MÍNIMO
10	16	10	MODA
10	16	14.2	MÁXIMO
10	17	8.46	MÍNIMO
10	17	10	MODA
10	17	14.9	MÁXIMO
10	18	8.24	MÍNIMO
10	18	10	MODA
10	18	15.6	MÁXIMO
10	18.5	8.13	MÍNIMO
10	18.5	10	MODA
10	18.5	15.95	MÁXIMO
10	19	8.02	MÍNIMO
10	19	10	MODA
10	19	16.3	MÁXIMO
10	20	7.8	MÍNIMO
10	20	10	MODA
10	20	17	MÁXIMO

Tabla 5-3. Parámetros de la función de densidad triangular del fondo de brecha para las balsas tipo

Este marco de trabajo ha permitido obtener para cada balsa, altura y fórmula, una distribución de los hidrogramas que respondían a la cota de solera pronosticada por Montecarlo, siguiendo la función de densidad de probabilidades triangular.

Los resultados compendiados en el anexo, muestran gráficas como la de la figura 5.46, que representa los hidrogramas medio, máximo y mínimo, conjuntamente con las desviaciones típicas, que permiten pronosticar las franjas de resultados previsibles en cada uno de los casos.

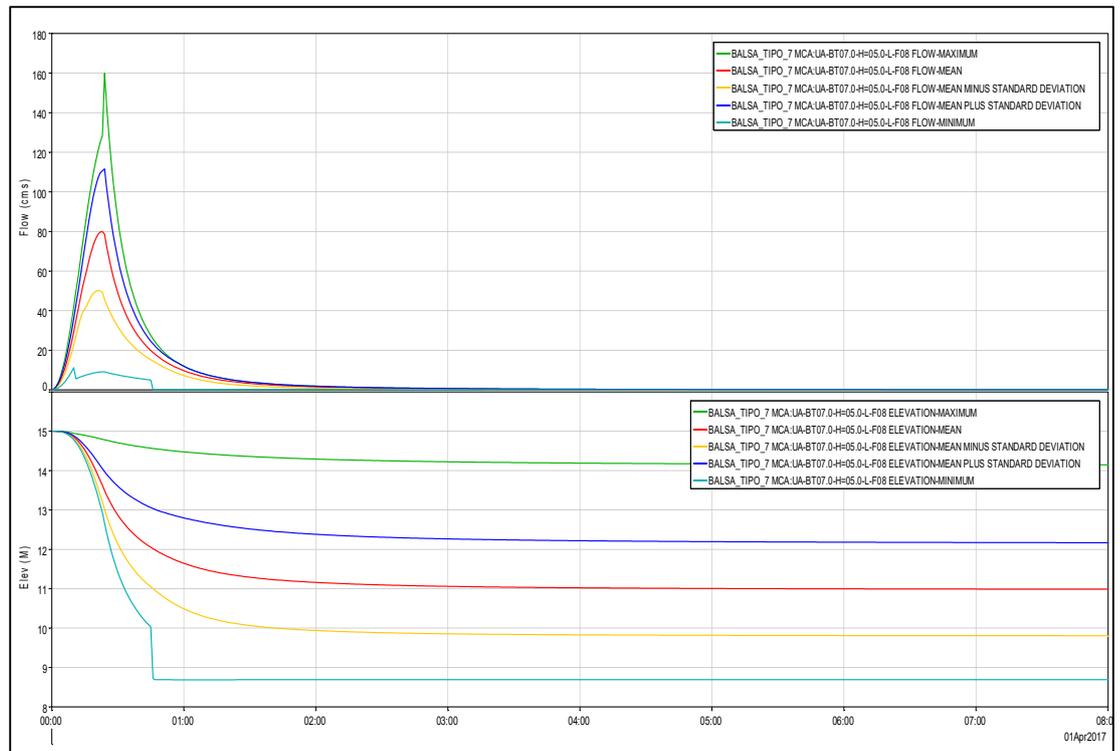


Figura 5-46. Aplicación del Método de Montecarlo en la obtención de los hidrograma de rotura.

Una vez obtenidos estos hidrogramas y para poder caracterizar la brecha, se ajustaron nuevas funciones de distribución a los resultados de cota de solera de brecha, que confirmaron el más que previsible ajuste nuevamente de una función triangular, validada por 3 métodos: Kolmogorov Smirnov, Anderson Darling y Chi cuadrado (T. W. Anderson & Darling, 1954; Lancaster & Seneta, 1969; Massey Jr, 1951).

Este ajuste junto con su información asociada, como las funciones de supervivencia y riesgo (figura 5.47)(Abaurrea & Cebrian, 2003), si responden a la realidad de la propia balsa, al comprobar como la cota de la solera de la brecha, muestra una tasa de fallo con crecimiento exponencial al acercarnos a coronación, que denota la aleatoriedad del proceso de fallo.

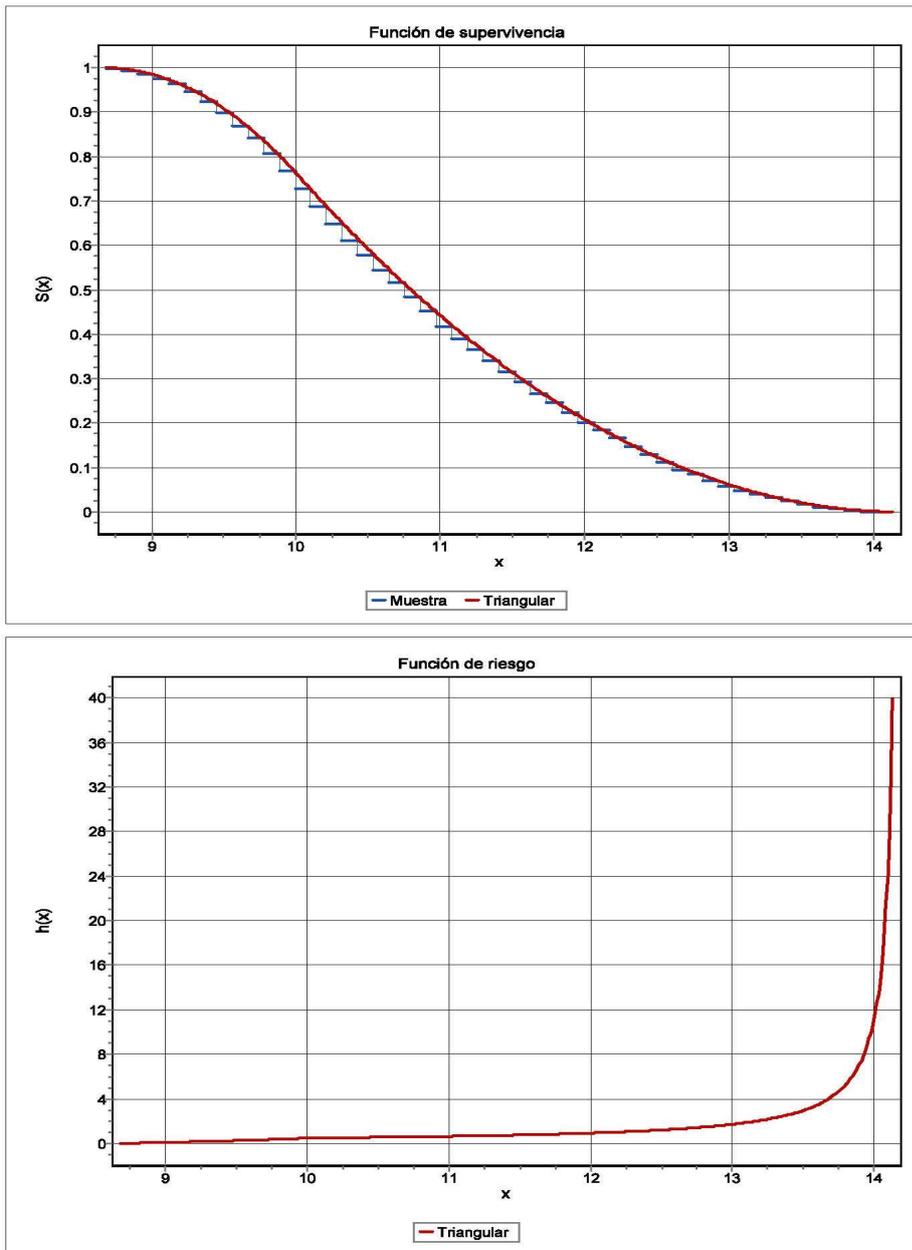


Figura 5-47. Funciones de riesgo y supervivencia tipo.

Finalmente, y para analizar los resultados obtenidos en cuanto a caudales máximos generados se han construido para cada balsa y altura, diagramas de caja descriptivos de la evolución de dichos caudales y se han determinado los intervalos de confianza de la media, así mismo se han ajustado funciones de distribución a los caudales simulados. En cuanto a ésta última, la imposibilidad de cumplir con los test de ajuste anteriormente indicados, ha llevado a

seleccionar entre más de 50 funciones aquella que ofreciera mejor encaje en el gráfico Q-Q (Gnanadesikan, 2011; Wilk & Gnanadesikan, 1968). Los 30 casos analizados se resumen en la tabla 5.4.

Tabla 5-4. Ajustes de la función de distribución a los caudales simulados en las balsas tipo

BALSA TIPO	ALTURA (m)	AJUSTE FUNCIÓN CONTINUA	INT. CONF. MEDIA
BT01	5	WAKEBY	0.257
	7.5	JOHNSON SB	0.760
	10	JOHNSON SB	1.578
BT02	5	WAKEBY	0.383
	7.5	WAKEBY	0.774
	10	WAKEBY	1.436
BT03	5	WAKEBY	0.500
	7.5	GEN. PARETO	0.980
	10	WAKEBY	1.672
BT04	5	WAKEBY	0.581
	7.5	WAKEBY	1.095
	10	WAKEBY	1.868
BT05	5	WAKEBY	0.686
	7.5	WAKEBY	1.326
	10	WAKEBY	2.215
BT06	5	GEN. GAMMA (4P)	0.811
	7.5	DAGUM (4P)	1.484
	10	WAKEBY	2.494
BT07	5	DAGUM	0.909
	7.5	GEN. GAMMA (4P)	1.750
	10	JOHNSON SB	2.598
BT08	5	WAKEBY	1.018
	7.5	ERROR	1.919
	10	JOHNSON SB	2.928
BT09	5	WAKEBY	1.173
	7.5	WAKEBY	2.103
	10	WAKEBY	3.474
BT10	5	ERROR	1.489
	7.5	WAKEBY	2.500
	10	GEN. GAMMA (4P)	3.872

En total se han ajustado: 18 Wakeby, 4 Johnson SB, 3 Gen. Gamma (4P), 2 Error, 1 Gen. Pareto, 1 Dagum, 1 Dagum (4P).

Como es posible observar el 60% de las balsas analizadas se pueden ajustar a una distribución de Wakeby, que fue propuesta por (Houghton, 1977; Houghton, 1978a; Houghton, 1978b) como un modelo probabilístico adecuado para representar los caudales de crecidas máximas diarias o instantáneas en una región, argumentándolo porque se ha demostrado que los valores generados por este modelo tienen un comportamiento análogo al de las series históricas (Matalas, Slack, & Wallis, 1975), porque cuenta con cinco parámetros, lo que le confiere gran flexibilidad para representar muestras que exhiben distinto comportamiento y porque se ha demostrado en cuencas piloto que ciertos parámetros se pueden estimar regionalmente con buena aproximación, superando a lo ofrecido por otros métodos (Cunnane, 1988). Todo ello valida que se pueda utilizar en la estimación de la avenida de diseño, con mejores resultados que otros métodos.

Esta circunstancia, unida a otras distribuciones, como Jonhson SB (Francisco, 2015), especialmente indicadas para el estudio de avenidas, o como Gamma o Dagum (Domma & Condino, 2017), permite validar los resultados obtenidos en este proceso estocástico ya que les reafirma en su categoría de caudales.

Como se avanzó se construyeron diagramas de caja con objeto de analizar la asimetría de los datos, de esta forma se completa el análisis de dichos caudales. En estos diagramas representados en la figura 5.48, se pueden observar tres comportamientos similares, enfocados a las zonas inferior, media y superior de las balsas tipo, las tres primeras balsas, presentan una sensible asimetría de los caudales simulados, mucho más marcada que en las otras dos divisiones. La mediana se aleja de la media, explicándose por cómo afectan a esta última los valores extremos pronosticados, en este caso superiores, de ahí a que muestren sesgo negativo, influenciadas por tanto con esos valores máximos.

Es interesante remarcar como la dispersión de los datos que se observa entre las 3 primeras balsas para alturas de 5.00 m. va disipándose a medida que aumentamos dicha altura.

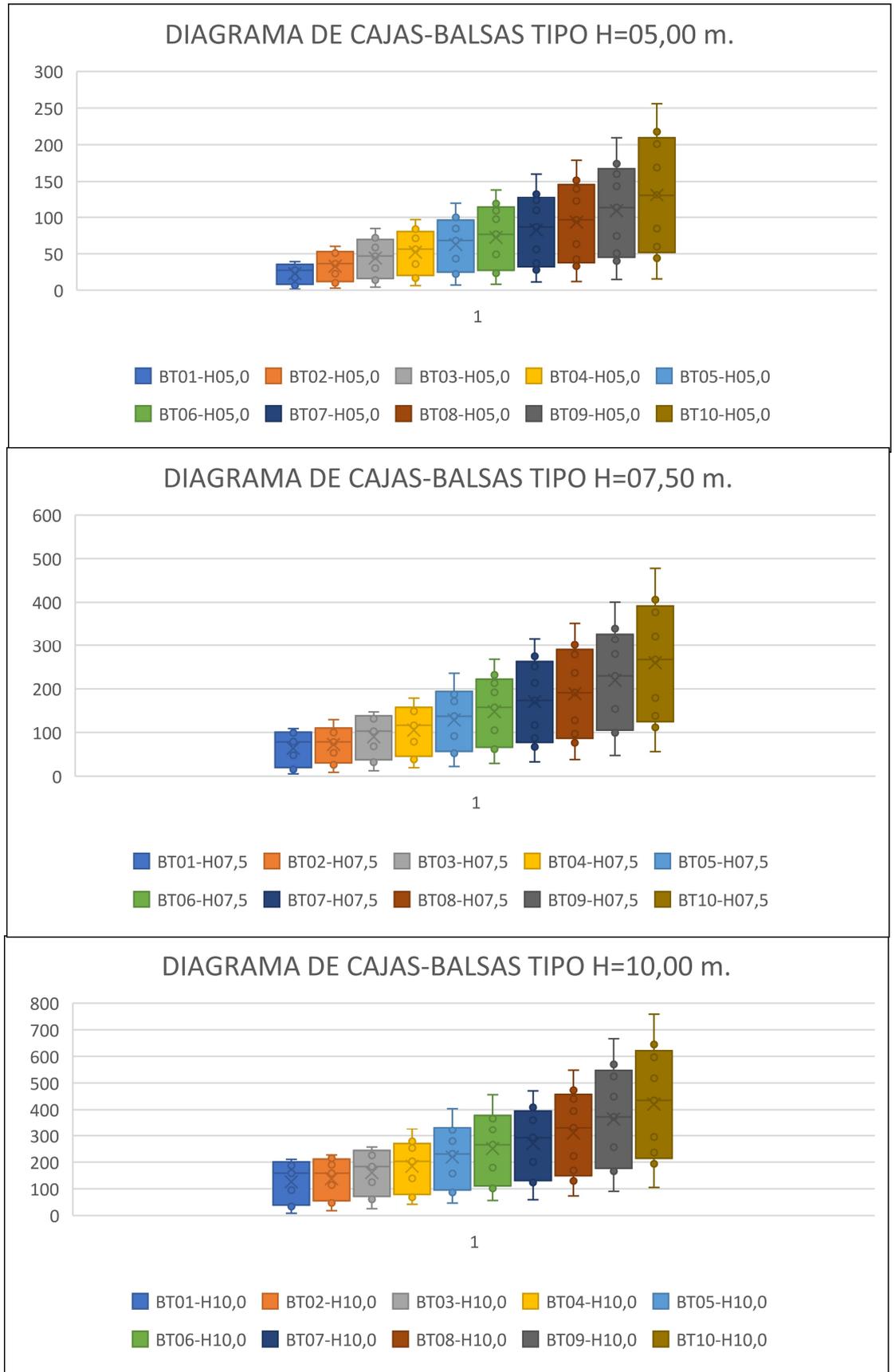


Figura 5-48. Diagramas de caja caudales simulados balsas tipo, para 5, 7.5 y 10 m. de carga.

Respecto al rango superior, las tres balsas grandes, 8, 9 y 10, mantienen la misma tendencia, y por tanto la misma distribución de frecuencias, y dispersión de los datos, salvo el caso aparte nuevamente del escenario con 5.00 m. de altura en donde las medias y medianas tienden a coincidir y la distribución pierde su sesgo negativo. En cualquier caso, en la zona inferior, 1,2 y 3 todas presentan sesgo negativo, siendo relevantes en dichas frecuencias los valores máximos, que arrastran a la distribución, como se ve en la figura 5.49.

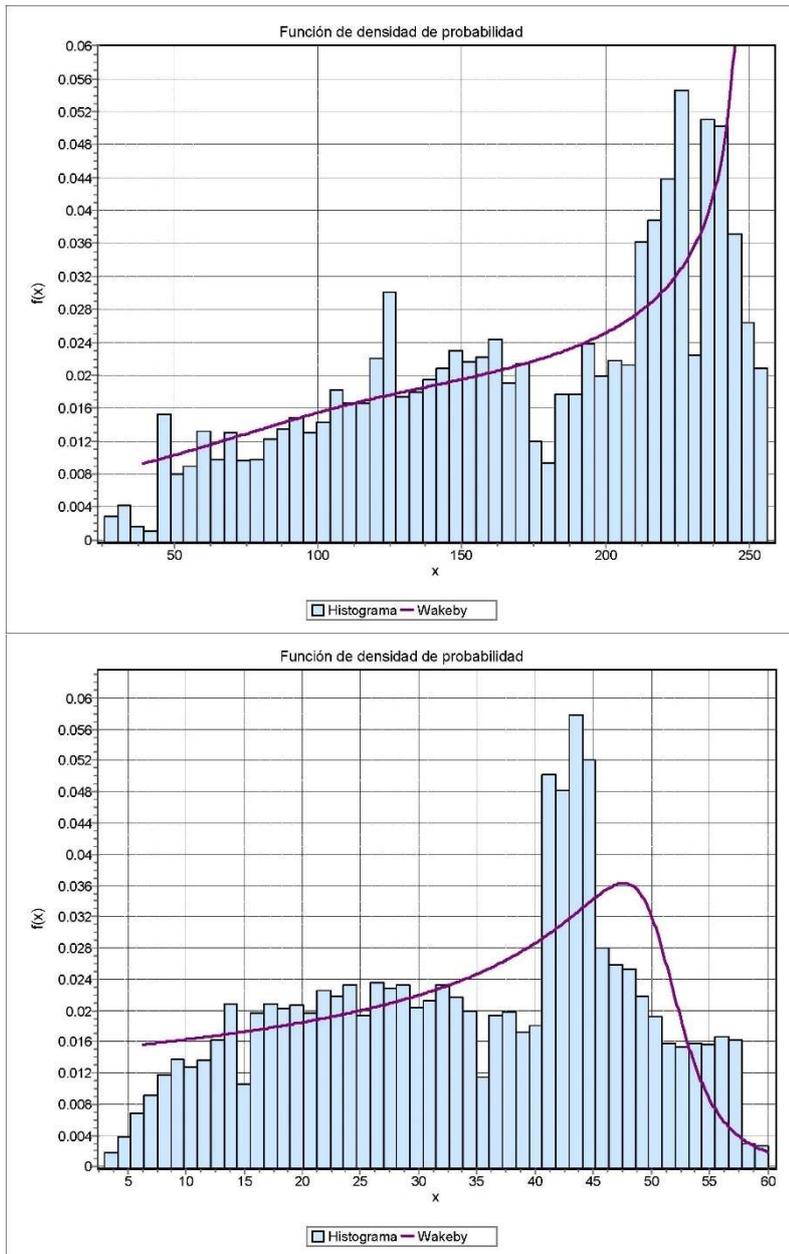


Figura 5-49. Distribución de frecuencias de caudales máximos en la balsa tipo 2, con 5 m y en la balsa 3 con 10 m de altura

Se observa también como a medida que aumentamos la entidad de la balsa, los valores van perdiendo parte de ese sesgo hasta el caso paradigmático de la balsa 8, para 7.50 m de carga de agua, donde la función ajustada llamada “Error de Gauss” es simétrica (Abramowitz & Stegun, 1964), dada la relativa entidad de las frecuencias en valores bajos.

Figura 5-50.
Distribución de frecuencias de caudales máximos en la balsa tipo 8, con 10 m de altura

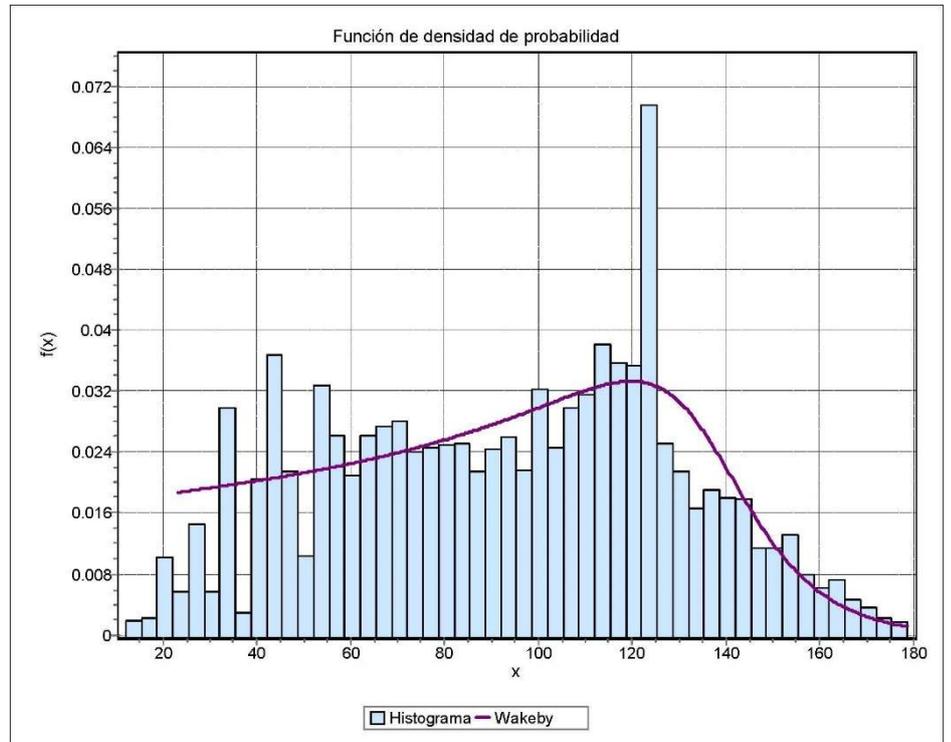
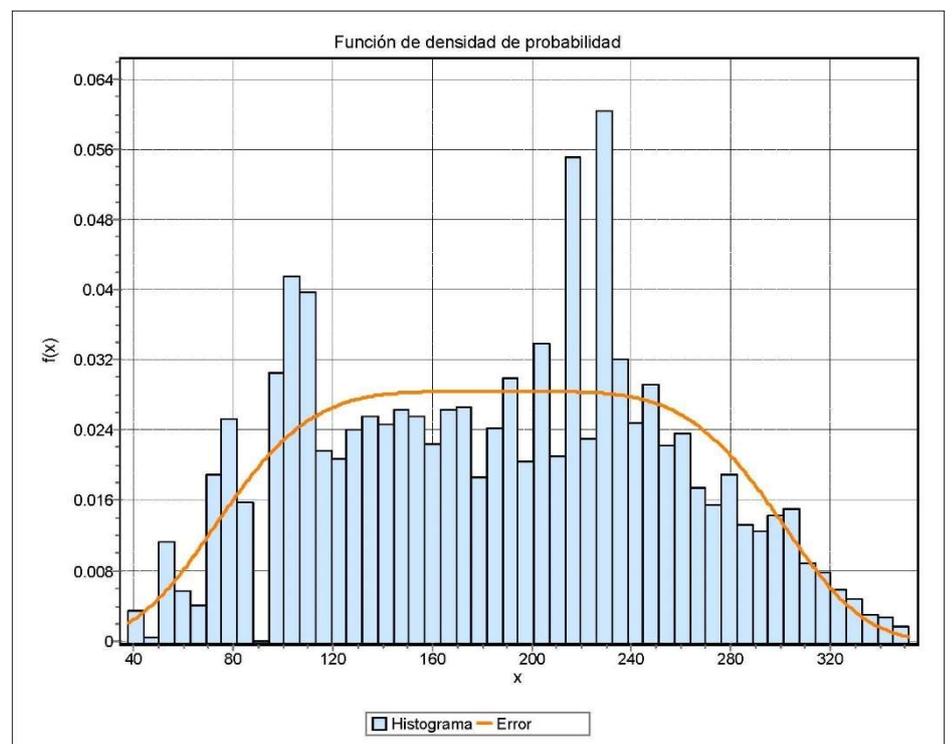


Figura 5-51.
Distribución de frecuencias de caudales máximos en la balsa tipo 8, con 7.50 m de altura



En resumen, podemos ver como las colas van siendo menos relevantes a medida que aumenta la entidad de la balsa y el sesgo de la distribución se va corrigiendo paulatinamente.

5.4 Aplicación a casos reales. Validación de resultados.

Como corolario a este capítulo de discusión de resultados queda por aplicar la metodología propuesta en esta Tesis a casos reales, con objeto de validar los planteamientos realizados hasta este momento.

Los objetivos del análisis son dobles: por un lado, obtener la cartografía de probabilidades de máximas peligrosidades y por otro, analizar la incidencia del buffer en la disminución de la peligrosidad.

Es bajo este enfoque donde se validarán los resultados ofrecidos por las balsas tipo respecto de los resultados ofrecidos por la balsa de Las Porteras. Bajo el paraguas de validación, existen varias propuestas metodológicas que incluyen desde la comprobación y calibración de parámetros de un modelo matemático en base a datos reales, como aquel que permite estudiar comportamientos análogos entre modelos distintos, cuando no existe la posibilidad de acceder a dichos registros. Es bajo este prisma, sobre el que validaremos los resultados.

5.4.1 Cartografía de probabilidades de máximas peligrosidades

Para la implementación de la metodología se han escogido dos entornos geomorfológicos claramente diferenciados, en cuanto a la viabilidad o no, de desarrollar la medida estructural de atenuación del hidrograma de rotura, justo en los instantes inmediatamente posteriores al colapso del dique.

En el epígrafe 5.2, ya se describieron y se marcaron las principales diferencias en relación al mapa de pendientes, donde:

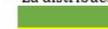
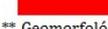
- Balsa de Macias Picavea (Valladolid) presentaba un gradiente altimétrico elevado.
- Balsa de Las Porteras (Ávila) presentaba un gradiente altimétrico suavizado.

En el primer caso, la imposibilidad de adoptar esa zona de atenuación nos conduce a analizar exclusivamente la cartografía propuesta de probabilidades de máxima peligrosidad. Para su desarrollo ha sido necesario cumplimentar los pasos ya descritos y cuyos resultados se compendian en las tablas 5.5 y 5.6, donde se adjunta también el buffer como elemento caracterizador.

Tabla 5-5. Caracterización geométrica de la Balsa Macías Picavea

CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA DE LA Balsa MACÍAS PICAVEA											
SECTOR. Nº BRECHA	COTAS (m)					ALTURAS (m)		VOLÚMENES (m3)			SUP. LÁMINA (m2) As
	COR.	NMN	TALUD EXT. (Hb)	SOLERA Balsa	MOV. INT. Balsa	Hw	H brecha (Hb)	MUERTO	NMM	MOV. (NMN-MUERTO) (Vw)	
1	813.00	812.00	806.50	806.25	806.50	5.50	6.50	7411.30	201623.00	194211.70	41668.83
2	813.00	812.00	806.40	806.25	806.40	5.60	6.60	4506.06	201623.00	197116.94	41668.83
3	813.00	812.00	806.40	806.25	806.40	5.60	6.60	4506.06	201623.00	197116.94	41668.83
4	813.00	812.00	807.50	806.25	807.50	4.50	5.50	37693.68	201623.00	163929.32	41668.83
5	813.00	812.00	808.50	806.25	808.50	3.50	4.50	70212.39	201623.00	131410.61	41668.83
6	813.00	812.00	806.50	806.25	806.50	5.50	6.50	7411.30	201623.00	194211.70	41668.83
7	813.00	812.00	806.70	806.25	806.70	5.30	6.30	13288.87	201623.00	188334.13	41668.83
8	813.00	812.00	807.30	806.25	807.30	4.70	5.70	31458.30	201623.00	170164.70	41668.83
9	813.00	812.00	806.40	806.25	806.40	5.60	6.60	4506.06	201623.00	197116.94	41668.83
SECTOR. Nº BRECHA	Qp estimado por F95	BUFFER PARA n>0.050				PROBABILIDADES*				OBSERVACIONES	
		PENDIENTES %				GEO.**	CAUSAL	TOTAL	CART.**		
		0.00	0.10	0.25	0.50						
1	182.51	95	92	90	92	0.74	0.25	0.19	0.13		
2	187.45	98	95	93	96	0.77	0.25	0.19	0.13		
3	187.45	98	95	93	96	0.77	0.25	0.19	0.13		
4	135.36	66	64	64	65	0.52	0.25	0.13	0.09		
5	92.86	39	38	43	46	0.27	0.25	0.07	0.05		
6	182.51	95	92	90	92	0.74	0.25	0.19	0.13		
7	172.74	89	86	85	86	0.68	0.25	0.17	0.12		
8	144.44	71	69	69	70	0.53	0.25	0.13	0.09		
9	187.45	98	95	93	96	0.77	0.26	0.20	0.14	ALIVIADERO	

* La distribución del ráster de suma de probabilidades contará con una reclasificación atendiendo a este modelo:

	BAJA	P<33%
	MEDIA	33%<P<67%
	ALTA	P>67%

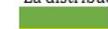
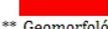
** Geomorfológica

*** Cartografiable

Tabla 5-6. Caracterización geométrica de la Balsa Las Porteras

CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA DE LA Balsa LAS PORTERAS											
SECTOR. Nº BRECHA	COTAS (m)					ALTURAS (m)		VOLÚMENES (m3)			SUP. LÁMINA (m2) As
	COR.	NMN	TALUD EXT. (Hb)	SOLERA Balsa	MOV. INT. Balsa	Hw	H brecha	MUERTO	NMM	MOV. (NMN-MUERTO) (Vw)	
1	880.00	879.00	871.40	872.50	872.60	6.40	8.60	43152.27	397261.00	354108.73	68195.00
2	880.00	879.00	872.60	873.00	873.00	6.00	7.40	59091.63	397261.00	338169.37	68195.00
3	880.00	879.00	876.40	873.00	876.40	2.60	3.60	229804.16	397261.00	167456.84	68195.00
4	880.00	879.00	872.60	871.30	872.60	6.40	7.40	43152.27	397261.00	354108.73	68195.00
SECTOR. Nº BRECHA	Qp estimado por F95	BUFFER PARA n>0.050				PROBABILIDADES*				OBSERVACIONES	
		PENDIENTES %				GEO.**	CAUSAL	TOTAL	CART.**		
		0.00	0.10	0.25	0.50						
1	262.9	144	140	140	153	0.87	0.25	0.22	0.38		
2	239.4	130	126	124	133	0.67	0.25	0.17	0.29		
3	69.0	25	24	32	38	0.05	0.25	0.01	0.02		
4	262.9	144	140	140	153	0.67	0.26	0.17	0.30	ALIVIADERO	

* La distribución del ráster de suma de probabilidades contará con una reclasificación atendiendo a este modelo:

	BAJA	P<33%
	MEDIA	33%<P<67%
	ALTA	P>67%

** Geomorfológica

*** Cartografiable

5. RESULTADOS

Una vez simuladas las roturas, estamos en disposición de representar la envolvente de peligrosidades máximas sobre la que aplicaremos las probabilidades geomorfométricas y causales, para construir la cartografía final de probabilidades de máximas peligrosidades. Los mapas de la figura 5.52 muestran estos dos hitos.

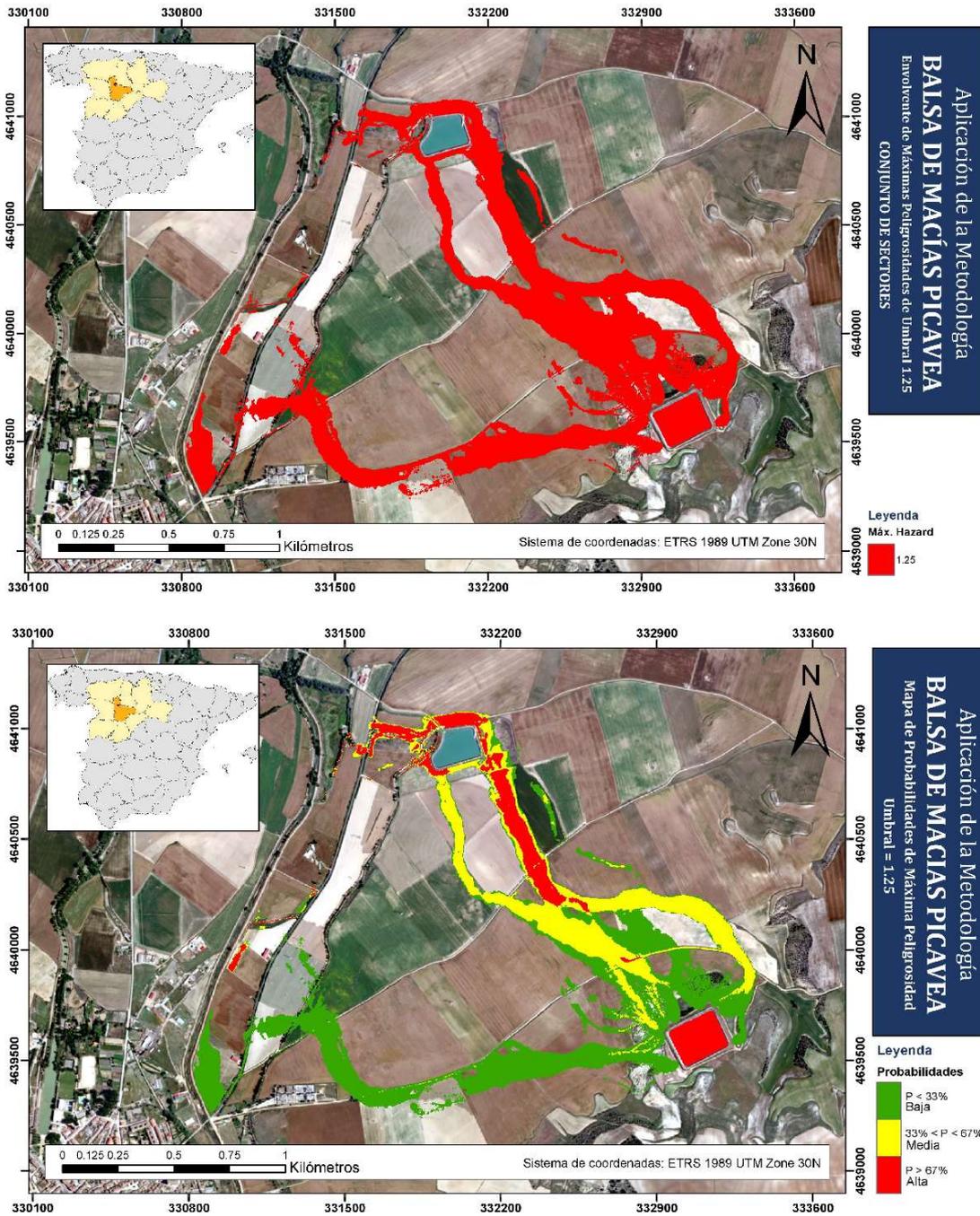


Figura 5-52. Mapas de peligrosidades máximas y de probabilidades de máximas peligrosidades en la balsa de Macias Picavea

Los mapas son reveladores sobre el interés de adoptar esta metodología, al permitir delimitar las incertidumbres propias del proceso de colapso de la balsa. Esta mejora en la información que se suministra, permitirá mejorar las tomas de decisión en cuanto a la ordenación del territorio, y la restricción de usos, y más en zonas periurbanas donde en muchas ocasiones las responsabilidades por parte de las administraciones quedan algo difuminadas.

Se ha considerado oportuno no grabar especialmente ningún umbral de peligrosidad en detrimento de otros, por eso se han distribuido a partes iguales los tres grupos de peligrosidad, al reclasificar el ráster de probabilidades.

En el caso de la balsa de Las Porteras, podemos ver como el comportamiento frente a la peligrosidad máxima, muestra diferencias sensibles respecto a Macías Picavea, cuando comparamos los mapas de probabilidad. Confirma la importancia de la geomorfología del entorno en el desarrollo de la inundabilidad posterior, encontrando en este caso como la peligrosidad máxima se mantiene en los alrededores de la propia balsa, con valores de probabilidad más alta. Se explica fácilmente por el gradiente altimétrico, al generar pendientes muy suaves que retienen parte de la avenida generada en las zonas aledañas a la balsa.

Esta situación es la que justifica la aplicabilidad o no del buffer para atenuar la peligrosidad de la balsa.

En el caso de Macías Picavea, encontramos que las zonas de máxima probabilidad, se producen en morfologías donde la canalización del flujo ya se ha estabilizado aguas abajo de la balsa.

Si observamos la figura 5.53, en este caso en la balsa de Las Porteras, la zona de máxima probabilidad se divide en dos sectores: uno inferior, de forma análoga al caso anterior, cuando se ha canalizado y estabilizado el flujo y otro superior, propio de geomorfologías planas con flujo difuso.

Una vez mostradas las cartografías de probabilidad de máximas peligrosidades, estudiaremos cómo el buffer propuesto, puede mejorar el comportamiento de la balsa, disminuyendo las zonas afectadas por esta peligrosidad máxima.

5. RESULTADOS

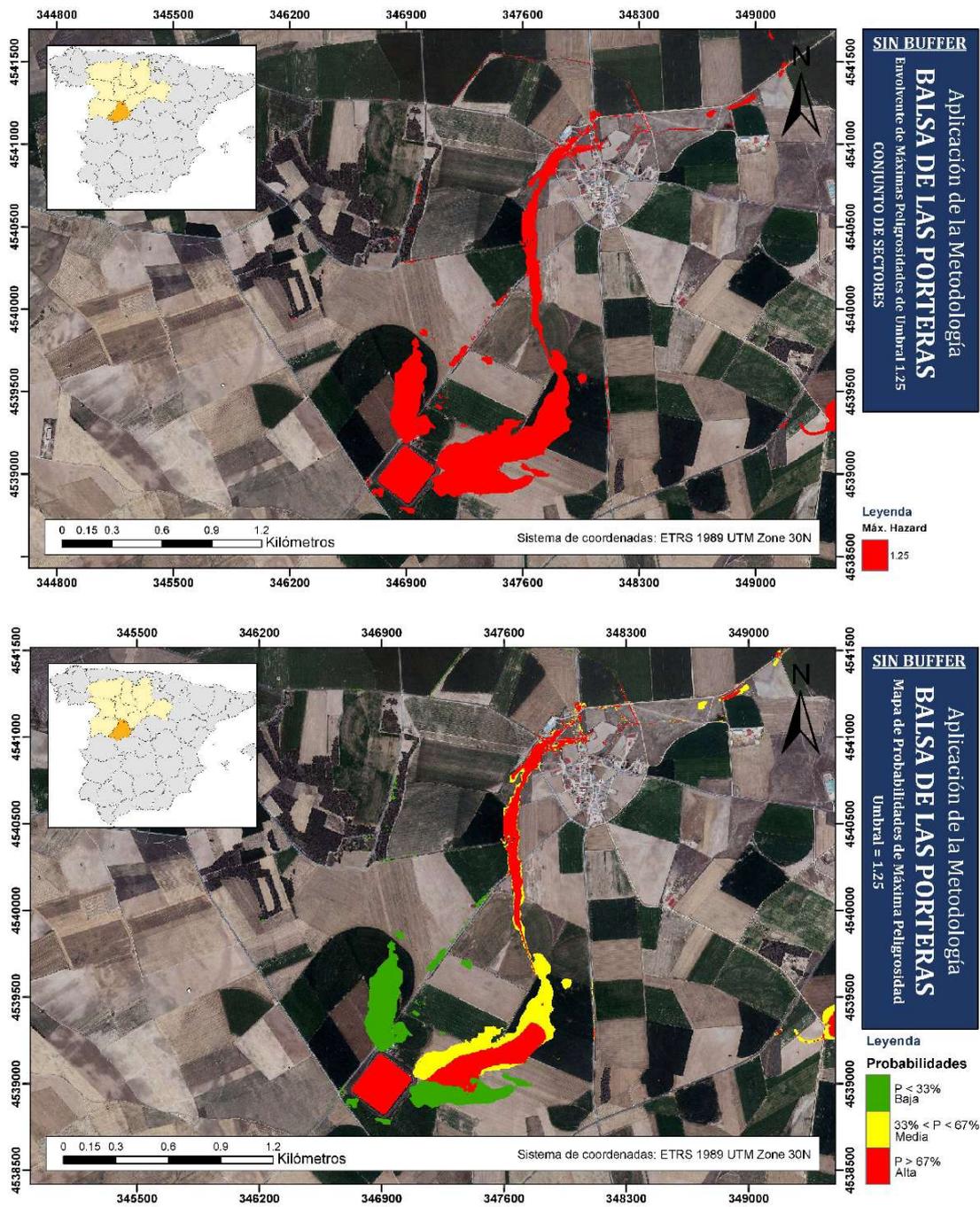


Figura 5-53. Mapas de peligrosidades máximas y de probabilidades de máximas peligrosidades en la balsa de Las Porteras

5.4.2 Análisis del efecto del buffer en el área que ocupa la zona de máxima peligrosidad

En este apartado final se analizará el impacto generado en los resultados de peligrosidad la incorporación del buffer al modelo, cuantificando las variaciones de ocupación de cada área encerrada en las categorías de probabilidad: baja, media y alta.

Por otro lado, para validar las analogías existentes entre las balsas sintéticas y las reales, y establecer correspondencias, se compararán los comportamientos observados en los dos casos, constatando la existencia de semejanzas entre ellas.

Para poder confrontar, es necesario que las características de los entornos cercanos sean similares, es decir, que las pendientes tras el pie de terraplén se equiparen a las utilizadas en la obtención de las leyes del "buffer": 0.00, 0.10, 0.25, 0.50, 0.75 y 1.00 %.

Esto se producirá al aplicar en la balsa real el buffer y analizar hidráulicamente su comportamiento. Para ello se construyó la simulación, modificando el modelo digital del terreno para incorporarle una plataforma de 140 m. de longitud y 0.00% de pendiente, al que se le dotó de una rugosidad de Manning de 0.10.

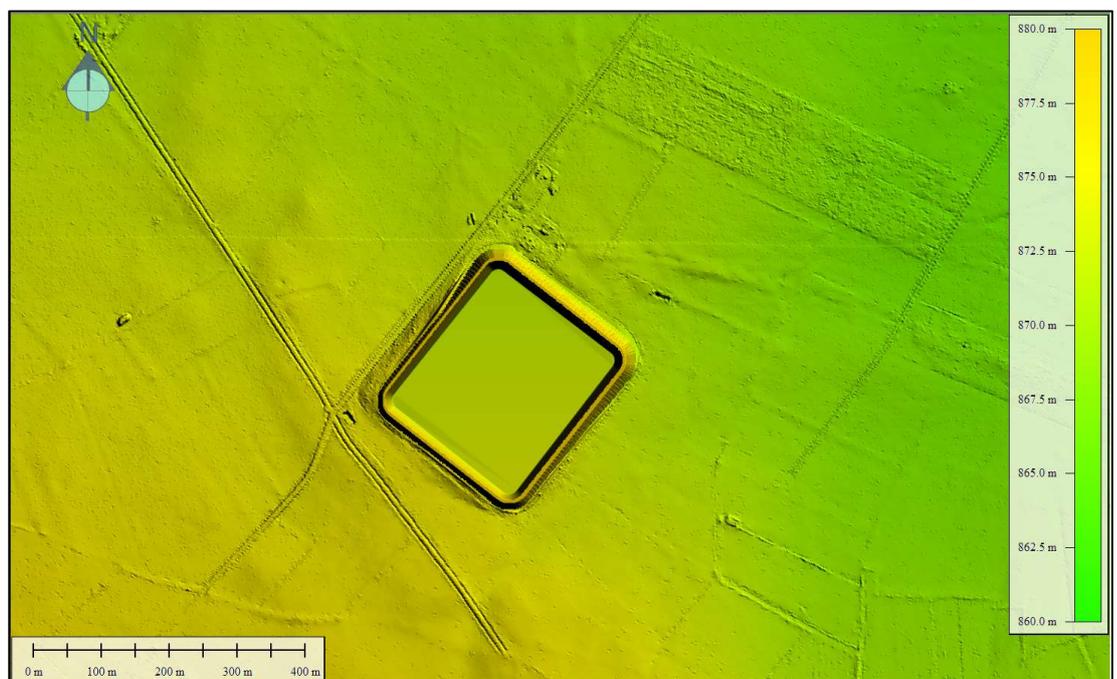


Figura 5-54. Modelo digital del terreno original, con resolución 1x1 sin buffer. Balsa de Las Porteras



Figura 5-55. Modelo digital del terreno original, con resolución 1x1 con buffer. Balsa de Las Porteras

En primer lugar, analizaremos las analogías entre las balsas sintéticas y la real para después pasar a discutir la eficiencia de la medida estructural propuesta.

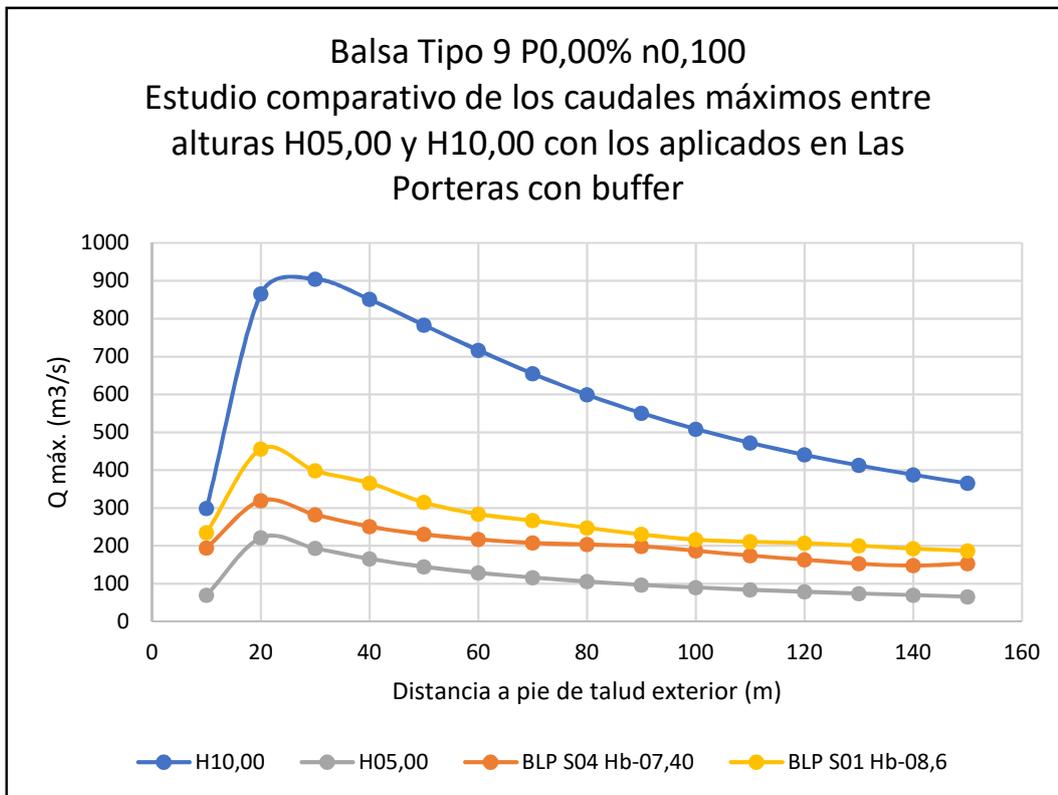


Figura 5-56. Estudio comparativo de los caudales máximos para alturas de agua movilizable de 5.00 y 10.00 m. de la balsa BT09, respecto de los resultados con buffer en la balsa de Las Porteras

La figura 5.56, muestra los resultados ofrecidos por la simulación hidráulica en la Balsa de las Porteras cuando actúa el buffer. En él se representa la evolución del proceso de laminación tras la rotura, al representar el pico del hidrograma a distancias fijas del pie exterior del terraplén del dique. Se observa claramente que su correspondiente en las balsas sintéticas, la BT09, reproduce fielmente el comportamiento de los dos sectores analizables, el 1 y el 4, aquellos situados en la zona de influencia del buffer.

Los modelos provenientes de la BT09, crean una región donde se inscriben los resultados de los dos sectores, con altura movilizable de 7.40 y 8.60 m. Aunque se cumple con la tendencia y forma de la atenuación del hidrograma es cierto que en el caso de la balsa sintética el hidrograma se dispara instantes después del colapso, para una altura de 10 m. Puede explicarse por las circunstancias de desarrollo del modelo hidráulico, que no contemplaba una aplicación del hidrograma de rotura en un ancho de solera equivalente al pronosticado por las ecuaciones, si no en dos elementos predefinidos, de longitud idéntica en todos los modelos, y equivalente a 8.00 m. para facilitar su desarrollo posterior en un tiempo reducido, dado el gran número de simulaciones que implicaba, unas 500 en total.

Esta circunstancia nos aleja de poder comparar valores absolutos, y obliga a concentrarnos en las tendencias, cuando trabajamos con balsas grandes, donde la longitud aplicable de 8.00 m. del hidrograma es cerca del 60% inferior respecto del ancho real estimado de 18.00 m para F08 y BT10 con 10.00 m. de carga movilizable. Por tanto, y observando tendencias, constatamos la total correlación entre los modelos hidráulicos sintéticos y reales.

Para finalizar este epígrafe y concluir esta extensa discusión de resultados, queda por analizar la eficiencia del buffer en la disminución de las zonas de máxima peligrosidad.

Este análisis lo basamos en un estudio comparativo de la evolución de las variables hidráulicas principales: velocidad, calado y caudal a lo largo de dicha plataforma en los dos sectores, con y sin buffer.

Que complementaremos con un estudio de la variación de las áreas afectadas por zona de probabilidad, al trabajar en los dos escenarios: con y sin buffer. Para terminar con la relación de atenuación en función de la distancia a la que nos encontremos de la balsa.

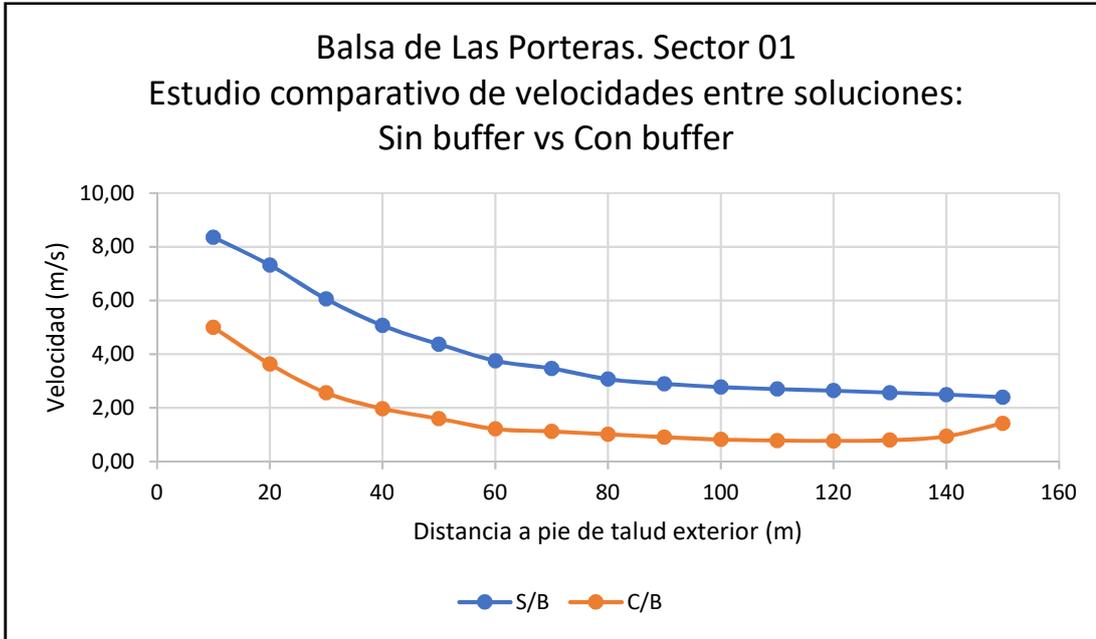


Figura 5-57. Estudio comparativo de velocidades entre soluciones: s/buffer y c/buffer en el sector 01. Balsa de Las Porteras

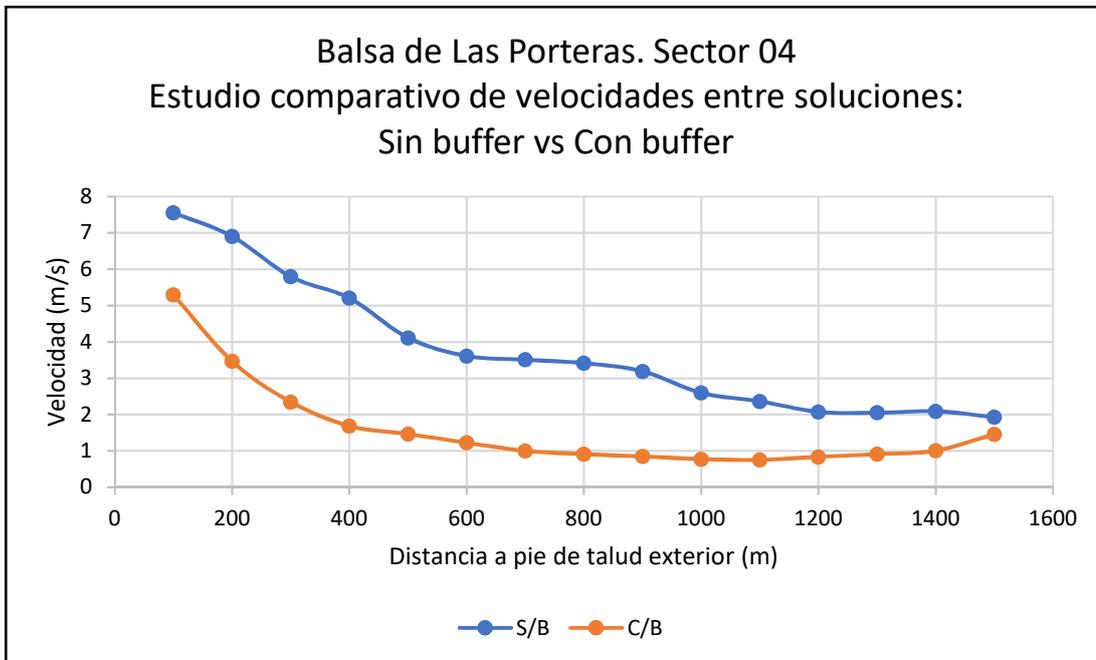


Figura 5-58. Estudio comparativo de velocidades entre soluciones: s/buffer y c/buffer en el sector 04. Balsa de Las Porteras

Las figuras 5.57 y 5.58, muestran la variación de la velocidad hasta una distancia equivalente al buffer propuesto, ofreciendo en los dos casos el resultado esperado, al disminuirla en más de la mitad en los primeros 50.00 m., provocado por la pendiente del 0.00% con la que se ha diseñado la plataforma, tras lo cual convergen las dos funciones al coincidir en el terreno natural.

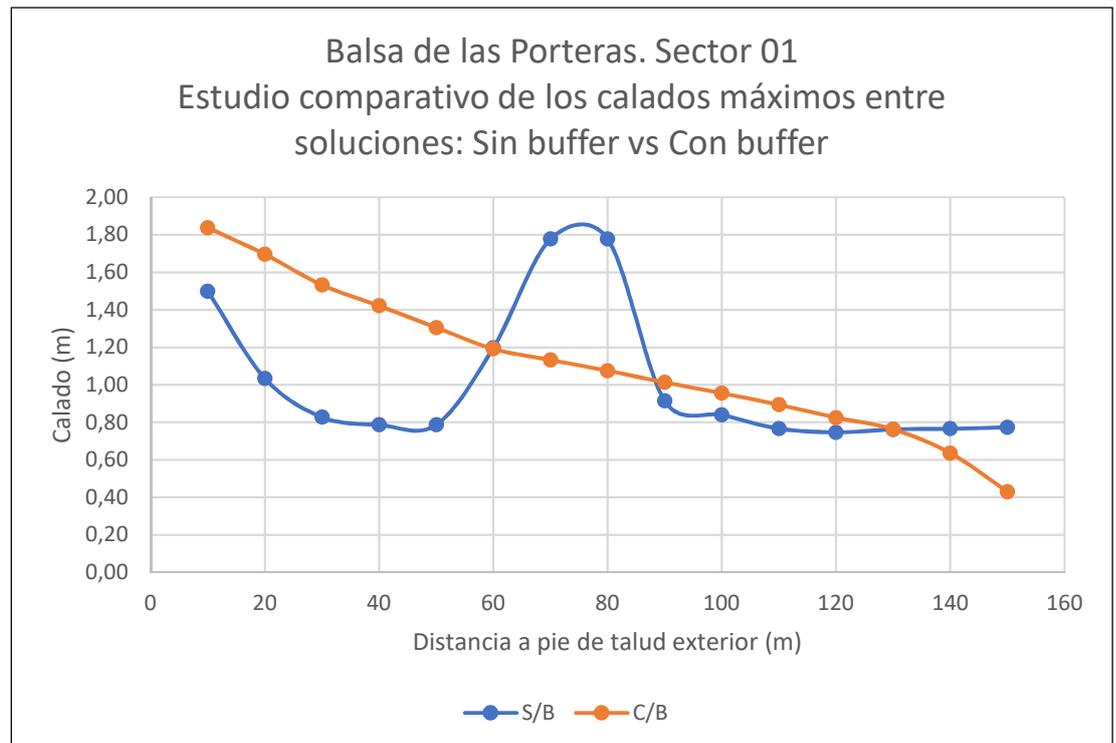


Figura 5-59. Estudio comparativo de calados entre soluciones: s/buffer y c/buffer en el sector 01. Balsa de Las Porteras

En este caso al observar la gráfica de calados en la figura 5.59, se observa la plena correspondencia con los resultados de velocidad, que exigían que los calados derivados fueran significativamente mayores. La “campana” que se reconoce en la evolución de calados sin buffer, corresponde a singularidades del terreno.

En la figura 5.60, la pauta observada es análoga, la variación de calados de la plataforma prácticamente imita los valores del sector 01, dado su parecido comportamiento en rotura. Las variaciones del escenario sin buffer, vuelven a reproducir singularidades del propio terreno.

Por último y para concluir este análisis previo al estudio de la eficiencia del buffer, queda por comparar la evolución de los caudales.

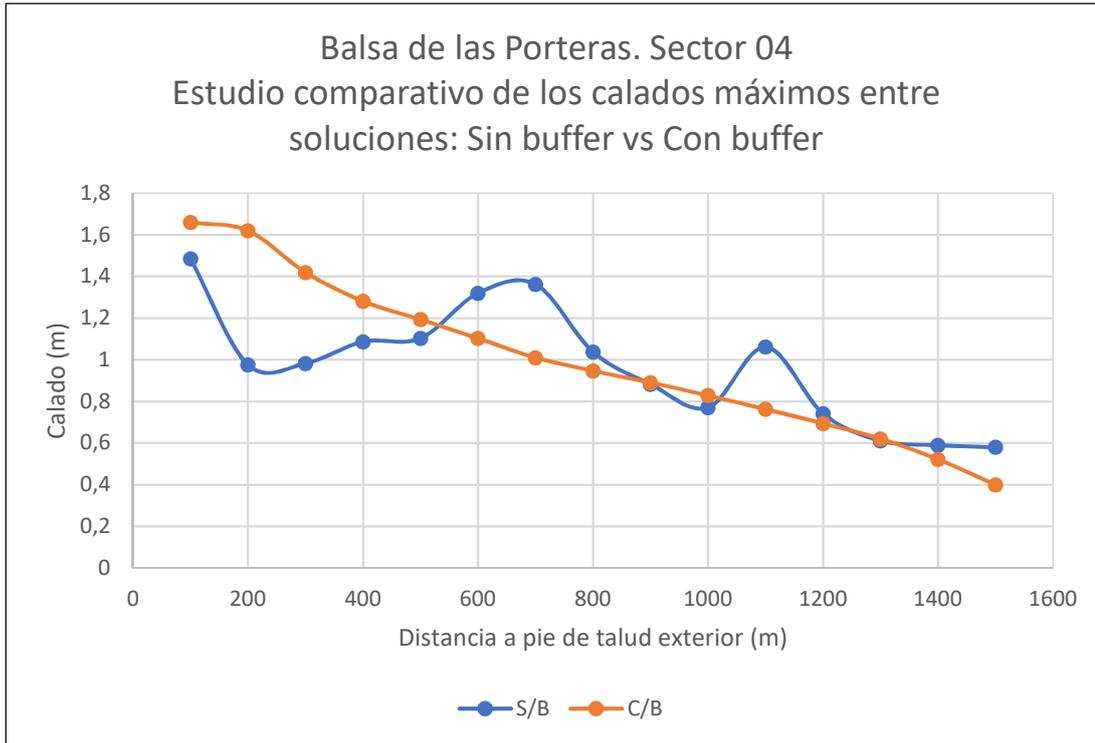


Figura 5-60. Estudio comparativo de calados entre soluciones: s/buffer y c/buffer en el sector 04. Balsa de Las Porteras

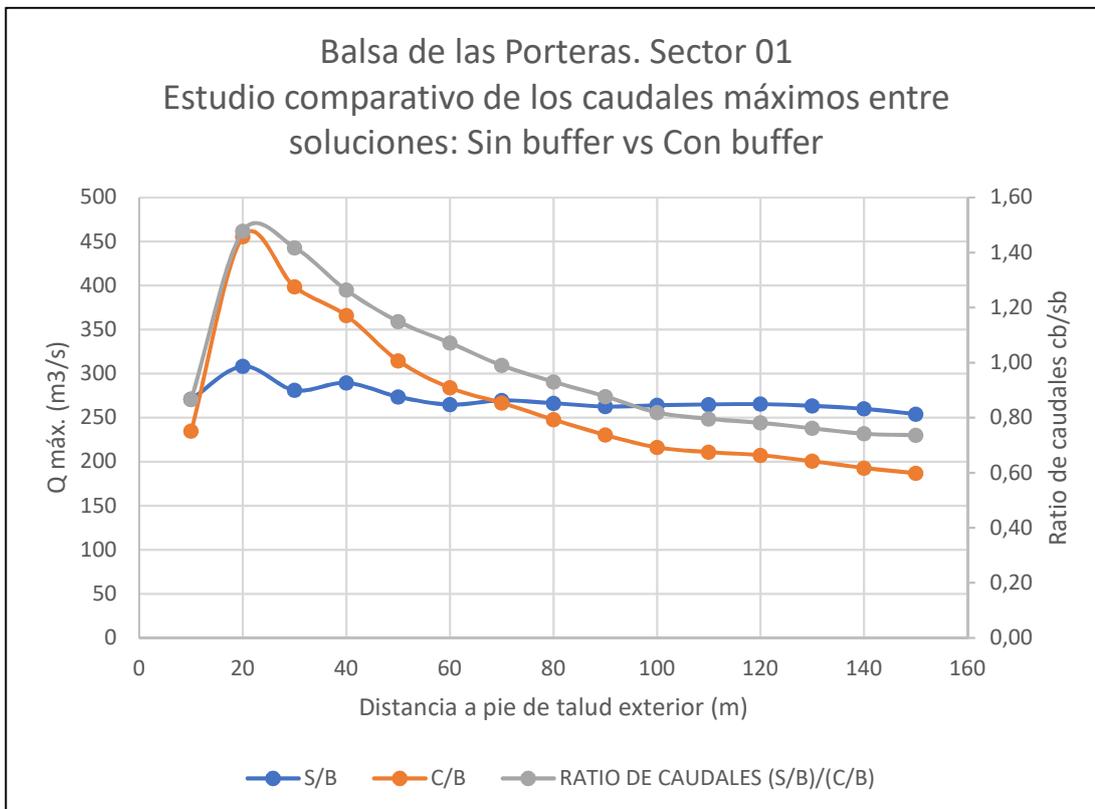


Figura 5-61. Estudio comparativo de caudales máximos entre soluciones: s/buffer y c/buffer en el sector 01. Balsa de Las Porteras

Las figuras 5.61 y 5.62. representan la evolución de los caudales en la plataforma, coincidiendo nuevamente con el comportamiento ya observado y comentado de la figura 5.56. Es interesante además centrarse en la incidencia de las condiciones hidráulicas aguas abajo en el desarrollo del propio hidrograma. Las variaciones sufridas en un entorno no controlado y natural condicionan notablemente la generación y tránsito del hidrograma en los primeros estadios tras el colapso. Se mantiene y se repite el aumento del pico del hidrograma en la sección inmediatamente siguiente al pie del terraplén, a partir del cual la evolución es más errática por estar condicionada por el terreno natural. En el caso del progreso en el buffer se repite lo manifestado en la sección 1, como era de esperar.

La ratio de caudal CB/SB en los dos casos es muy sensible al terreno natural, al presentar variaciones entre lo reflejado para el comportamiento del buffer y el comportamiento sin buffer. En el caso del sector 4, más variable, oscila entre 1.20 y 0.75, y para el caso del sector 1, entre 1.40 y 0.75.

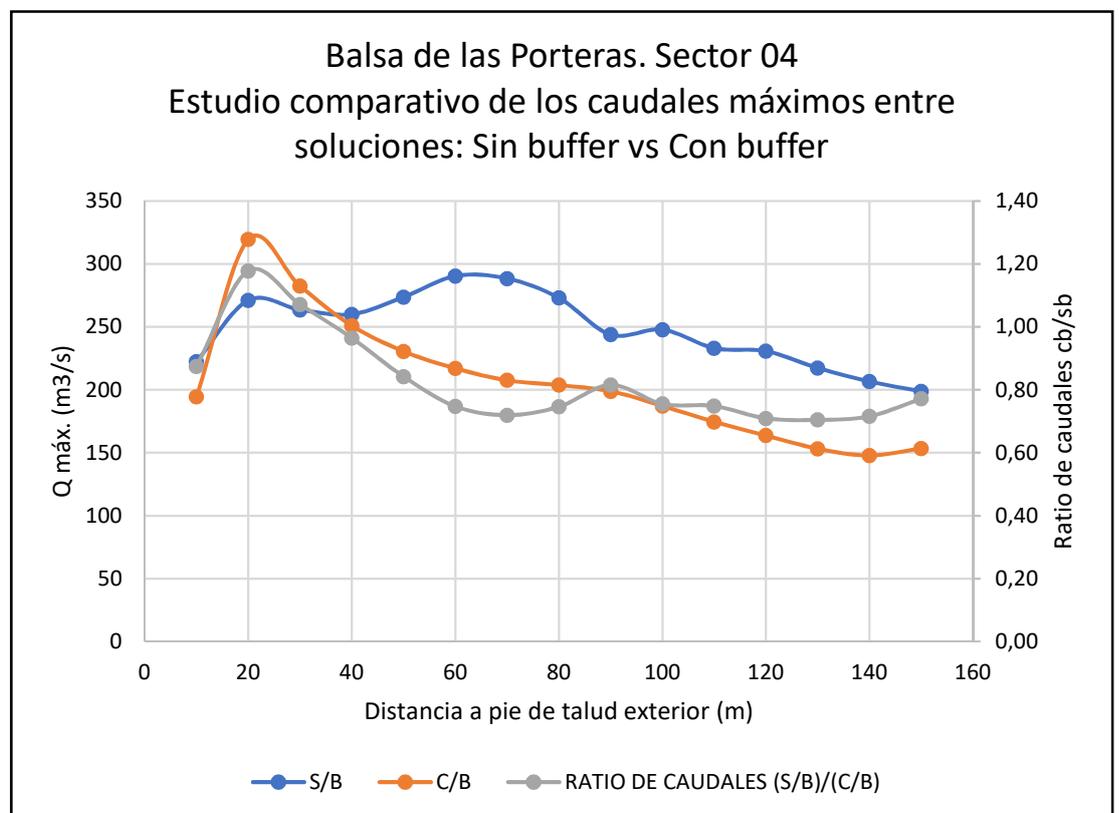


Figura 5-62. Estudio comparativo de caudales máximos entre soluciones: s/buffer y c/buffer en el sector 04. Balsa de Las Porteras

5. RESULTADOS

Este capítulo concluye con el estudio de la variación de las áreas de probabilidad de máxima peligrosidad, inundadas según la clasificación propuesta: baja, media y alta probabilidad de ocupación.

En primer lugar, compararemos los mapas de máxima peligrosidad en los dos escenarios: sin buffer y con buffer, para posteriormente cuantificar las áreas.

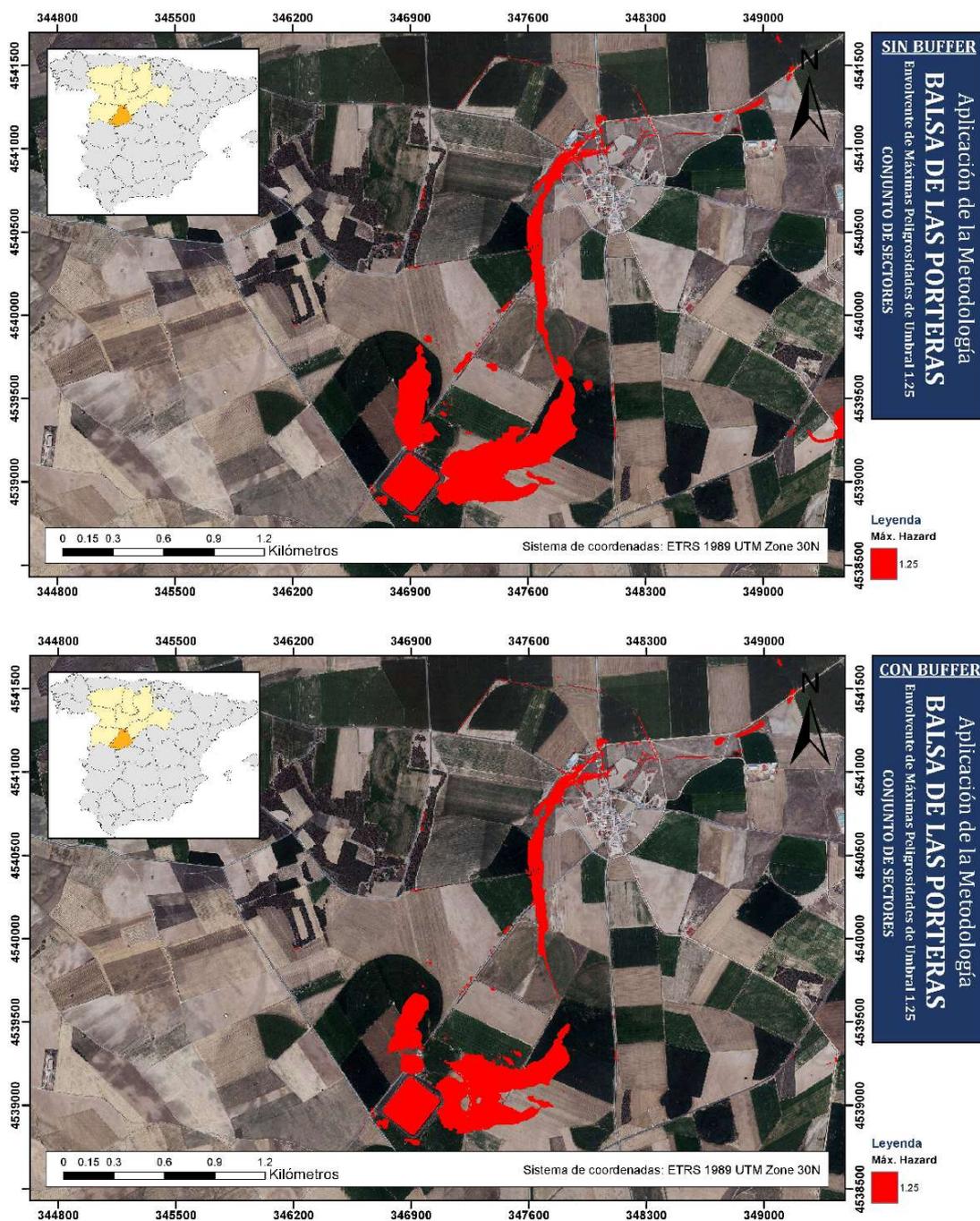


Figura 5-63. Mapas envolventes de máxima peligrosidad para el conjunto de sectores. Umbral=1.25 Balsa de Las Porteras

Un simple análisis visual es suficiente para poner de manifiesto la influencia que esta medida puede provocar en el comportamiento hidráulico del sistema. La disminución del área ocupada es evidente modificando la pauta en el entorno inmediato de la balsa. No obstante, este análisis cualitativo debe refrendarse con uno cuantitativo que permita objetivar dicha variación. El resumen de dicho análisis se concreta en la tabla 5.7.

Tabla 5-7. Comparación de las áreas de ocupación de las zonas de máxima peligrosidad en los escenarios: sin buffer y con buffer. Balsa de Las Porteras

Probabilidad de Máxima Peligrosidad	Área ocupada (m ²) S/B	Área ocupada (m ²) C/B	Reducción por buffer (%)	Diferencia de áreas (m ²)
Baja	181.052	130.206	28.1	50.846
Media	151.097	122.676	18.8	28.421
Alta	145.178	126.460	12.9	18.718
Totales	477.327	379.342	20.5	97.985

Esta tabla confirma el análisis visual, que podemos retomar en la figura 5.64. Concreta en cifras la atenuación que la medida estructural provoca en la inundabilidad. La posibilidad que ofrece el entorno geomorfológico a “sacrificarse” y retener parte del hidrograma se constata en estos valores. En la totalidad del modelo hidráulico, el área ocupada desciende un 20%, que presenta variaciones si lo pormenorizamos entre las tres zonificaciones de probabilidad, oscilando entre el 28% para zonas de baja probabilidad al 13% en zonas de alta. Pero lo más relevante en cuanto a consecuencias tangibles, es la disminución en 100.000 m² del área ocupada, acorde a la generada por la propia plataforma que ronda los 110.000 m².

5. RESULTADOS

Estos valores reafirman el principio de retención del agua en el territorio, por el que generar zonas “fusibles” o “sacrificables” permite aumentar la seguridad en zonas susceptibles de ocupación aguas abajo.

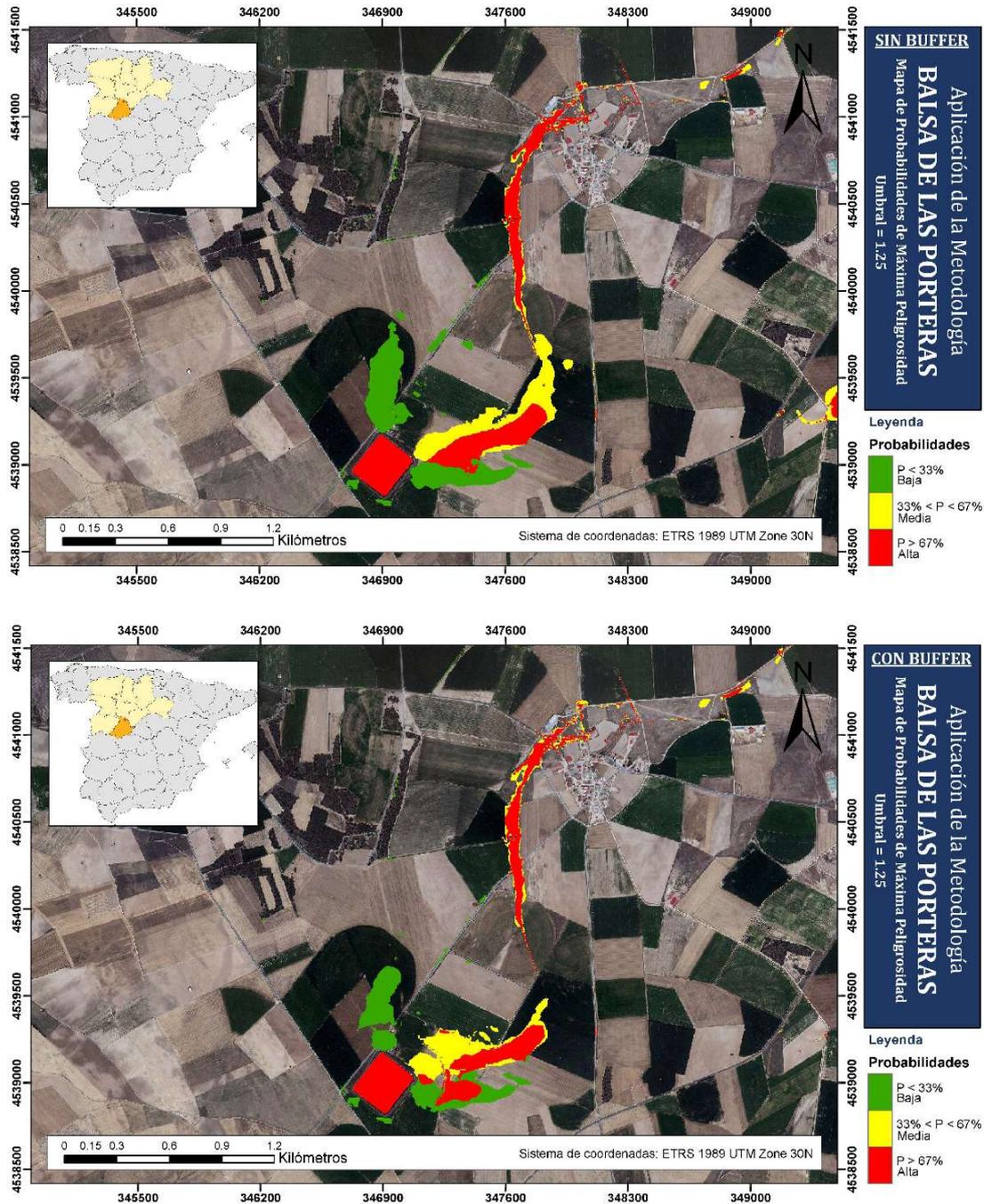


Figura 5-64. Mapas de probabilidades de máximas peligrosidades para el conjunto de sectores. Umbral=1.25 Balsa de Las Porteras

La plataforma ha trabajado acorde a su función, su mínima pendiente y su alto número de Manning, han provocado una contención del hidrograma, amortiguando su energía y laminando el pico de caudal.

Otra de las cuestiones que quedan abiertas, sería comprobar cómo afectaría este planteamiento no solo a zonas de máxima peligrosidad, sino al conjunto de las zonas, también las de media y baja peligrosidad, cuyo comportamiento difiere de las estudiadas hasta ahora, por lo que previsiblemente los rendimientos aumentarían.

Como última conclusión y adoptando el símil de una onda expansiva se ha estudiado la evolución de esa reducción del área de máxima peligrosidad con objeto de delimitar su alcance máximo, a partir de dónde los efectos no sean perceptibles. Los resultados de este estudio se concretan en la figura 5.65. que muestra como a partir de 1 km aguas abajo va aumentando paulatinamente esa reducción para la máxima peligrosidad hasta su estabilización en los 3 km, con el 13%

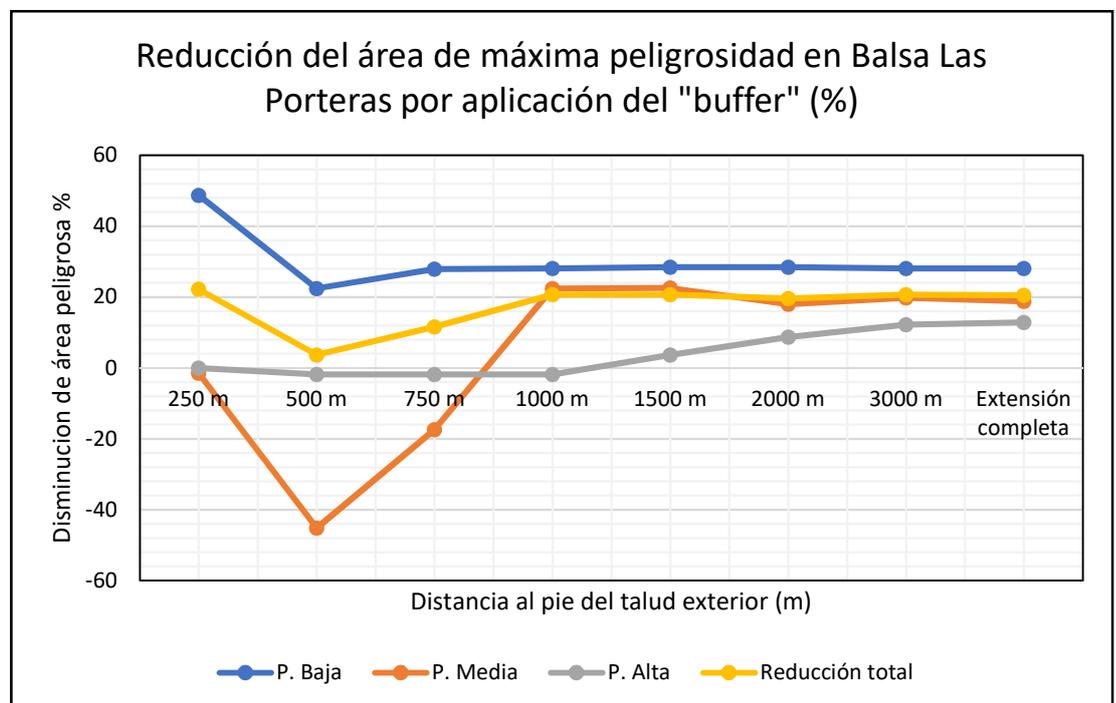


Figura 5-65. Análisis de la reducción del área de Máxima Peligrosidad por aplicación del buffer en función de la distancia al pie de talud exterior de la balsa. Balsa de Las Porteras

(página en blanco)

6 CONCLUSIONES y LINEAS DE TRABAJO FUTURO

En este último capítulo se presentan las conclusiones que tras el análisis de resultados permiten afirmar la consecución de los objetivos propuestos al inicio del trabajo, así mismo y enlazando con éstas se proponen varias líneas de trabajo futuro que mejoren los resultados aquí ofrecidos.

Estas conclusiones se presentan agrupadas manteniendo el mismo esquema metodológico planteado a lo largo de este trabajo, y estructurado en las cinco fases ya descritas.

6.1 Primera Fase

Esta propuesta ha mostrado su efectividad en cuanto que ha permitido caracterizar el funcionamiento hidráulico de las balsas y concretar una nueva fórmula empírica que responde mejor a la realidad reivindicada por los gestores y usuarios de éstas. Sin olvidar su limitación al trabajar con un único modo de fallo y en la situación más desfavorable, al considerar nula la cohesión del material del dique, y por tanto favoreciendo la formación completa de la brecha.

La inexistencia de un inventario que permita conocer la variabilidad de los parámetros geométricos que la caracterizan se ha suplido con la construcción de un grupo de balsas sintéticas que han barrido al completo los campos de trabajo con exigencias normativas. Esto se ha visto corroborado al comprobar que el funcionamiento hidráulico de casos reales se aproxima adecuadamente a las balsas tipo estudiadas.

La falta de información adecuada para la utilización de modelos de simulación específicos en mecánica de suelos, que evaluaran de forma exhaustiva los distintos modos de fallo de la estructura del dique y sus consecuencias ha conducido a la utilización de fórmulas empíricas que dependen exclusivamente de parámetros geométricos. Esto ha permitido abarcar la totalidad de los campos de trabajo anteriores, simplificando el proceso de caracterización y ofreciendo una respuesta adecuada a los requerimientos por parte de la Administración.

Los resultados han mostrado cómo la utilización de las expresiones más extendidas en la literatura científica y con mejores ajustes estadísticos, han puesto de manifiesto la sobreestimación de los caudales generados por la actual fórmula de la “Guía Técnica para la Clasificación de Presas en función del Riesgo Potencial” de 1.996 (Técnica, 1996), que como hemos demostrado es una variante de la de Froehlich de 1.987 (Froehlich, 1987). La asunción de un parámetro como es el Factor de Almacenamiento, conjuntamente con la altura de agua movilizable, que permita caracterizar el riesgo potencial de esa infraestructura, se ha mostrado útil para discriminar los campos de trabajo de cada una de las dos fórmulas seleccionadas para tal fin, la de Froehlich de 2.008 (de Membrillera Ortuño, Manuel G et al., 2005; Froehlich, 2008b) , y la de MacDonald and Landgridge-Monopolis de 1.984 (MacDonald & Langridge-Monopolis, 1984), principalmente en la zona de pequeñas balsas.

6.2 Segunda Fase

La metodología planteada ha permitido justificar objetivamente la ubicación de la brecha hipotética, al sectorizar el dique de cierre siguiendo criterios exclusivamente geomorfológicos, y poniendo de manifiesto la importancia de la cuenca receptora de los caudales generados por este evento extraordinario. Puesto que el riesgo estará asociado a la vulnerabilidad y ésta a la propia conformación del territorio, éste no puede erigirse como mero elemento pasivo, sino que debe intervenir activamente ya que, de esta forma, aumentará su resiliencia frente a este tipo de situaciones. Y es él el que señala con su red de drenaje natural el punto de inicio de la escorrentía artificial provocada por la rotura.

Esa resiliencia se corresponde con la adopción de una medida de carácter estructural que responde a la propia idiosincrasia de esta infraestructura, la posibilidad de laminar caudal con anterioridad a su canalización en la red de

cauces. Esta propuesta denominada “buffer”, entendida como zona de influencia alrededor de la balsa se ha presentado como válida para disminuir la probabilidad de peligrosidades máximas en el territorio vulnerable.

Por otro lado, la viabilidad de esta solución tendente a mejorar la gestión de riesgos de inundación estará asociada a su coste, por lo que se recomienda exclusivamente en morfologías planas (“flat Surface”) que no superen el 1% alrededor de la balsa.

Entre las herramientas de caracterización morfométrica, las que han mostrado mayor interés por su aplicación directa han sido la de pendientes y el orden de cauces.(Ariza-Villaverde et al., 2015)

6.3 Tercera Fase

Esta tercera fase cimienta el marco de trabajo propuesto en la Tesis, ya que es el fundamento de la cartografía de probabilidades final. El análisis estocástico, no abordado hasta este momento en balsas, ha mostrado sus fortalezas y debilidades en cuanto permite determinar las probabilidades de ocurrencia de una brecha, con independencia de su probabilidad causal, asociada al modo de fallo, atendiendo a criterios exclusivamente geométricos, fácilmente obtenibles. La inexistencia de información al respecto, ha conducido a adoptar técnicas como la de Montecarlo para replicar el “experimento” hasta en 5.000 ocasiones, y para cada balsa sintética, utilizando herramientas informáticas de libre distribución.

Las debilidades se concretan en la función de densidad de probabilidades de rotura asociada a la cota del fondo de brecha, que hemos adoptado en la replicación del experimento, y es debido a que la posibilidad de ajustar una función compleja no es posible dada la falta de registros adecuados, por lo que el uso de una función de densidad triangular, deja abierto el camino tanto a investigar y proponer otras nuevas funciones, y sobre todo y primordial, validar los resultados con información veraz de casos reales.

Otra de las conclusiones interesantes asociadas al desarrollo de este análisis, ha sido observar la imposibilidad de ajustar funciones de distribución continuas a los caudales generados, que cumplan con el test de Kolmogorov-Smirnov, probando tanto con el de Anderson-Darling y Chi cuadrado, eligiendo la

propuesta en resultados, basándonos exclusivamente en la zona central de la bisectriz del diagrama Q-Q. La más extendida ha sido la función de distribución continua avanzada de Wakeby.

6.4 Cuarta Fase

Esta fase meramente instrumental ha permitido obtener los resultados que alimentan la cartografía de probabilidades de peligrosidad máxima. Como conclusión en esta fase podemos afirmar que una de las principales cuestiones que será necesario abordar en futuros trabajos es el análisis de la sensibilidad de la simulación al trabajar con discretizaciones distintas del modelo digital de elevaciones. Tanto la naturaleza de la fuente cartográfica de partida, su resolución y su precisión, se han adoptado siguiendo las recomendaciones de la “Guía Metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables” de 2.011, obviando la realidad de que hay zonas en el territorio del Estado que no están cubiertas todavía por el sistema LIDAR, por lo que la fuente y naturaleza de la cartografía base, condicionará y mucho los resultados del modelo hidráulico. Queda abierta por tanto esa línea que marca los límites de utilización de la fuente cartográfica, que indique la resolución mínima y la precisión exigida, si cuando delimitamos la peligrosidad lo hacemos acotando calados entre 0.70 m. y 1.00 m.

6.5 Quinta Fase

Finalmente, en esta quinta fase, podemos concluir afirmando objetivamente la consecución de los objetivos propuestos al inicio del trabajo. La inexistencia hasta este momento de cartografías de probabilidad de peligrosidades máximas, supone una nueva aportación a los gestores del riesgo de inundación y a los responsables de la gestión territorial, para avanzar en la ordenación de usos.

Programas como el LINDE del siglo pasado, donde se daban los primeros pasos para implementar la zonificación del dominio público hidráulico, asociado a escenarios hidrológico extremos de carácter natural, se complementan con esta

aportación, que adoptando el punto de vista indicado tanto por el Real Decreto 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, como por el Real Decreto 903/2010, de 9 de julio, de evaluación y gestión de riesgos de inundación, ordenaban los usos del dominio público según criterios hidrológicos implementados en función del período de retorno de la lluvia de proyecto.

Esta nueva herramienta que se propone mejora el conocimiento de la respuesta del territorio a la existencia de estas infraestructuras, aumentando la información al respecto y permitiendo mejorar la respuesta de las autoridades a situaciones extremas, ayudando a la toma de decisiones.

6.6 Líneas de Investigación Futuras

Sin abandonar el enfoque sistémico que nos ha acompañado a lo largo de la Tesis, los trabajos y líneas de investigación futuras, debieran ir de la mano de dicho planteamiento: avanzar en el conocimiento de los inputs, para mejorar mediante nuevas técnicas de análisis su comprensión, y poder fundamentar nuevos elementos de gestión de riesgos de estas infraestructuras.

Se abordaba al principio del trabajo como el desconocimiento del alcance del “parque” de balsas en nuestro país es un hándicap que debiera resolverse para garantizar una correcta gestión de los riesgos de estas infraestructuras. Por tanto, la falta de conocimiento sobre el número real de balsas existentes sería la primera de las cuestiones sobre las que trabajar, avanzando en los estudios ya emprendidos por algunas comunidades autónomas, como Andalucía, Murcia, Valencia y Castilla y León, aunque con objetivos y metodologías muy dispares. Por lo que sería de interés que se abordara de forma sistemática con idéntico planteamiento en todo el territorio estatal su registro, que, aunque preceptivo normativamente hablando inexistente a la hora de la verdad. Este conocimiento, permitiría caracterizarlas fehacientemente, validando los resultados que mediante técnicas geomáticas pudieran obtenerse con los datos de campo necesarios, y con entrevistas a las comunidades de usuarios. Abundando en esta cuestión, sería también relevante que en dicha base de datos se indicaran los

entornos de vulnerabilidad de la propia balsa dado que, sin ellos, el riesgo no existe, redundando es su mejor gestión, tal y como hemos avanzado a lo largo del texto.

Siguiendo bajo esta línea, y esta vez, situando el foco en los casos registrados de fallo, la construcción de una base de datos “conexa”, centralizada y de libre acceso, permitiría avanzar en el conocimiento de los modos de fallo, pudiendo acotar las incertidumbres asociadas a la probabilidad causal de dichos modos.

Una vez realizado el diagnóstico de la situación preoperacional, bajo esta doble óptica, que debiera alcanzar a la caracterización básica del “parque” de balsas: ficha técnica y definición de la zona de vulnerabilidad, se estaría en disposición de avanzar en el siguiente de los ítems de mayor relevancia sobre el que se ha cimentado este trabajo. Ha quedado de manifiesto a lo largo del texto como la mayor fuente de incertidumbre es la definición correcta de la propia brecha, como elemento a su vez caracterizador de la balsa, puesto que es el punto de partida sobre el que se fundamenta todo el desarrollo posterior. En este trabajo y con la idea de la accesibilidad de la información se ha estudiado exclusivamente una de las tres técnicas de caracterización de esa brecha: la fórmula empírica, frente a las paramétricas o basadas físicamente. De ahí que la segunda línea de estudio, que en la actualidad se está llevando a cabo a nivel experimental, sería la obtención de leyes de comportamiento frente al colapso de diques que volvieran a incidir sobre la disminución de la incertidumbre que se arrastra en todo el proceso metodológico, permitiendo converger a las tres técnicas.

Llegados al siguiente capítulo, el asociado a la zonificación, las líneas de trabajo que quedan abiertas son múltiples. En primer lugar, sería necesario actuar sobre la naturaleza de la fuente cartográfica, en este trabajo solo se ha trabajado sobre la cartografía LIDAR existente, manteniendo la idea de accesibilidad de la información. Se ha presupuesto una resolución determinada tanto en la fase de sectorización como en la de simulación hidráulica, trabajando con modelos digitales de elevación de 1x1 m. de resolución y precisión, la ofrecida por el método, que no supera los 25 cm. en cota, suficiente para nuestra casuística, pero sería relevante estudiar la posibilidad de trabajar con otras fuentes cartográficas,

resoluciones y precisiones distintas que permitieran establecer fehacientemente unos mínimos necesarios, para que los resultados no difirieran notablemente, y que la zonificación final de carácter probabilístico fruto de esta metodología no sufriera cambios, de esta manera se concretarían los parámetros que debieran caracterizar la cartografía base de estos estudios, cuando el LIDAR no es viable, por su inexistencia.

En la propuesta de caracterización de la balsa solo se ha considerado su potencialidad frente al colapso, en términos geométricos. Las múltiples dimensiones a contemplar, permiten abrir un amplio margen a la investigación, sobre todo aquella que hace referencia al comportamiento de las láminas de impermeabilización que recubren el interior de la balsa, y para ello la toma de datos con técnicas geomáticas abre un campo muy extenso, en la caracterización de dichas pantallas, por ejemplo con la utilización y sincronización de dos sistemas integrales de toma de datos: un sistema aéreo robotizado (SAR) y un sistema topográfico terrestre (STT): el primero realizado con una plataforma aérea de bajo coste multi-rotor del tipo drone que integrará sensores de posicionamiento (GNSS) y navegación (INS) de precisión, junto con cámaras multiespectrales (490-800 nm) y térmicas (750-1300 nm) y el segundo, cuya finalidad sea la de obtener la geometría detallada (nube de puntos) de la planta, geo-referenciada en un sistema de coordenadas local (ETR) y/o global (GNSS) y que incorporará como valor adicional la intensidad láser en el espectro infrarrojo. Esta propuesta con un claro enfoque experimental, que permitiera validar la metodología, se complementaría con la introducción de dos sistemas de escaneo láser que trabajaran en el espectro visible verde (534 nm) e infrarrojo cercano (905 nm) con el fin de deparar imágenes multiespectrales desde tierra, para una vez analizadas y procesadas, obtener datos sobre el estado de las pantallas de impermeabilización, por su incidencia en los modos de fallo por filtración y tubificación.

La información así obtenida, debiera testearse, entrando en el campo de la ingeniería de materiales, con lo que se generarían nuevas líneas de investigación transversal, tomando muestras de la propia pantalla, para su análisis posterior

en laboratorio, que permitiera avanzar en el conocimiento de los fenómenos de degradación de los distintos materiales utilizados a tal fin.

En la parte relativa a análisis estocástico sería necesario realizar una validación de diferentes metodologías para comprobar la sensibilidad del resultado atendiendo al procedimiento seguido. Las redes bayesianas se están explorando como una técnica robusta para la fundamentación de sistemas de apoyo a la decisión, objetivo último del proceso emprendido con esta Tesis. Siguiendo en esta temática, habría que analizar cómo la selección de la función de densidad de probabilidades de la cota de fondo de brecha condiciona los resultados del método, no hay que olvidar que la que ha sido adoptada en este trabajo, la triangular, precisamente por ese carácter subjetivo que encierra en la adopción de la moda, se conoce por la de “falta de precisión o información”. De ahí la importancia de conseguir una correcta base de datos de roturas que permita disminuir la incertidumbre asociada a su selección.

En el análisis de escenarios, se podría plantear otra nueva línea que analizara la relevancia de adoptar escenarios hidrológicos, en infraestructuras exentas de cuenca vertiente, salvo el área ocupada en su desarrollo, irrelevante para la mayor parte del “parque” de balsas existentes. En esta línea se podría avanzar en cuales deben ser los límites de dicha superficie cuando no exista cuenca alimentadora. De esta forma se adecuarían los requisitos normativos asociados a los planes de emergencia de balsas atendiendo a la importancia de la propia balsa, referenciándolo a su factor de almacenamiento y altura.

No hay que olvidar la vulnerabilidad. En todo el trabajo se ha estudiado exclusivamente la peligrosidad, pero la mera existencia conceptual del riesgo exige el otro miembro de la ecuación. Si queremos establecer una cartografía de riesgos potenciales contemplados de manera global, sería necesario avanzar en la variabilidad de la vulnerabilidad del territorio, que provoca cambios sustanciales en la respuesta ofrecida al mismo “evento peligroso”, por lo que esta cuestión debería ser tratada para analizar la sensibilidad del hecho clasificatorio a la evolución del entorno vulnerable.

Finalmente, y en relación a la obtención del producto final, la cartografía de probabilidades de peligrosidad, se podría trabajar en una doble línea de investigación: aquella que permitiera su automatización vía software, aprovechando las herramientas de análisis de libre distribución o licencia GNU, implementada directamente en software de simulación hidráulica, y aquella, mucho más ambiciosa, que contemplara la construcción de un sistema

El objetivo último de todo este planteamiento sería la construcción de un sistema experto de apoyo a la decisión, que contemplando variables hidráulicas y geotécnicas determinara la susceptibilidad de esa infraestructura a sufrir posibles potenciales daños.

(página en blanco)

REFERENCIAS

1. Abaurrea, J., & Cebrian, A. C. (2003). Fiabilidad y análisis de supervivencia.
2. Aboelata, M., & Bowles, D. S. (2008). LIFESim: A tool for estimating and reducing life-loss resulting from dam and levee failures. *Proceedings of the Association of State Dam Safety Officials "Dam Safety,*
3. Abramowitz, M., & Stegun, I. A. (1964). *Handbook of mathematical functions: With formulas, graphs, and mathematical tables* Courier Corporation.
4. Ahmadisharaf, E. (2016). *A Coupled Probabilistic Hydrologic/Hydraulic Modeling Framework to Investigate the Impacts of Hydrograph Uncertainty on Flood Consequences,*
5. Ahmadisharaf, E., Kalyanapu, A. J., & Chung, E. (2016). Spatial probabilistic multi-criteria decision making for assessment of flood management alternatives. *Journal of Hydrology, 533,* 365-378.
6. Ahmadisharaf, E., Kalyanapu, A. J., Thames, B. A., & Lillywhite, J. (2016). A probabilistic framework for comparison of dam breach parameters and outflow hydrograph generated by different empirical prediction methods. *Environmental Modelling & Software, 86,* 248-263.
7. Anderson, E. S., Thompson, J. A., Crouse, D. A., & Austin, R. E. (2006). Horizontal resolution and data density effects on remotely sensed LIDAR-based DEM. *Geoderma, 132(3),* 406-415.
8. Anderson, T. W., & Darling, D. A. (1954). A test of goodness of fit. *Journal of the American Statistical Association, 49(268),* 765-769.

9. Apel, H., Thielen, A. H., Merz, B., & Blöschl, G. (2006). A probabilistic modelling system for assessing flood risks. *Natural Hazards*, 38(1), 79-100.
10. Ariza-Villaverde, A., Jiménez-Hornero, F., & de Ravé, E. G. (2015). Influence of DEM resolution on drainage network extraction: A multifractal analysis. *Geomorphology*, 241, 243-254.
11. Aronica, G. T., Candela, A., Fabio, P., & Santoro, M. (2012). Estimation of flood inundation probabilities using global hazard indexes based on hydrodynamic variables. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 42, 119-129.
12. Atallah, T. A. (2002). A review on dams and breach parameters estimation.
13. Baecher, G., Brubaker, K., Galloway, G., & Link, L. (2011). Review and evaluation of the national dam safety program.
14. Baecher, G. B., Paté, M. E., & De Neufville, R. (1980). Risk of dam failure in benefit-cost analysis. *Water Resources Research*, 16(3), 449-456.
15. Baroni, G., & Tarantola, S. (2014). A general probabilistic framework for uncertainty and global sensitivity analysis of deterministic models: A hydrological case study. *Environmental Modelling & Software*, 51, 26-34.
16. Beaulieu, J. J., & Miron, J. A. (1993). Seasonal unit roots in aggregate US data. *Journal of Econometrics*, 55(1-2), 305-328.
17. Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., . . . Coll, A. (2014). Iber: Herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional De Métodos Numéricos Para Cálculo Y Diseño En Ingeniería*, 30(1), 1-10.
18. Bowles, D. S. (2007). Tolerable risk for dams: How safe is safe enough. *Proceedings of the 2007 USSD Annual Lecture, Philadelphia, Pennsylvania*,
19. Bowles, D. S., Xu, Y., Ehasz, J. L., Briaud, J., & Ey, J. C. (2014). Obtaining reasonable breach hydrographs based on breach parameter estimates from regression methods.
20. Brodie, I. M. (2013). Rational monte carlo method for flood frequency analysis in urban catchments. *Journal of Hydrology*, 486, 306-314.
21. Bronstert, A. (2004). Rainfall-runoff modelling for assessing impacts of climate and land-use change. *Hydrological Processes*, 18(3), 567-570.

-
22. Cano, I. M. Impacto del algoritmo d en la extracción automática de redes de drenaje a partir de mode-los digitales de elevaciones.
 23. Chang, S. E. (2014). Infrastructure resilience to disasters. *The Bridge*, 44(3)
 24. Chauhan, S. S., & Bowles, D. S. (2004). Dam safety risk assessment with uncertainty analysis. *Ancold Bulletin*, , 73-88.
 25. Cheng, S. (1993). Statistics of dam failure. *Reliability and Uncertainty Analysis in Hydraulic Design*. ASCE, New York, , 97-105.
 26. Cristofano, E. A. (1973). *Method of computing erosion rate for failure of earthfill dams* US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Engineering and Research Center.
 27. Cunnane, C. (1988). Methods and merits of regional flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 100(1-3), 269-290.
 28. de Matauco, Askoa Ibisate González. (2004). Análisis morfométrico de la cuenca y de la red de drenaje del río zadorra y sus afluentes aplicado a la peligrosidad de crecidas. *Boletín De La AGEN* ^o, 38, 311-329.
 29. de Membrillera Ortuño, Manuel G, Bueno, I. E., Pérez, J. G., & García, L. A. (2005). Aplicación del análisis de riesgos a la seguridad de presas.
 30. de MOEL, H., & Aerts, J. (2011). Effect of uncertainty in land use, damage models and inundation depth on flood damage estimates. *Natural Hazards*, 58(1), 407-425.
 31. Dewey, R. L., & Gillette, D. R. (1993). Prediction of embankment dam breaching for hazard assessment. Paper presented at the *Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation*, 131-144.
 32. Di Baldassarre, G., Schumann, G., Bates, P. D., Freer, J. E., & Beven, K. J. (2010). Flood-plain mapping: A critical discussion of deterministic and probabilistic approaches. *Hydrological Sciences Journal–Journal Des Sciences Hydrologiques*, 55(3), 364-376.
 33. Di Baldassarre, G., & Uhlenbrook, S. (2012). Is the current flood of data enough? A treatise on research needs for the improvement of flood modelling. *Hydrological Processes*, 26(1), 153-158.
 34. Díaz-Emparanza, I. (1995). Selección del número de replicaciones en un estudio de simulación. *Estadística Española*, 37(140), 497-509.

35. Díaz-Emparanza, I. (2002). Is a small monte carlo analysis a good analysis? *Statistical Papers*, 43(4), 567-577.
36. Dickey, D. A., & Fuller, W. A. (1979). Distribution of the estimators for autoregressive time series with a unit root. *Journal of the American Statistical Association*, 74(366a), 427-431.
37. Dickey, D. A., & Fuller, W. A. (1981). Likelihood ratio statistics for autoregressive time series with a unit root. *Econometrica: Journal of the Econometric Society*, , 1057-1072.
38. Dickey, D. A., Hasza, D. P., & Fuller, W. A. (1984). Testing for unit roots in seasonal time series. *Journal of the American Statistical Association*, 79(386), 355-367.
39. Domma, F., & Condino, F. (2017). Use of the beta-dagum and beta-singh-maddala distributions for modeling hydrologic data. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 31(3), 799-813.
40. Ertas, C., Akkol, B., Coskun, C., Uysal, G., Sorman, A., & Sensoy, A. (2016). Evaluation of probabilistic streamflow forecasts based on EPS for a mountainous basin in turkey. *Procedia Engineering*, 154, 490-497.
41. Escuder-Bueno, I., Matheu, E., Altarejos-García, L., & Castillo-Rodríguez, J. T. (2011). *Risk analysis, dam safety, dam security and critical infrastructure management* CRC Press.
42. Evans, I. S. (1972). General geomorphometry, derivatives of altitude, and descriptive statistics. *Spatial Analysis in Geomorphology*, , 17-90.
43. Evans, I. S. (2012). Geomorphometry and landform mapping: What is a landform? *Geomorphology*, 137(1), 94-106.
44. Felicísimo, Á M. (1994). *Modelos digitales del terreno* Pentalfa Oviedo.
45. Fell, R., Bowles, D. S., Anderson, L. R., & Bell, G. (2000). The status of methods for estimation of the probability of failure of dams for use in quantitative risk assessment. Paper presented at the *Transactions of the International Congress on Large Dams*, , 1 213-236.
46. Fell, R., & Fry, J. (2007). The state of the art of assessing the likelihood of internal erosion of embankment dams, water retaining structures and their foundations. *Internal Erosion of Dams and their Foundations*, Robin Fell & Jean-Jacques Fry–editors, Taylor & Francis,

47. Finster, M. P. (1987). An analysis of five simulation methods for determining the number of replications in a complex monte carlo study. *Statistics & Probability Letters*, 5(5), 353-360.
48. Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000a). A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 1025-1061.
49. Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000b). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 1000-1024.
50. Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000c). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 1000-1024.
51. Francisco, C. D. (2015). Aplicación de la distribución de probabilidades no acotada del sistema johnson para estimación de crecientes. *Ingeniería, Investigación Y Tecnología*, 16(4), 527-537.
52. Fread, D. (1988). *BREACH, an erosion model for earthen dam failures* Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA.
53. Froehlich, D. C. (1987). Embankment-dam breach parameters. Paper presented at the *Hydraulic Engineering, Proceedings of the 1987 National Conference*. 570-575.
54. Froehlich, D. C. (1995a). Embankment dam breach parameters revisited. Paper presented at the *Water Resources Engineering*: 887-891.
55. Froehlich, D. C. (1995b). Peak outflow from breached embankment dam. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 121(1), 90-97.
56. Froehlich, D. C. (2008a). Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(12), 1708-1721.
57. Froehlich, D. C. (2008b). Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(12), 1708-1721. doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1708)
58. Garbrecht, J., & Martz, L. W. (1997). The assignment of drainage direction over flat surfaces in raster digital elevation models. *Journal of Hydrology*, 193(1), 204-213.

59. Gee, D. M. (2009). Comparison of dam breach parameter estimators. Paper presented at the *World Environmental and Water Resources Congress 2009: Great Rivers*, 1-10.
60. Gendreau, N., & Gilard, O. (1997). Structural and non-structural measures implementation: Choice's arguments provided by inondabilité method, ribamod concerted action. Paper presented at the *Proceedings of the First Workshop, European Commission*, 241-250.
61. Gnanadesikan, R. (2011). *Methods for statistical data analysis of multivariate observations* John Wiley & Sons.
62. Goodarzi, E., Shui, L. T., & Ziaei, M. (2013). Dam overtopping risk using probabilistic concepts–Case study: The meijaran dam, iran. *Ain Shams Engineering Journal*, 4(2), 185-197.
63. Grabs, T., Seibert, J., Bishop, K., & Laudon, H. (2009). Modeling spatial patterns of saturated areas: A comparison of the topographic wetness index and a dynamic distributed model. *Journal of Hydrology*, 373(1), 15-23.
64. Guan, X., Wang, H., & Li, X. (2015). The effect of dem and land use spatial resolution on simulated stream flow and sediment. *Global Nest Journal*, 17(3), 525-535.
65. Haile, A. T., & Rientjes, T. (2005). Effects of LiDAR DEM resolution in flood modelling: A model sensitivity study for the city of tegucigalpa, honduras. *Isprs Wg Iii/3, Iii/4, 3*, 12-14.
66. Hansson, K., Danielson, M., & Ekenberg, L. (2008). A framework for evaluation of flood management strategies. *Journal of Environmental Management*, 86(3), 465-480.
67. Hao Zhenchun, Xie Hehai, & Feng Jie. (2009). In Qi L. (Ed.), *Impact of spatial resolution of DEM on TOPMODEL*
68. Harris, G. W. (1967). *Outflow from Breached Earth Dams*,
69. Hoffman, F. O., & Hammonds, J. S. (1994). Propagation of uncertainty in risk assessments: The need to distinguish between uncertainty due to lack of knowledge and uncertainty due to variability. *Risk Analysis*, 14(5), 707-712.
70. Horton, R. E. (1945). Erosional development of streams and their drainage basins; hydrophysical approach to quantitative morphology. *Geological Society of America Bulletin*, 56(3), 275-370.

-
71. Houghton, J. C. (1977). *Robust Estimation of the Frequency of Extreme Events in a Flood Frequency Context*,
 72. Houghton, J. C. (1978a). Birth of a parent: The wakeby distribution for modeling flood flows. *Water Resources Research*, 14(6), 1105-1109.
 73. Houghton, J. C. (1978b). The incomplete means estimation procedure applied to flood frequency analysis. *Water Resources Research*, 14(6), 1111-1115.
 74. Hsu, Y., Prinsen, G., Bouaziz, L., Lin, Y., & Dahm, R. (2016). An investigation of DEM resolution influence on flood inundation simulation. *Procedia Engineering*, 154, 826-834.
 75. Jamieson, D., & Fedra, K. (1996). The 'WaterWare' decision-support system for river-basin planning. 3. example applications. *Journal of Hydrology*, 177(3-4), 199-211.
 76. Jiménez Díez de Artázcoz, Vicente. (1963). El método de montecarlo y sus aplicaciones. *Estadística Española*, (19), 12-30.
 77. Johnson, D. (1997). The triangular distribution as a proxy for the beta distribution in risk analysis. *Journal of the Royal Statistical Society: Series D (the Statistician)*, 46(3), 387-398.
 78. Khan, M. S., & Coulibaly, P. (2006). Bayesian neural network for rainfall-runoff modeling. *Water Resources Research*, 42(7)
 79. Kienzle, S. (2004). The effect of DEM raster resolution on first order, second order and compound terrain derivatives. *Transactions in GIS*, 8(1), 83-111.
 80. Kim, K., & Choi, Y. (2005). Examination of the algorithms for removing sink and flat area of DEM. *Journal of the Korean Association of Geographic Information Studies*, 8(4), 91-101.
 81. Kingston, G. B., Lambert, M. F., & Maier, H. R. (2005). Bayesian training of artificial neural networks used for water resources modeling. *Water Resources Research*, 41(12)
 82. Kundzewicz, Z. W., & Takeuchi, K. (1999). Flood protection and management: Quo vadimus? *Hydrological Sciences Journal*, 44(3), 417-432.
 83. Lancaster, H. O., & Seneta, E. (1969). *Chi-square distribution* Wiley Online Library.

84. Li, J., & Wong, D. W. (2010). Effects of DEM sources on hydrologic applications. *Computers, Environment and Urban Systems*, 34(3), 251-261.
85. Liu, H., Kiesel, J., Hörmann, G., & Fohrer, N. (2011). Effects of DEM horizontal resolution and methods on calculating the slope length factor in gently rolling landscapes. *Catena*, 87(3), 368-375.
86. Liu, Y., & Gupta, H. V. (2007). Uncertainty in hydrologic modeling: Toward an integrated data assimilation framework. *Water Resources Research*, 43(7)
87. Macchione, F. (2008). Model for predicting floods due to earthen dam breaching. I: Formulation and evaluation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(12), 1688-1696.
88. MacDonald, T. C., & Langridge-Monopolis, J. (1984). Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(5), 567-586.
89. MacMillan, R., & Shary, P. (2009). Landforms and landform elements in geomorphometry. *Developments in Soil Science*, 33, 227-254.
90. Mao, C. (2005). Study on piping and filters: Part I of piping. *Rock and Soil Mechanics*, 26(2), 209-215.
91. Marshall, L., Nott, D., & Sharma, A. (2004). A comparative study of markov chain monte carlo methods for conceptual rainfall-runoff modeling. *Water Resources Research*, 40(2)
92. Martz, L. W., & Garbrecht, J. (1998). The treatment of flat areas and depressions in automated drainage analysis of raster digital elevation models. *Hydrological Processes*, 12(6), 843-855.
93. Massey Jr, F. J. (1951). The kolmogorov-smirnov test for goodness of fit. *Journal of the American Statistical Association*, 46(253), 68-78.
94. Matalas, N. C., Slack, J., & Wallis, J. (1975). Regional skew in search of a parent. *Water Resources Research*, 11(6), 815-826.
95. McCook, D. (2004). A comprehensive discussion of piping and internal erosion failure mechanisms. Paper presented at the *Proceedings, Annual Dam Safety Conference, ASDSO. Phoenix, Arizona*,
96. Megill, R. E. (1984). An introduction to risk analysis.
97. Milton, J., & Arnold, J. (1986). Probability and statistics in the engineering and computer science.

-
98. Moel, H. d., Alphen, J. v., & Aerts, J. (2009). Flood maps in europe—methods, availability and use. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9(2), 289-301.
99. Molina, J., Rodríguez-Gonzálvez, P., Molina, M. C., González-Aguilera, D., & Espejo, F. (2014). Geomatic methods at the service of water resources modelling. *Journal of Hydrology*, 509, 150-162.
100. Molina, J., Zazo, S., Rodríguez-Gonzálvez, P., & González-Aguilera, D. (2016). Innovative analysis of runoff temporal behavior through bayesian networks. *Water*, 8(11), 484.
101. Olaya, V., & Conrad, O. (2009). Geomorphometry in SAGA. *Developments in Soil Science*, 33, 293-308.
102. Orlandini, S., & Moretti, G. (2009). Determination of surface flow paths from gridded elevation data. *Water Resources Research*, 45(3)
103. Pappenberger, F., Matgen, P., Beven, K. J., Henry, J., Pfister, L., & Fraipont, P. (2006). Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions. *Advances in Water Resources*, 29(10), 1430-1449.
104. Paquier, A., Nogues, P., & Herledan, R. (1999). Model of piping in order to compute dam-break wave.
105. Paquier, A., & Goutal, N. (2016). Dam and levee failures: An overview of flood wave propagation modeling. *La Houille Blanche*, (1), 5-12.
106. Peña Sánchez de Rivera, Daniel. (2001). Deducción de distribuciones: El método de monte carlo, en fundamentos de estadística.
107. Pena, S. (2008). A y escuder bueno, I. 2008. el comportamiento de las presas y la gestión integral de su seguridad. *Revista De Obras Públicas*, (3.493)
108. Persendt, F., & Gomez, C. (2015). Assessment of drainage network extractions in a low-relief area of the cuvelai basin (namibia) from multiple sources: LiDAR, topographic maps, and digital aerial orthophotographs. *Geomorphology (Under Review)*,
109. Pike, R. J. (2000). Geomorphometry-diversity in quantitative surface analysis. *Progress in Physical Geography*, 24(1), 1-20.

110. Pike, R. J. (2002). A bibliography of terrain modeling (geomorphometry), the quantitative representation of topography. *USGS Open File Report*, 02-465.
111. Pike, R., Evans, I., & Hengl, T. (2009). Geomorphometry: A brief guide. *Developments in Soil Science*, 33, 3-30.
112. Pourreza-Bilondi, M., & Samadi, S. Z. Hec-hms.
113. Qin, C., Zhu, A., Pei, T., Li, B., Scholten, T., Behrens, T., & Zhou, C. (2011). An approach to computing topographic wetness index based on maximum downslope gradient. *Precision Agriculture*, 12(1), 32-43.
doi:10.1007/s11119-009-9152-y
114. Raber, G. T., Jensen, J. R., Hodgson, M. E., Tullis, J. A., Davis, B. A., & Berglund, J. (2007). Impact of lidar nominal post-spacing on DEM accuracy and flood zone delineation. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 73(7), 793-804.
115. Rasemann, S., Schmidt, J., Schrott, L., & Dikau, R. (2004). Geomorphometry in mountain terrain. *GIS & Mountain Geomorphology*. Springer, Berlin, , 101-145.
116. Ren é van Dorp, J., & Kotz, S. (2002). A novel extension of the triangular distribution and its parameter estimation. *Journal of the Royal Statistical Society: Series D (the Statistician)*, 51(1), 63-79.
117. Roa Lobo, J., & Kamp, U. (2012). Uso del índice topográfico de humedad (ith) para el diagnóstico de la amenaza por desborde fluvial, trujillo-venezuela. *Revista Geográfica Venezolana*, 53(1)
118. Roje-Bonacci, T. (2016). The international levee handbook.
119. Romero, F. J. S. (2014). *Criterios De Seguridad En Balsas De Tierra Para Riego*,
120. Roselló, M. P., & Prados, F. C. (2010). Problemas y retos en el análisis de los riesgos múltiples del territorio. propuestas metodológicas para la elaboración de cartografías multi-peligros. *Boletín De La Asociación De Geógrafos Españoles*, 52, 241-255.
121. Ru, N., & Niu, Y. (2001). Embankment dam-incidents and safety of large dams.

-
122. Sagrera Díaz, A. (2010). Análisis de los criterios de clasificación de balsas de riego.
123. Saksena, S., & Merwade, V. (2015). Incorporating the effect of DEM resolution and accuracy for improved flood inundation mapping. *Journal of Hydrology*, 530, 180-194.
124. SALAZAR GALAN, S. A. Metodología para el análisis y la reducción del riesgo de inundaciones: Aplicación en la rambla del poyo (valencia) usando medidas de "retención de agua en el territorio".
125. Salazar, S. (2013). *Metodología Para El Análisis Y La Reducción Del Riesgo De Inundaciones: Aplicación En La Rambla Del Poyo (Valencia) Usando Medidas De Retención De Agua En El Territorio*,
126. Sample, D. J., Heaney, J. P., Wright, L. T., & Koustas, R. (2001). Geographic information systems, decision support systems, and urban storm-water management. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 127(3), 155-161.
127. Schanze, J., Hutter, G., Penning-Rowsell, E., Nachtnebel, H., Meyer, V., Werritty, A., . . . Koeniger, P. (2008). Systematisation, evaluation and context conditions of structural and non-structural measures for flood risk reduction. *FLOOD-ERA Joint Report. ERA-NET CRUE, London*,
128. Schmidt, F., & Persson, A. (2003). Comparison of DEM data capture and topographic wetness indices. *Precision Agriculture*, 4(2), 179-192.
129. Schumann, G., Matgen, P., Cutler, M. E. J., Black, A., Hoffmann, L., & Pfister, L. (2008). Comparison of remotely sensed water stages from LiDAR, topographic contours and SRTM. *Isprs Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 63(3), 283-296. doi:10.1016/j.isprsjprs.2007.09.004
130. Shamsudin, S., Dan'azumi, S., & Ab Rahman, A. (2011). Uncertainty analysis of HEC-HMS model parameters using monte carlo simulation. *International Journal of Modelling and Simulation*, 31(4), 279-286.
131. Sharp, M., Wallis, M., Deniaud, F., Hersch-Burdick, R., Tourment, R., Matheu, E., . . . Durand, E. (2013). The international levee handbook. *CIRIA, London*,
132. SHRESTHA, R., TACHIKAWA, Y., & TAKARA, K. (2003). A new method to define flow direction using grid digital elevation models. *Proceedings of Hydraulic Engineering*, 47, 241-246.

133. Shreve, R. L. (1966). Statistical law of stream numbers. *The Journal of Geology*, 74(1), 17-37.
134. Sills, G., Vroman, N., Wahl, R., & Schwanz, N. (2008). Overview of new orleans levee failures: Lessons learned and their impact on national levee design and assessment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(5), 556-565.
135. Simm, J., Wallis, M., Smith, P., Deniaud, Y., Tourment, R., Veylon, G., . . . Glerum, J. (2012). The significance of failure modes in the design and management of levees-a perspective from the international levee handbook team.
136. Singh, K. P., & Snorrason, A. (1982). *Sensitivity of Outflow Peaks and Flood Stages to the Selection of Dam Breach Parameters and Simulation Models (Dam Safety Program)*,
137. Slomp, R., Knoeff, H., Bizzarri, A., Bottema, M., & de Vries, W. (2016). Probabilistic flood defence assessment tools. Paper presented at the *E3S Web of Conferences*, , 7 03015.
138. Sole, A., Giosa, L., Nole, L., Medina, V., & Bateman, A. (2008). Flood risk modelling with LiDAR technology. *Flood Recovery, Innovation and Response*, 118, 27-36.
139. Sørensen, R., & Seibert, J. (2007). Effects of DEM resolution on the calculation of topographical indices: TWI and its components. *Journal of Hydrology*, 347(1), 79-89.
140. Sörensen, R., Zinko, U., & Seibert, J. (2006). On the calculation of the topographic wetness index: Evaluation of different methods based on field observations. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 10(1), 101-112.
141. Sprow, F. B. (1967). Evaluation of research expenditures using triangular distribution functions and monte carlo methods. *Industrial & Engineering Chemistry*, 59(7), 35-38.
142. Strahler, A. N. (1957). Quantitative analysis of watershed geomorphology. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 38(6), 913-920.

-
143. Tan, M. L., Ficklin, D. L., Dixon, B., Yusop, Z., & Chaplot, V. (2015). Impacts of DEM resolution, source, and resampling technique on SWAT-simulated streamflow. *Applied Geography*, 63, 357-368.
144. Técnica, G. (1996). Clasificación de presas en función del riesgo potencial. *Ministerio De Medio Ambiente. Dirección General De Obras Hidráulicas Y Calidad De Las Aguas. Noviembre. Madrid-España,*
145. Thampapillai, D. J., & Musgrave, W. F. (1985). Flood damage mitigation: A review of structural and nonstructural measures and alternative decision frameworks. *Water Resources Research*, 21(4), 411-424.
146. Toth, C., Grejner-Brzezinska, D., & Bevis, M. (2006). Extreme precision lidar mapping. Paper presented at the *From Sensors to Imagery, ISPRS Commission I Symposium, Paris, France, July, 4-6.*
147. Tung, Y. (2011). Uncertainty and reliability analysis in water resources engineering. *Journal of Contemporary Water Research and Education*, 103(1), 4.
148. Vallet, J. (2008). High precision LiDAR mapping for complex mountain topography. Paper presented at the *Proceedings of the 6th ICA Mountain Cartography Workshop*, 11-15.
149. Vaskinn, K. A., Lovoll, A., Hoeg, K., Morris, M., Hanson, G., & Hassan, M. (2004). Physical modeling of breach formation: Large scale field tests. *Proceedings of the Dam Safety,*
150. Vaze, J., & Teng, J. (2007a). In Oxley L., Kulasiri D. (Eds.), *High resolution LiDAR DEM - how good is it?*
151. Vaze, J., & Teng, J. (2007b). In Oxley L., Kulasiri D. (Eds.), *Impact of DEM resolution on topographic indices and hydrological modelling results*
152. Vaze, J., Teng, J., & Spencer, G. (2010). Impact of DEM accuracy and resolution on topographic indices. *Environmental Modelling & Software*, 25(10), 1086-1098. doi:10.1016/j.envsoft.2010.03.014
153. Versteeg, H. K., & Malalasekera, W. (2007). *An introduction to computational fluid dynamics: The finite volume method* Pearson Education.
154. Von Thun, J. L., & Gillette, D. R. (1990). *Guidance on breach parameters* US Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

155. Wahl, T. L. (2004). Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(5), 389-397.
156. Wahl, T. L. (2010a). Dam breach modeling—an overview of analysis methods. Paper presented at the *Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling*, , 27
157. Wahl, T. L. (2010b). Dam breach modeling—an overview of analysis methods. Paper presented at the *Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling*, , 27
158. Wahl, T. L., Hanson, G. J., Courivaud, J., Morris, M. W., Kahawita, R., McClenathan, J. T., & Gee, D. M. (2008). Development of next-generation embankment dam breach models. Paper presented at the *Proceedings of the Annual 28th United States Society on Dams (USSD) Conference, Portland, Oregon*, 767-779.
159. Wahl, T. L. (1998). Prediction of embankment dam breach parameters: A literature review and needs assessment.
160. Wan, C. F., & Fell, R. (2004). Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(4), 373-380.
161. Wang, Z., & Bowles, D. S. (2006). Dam breach simulations with multiple breach locations under wind and wave actions. *Advances in Water Resources*, 29(8), 1222-1237.
162. Wei, H., Yu, M., Wang, D., & Li, Y. (2016). Overtopping breaching of river levees constructed with cohesive sediments. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 16(7), 1541-1551.
163. Wilk, M. B., & Gnanadesikan, R. (1968). Probability plotting methods for the analysis for the analysis of data. *Biometrika*, 55(1), 1-17.
164. Wing Chau, K. (1995). The validity of the triangular distribution assumption in monte carlo simulation of construction costs: Empirical evidence from hong kong. *Construction Management and Economics*, 13(1), 15-21.
165. Wurbs, R., Toneatti, S., & Sherwin, J. (2001). Modelling uncertainty in flood studies. *International Journal of Water Resources Development*, 17(3), 353-363.

166. Xin, H., Nana, H., & Dingfa, H. (2012). Research and application on digital river network extraction modified routing algorithm based on DEM. Paper presented at the *Systems and Informatics (ICSAI), 2012 International Conference On*, 1728-1731.
167. Yang, P., Ames, D. P., Fonseca, A., Anderson, D., Shrestha, R., Glenn, N. F., & Cao, Y. (2014). What is the effect of LiDAR-derived DEM resolution on large-scale watershed model results? *Environmental Modelling & Software*, 58, 48-57.
168. Zagonjoli, M. (2007). Dam break modelling, risk assessment and uncertainty analysis for flood mitigation.
169. Zhang, L., Xu, Y., & Jia, J. (2009). Analysis of earth dam failures: A database approach. *Georisk*, 3(3), 184-189.