

# ***METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE LAS REGLAS DE OPERACIÓN DE EMBALSES EN AVENIDAS***

## ***Tema Estructuras Hidráulicas***

*Paola Bianucci, Álvaro Sordo-Ward, Juan Ignacio Pérez, Jaime García Palacios, Víctor Cuevas y Luis Garrote*

*Dpto. de Ingeniería Civil: Hidráulica y Energética –Universidad Politécnica de Madrid*

*paola.bianucci@upm.es*

## **RESUMEN**

En este estudio se presenta una metodología de análisis para evaluar y comparar estrategias de gestión de embalses, considerando su operación individual, a fin de establecer la más adecuada. En particular se comparan dos modos de gestión ante situación de avenidas: el Método de Evaluación Volumétrica (MEV) desarrollado por Girón (1988), de amplia difusión en España, y un modelo de optimización de la gestión mediante Programación Lineal Entera Mixta (PLEM). Para ello se ha implementado un entorno de cálculo con estructura modular. El primer módulo permite generar un conjunto representativo de hidrogramas de entrada a los embalses mediante simulación de Monte Carlo. Luego, dos módulos que funcionan en paralelo simulan la gestión del embalse según las dos estrategias mencionadas (MEV y PLEM). Finalmente, se evalúa el comportamiento de ambas estrategias ante el conjunto de solicitaciones hidrológicas generado. Se propone el empleo del Índice de Riesgo Global (I1), que pondera el resultado de la estrategia de gestión frente a un conjunto de hidrogramas de solicitud. Dicho indicador tiene en cuenta el daño esperado debido a los caudales máximos vertidos y el riesgo para la presa debido a los niveles máximos alcanzados en el embalse. Para ello se analiza la función de distribución de probabilidad de las dos variables (máximo caudal vertido y máximo nivel alcanzado) para la población de hidrogramas analizada. El modelo PLEM se calibra empleando el índice I1. Este mismo índice es utilizado para comparar ambas estrategias, entendiéndose como la más adecuada aquella que tenga asociado el menor I1. Este sistema de análisis se aplicó a tres embalses de la cuenca del río Segura, con diferentes características en lo referente al tipo y capacidad de aliviadero, volumen de embalse y de resguardo. En los tres casos se han obtenido mejores resultados con el modelo PLEM que con el modelo MEV, tanto en lo concerniente a caudales máximos vertidos como a los niveles máximos alcanzados, para todo el rango de avenidas analizado. Sin embargo, la diferencia entre ambas estrategias no es muy significativa y el MEV presenta características que lo hacen más adecuado para su empleo en tiempo real.

## **1 INTRODUCCIÓN**

Si bien las técnicas de optimización se han estudiado ampliamente para objetivos como la generación hidroeléctrica, para la operación en avenidas no se encuentra desarrollado con igual profundidad [Needham et al, 2000]. Esta tendencia se ha visto modificada en las últimas décadas. De los modelos mencionados en la literatura, las técnicas de programación lineal (PL), debido a su relativa sencillez en la formulación y el cómputo, y las técnicas de programación dinámica (PD), por su adecuada adaptación a la no linealidad y no convexidad de las relaciones entre las variables involucradas, y a la dimensión temporal que permiten abordar, facilitando el análisis en tiempo real, son los modelos más difundidos para la optimización de embalses [Labadie, 2004]. Además, permiten incorporar la naturaleza estocástica de los caudales entrantes de forma explícita. A pesar de esto, los modelos tienen sus limitaciones y desventajas, como el requerimiento de linealidad en las relaciones (en PL) y la denominada maldición de dimensionalidad (en PD) que hacen necesario ahondar en este campo para su implementación práctica. En la última década, han adquirido relevancia los algoritmos evolutivos como los algoritmos genéticos y las redes neuronales, así como las reglas basadas en teoría difusa, por su relativa sencillez en la implementación y su facilidad para tratar con problemas no lineales y relaciones complejas [Rani & Moreira, 2010. Labadie, 2004]. Estos algoritmos brindan en general modelos a medida de un sistema concreto y son de difícil generalización. Además están en desarrollo los modelos híbridos que permiten combinar las ventajas de varias técnicas de optimización para evitar o reducir las desventajas de éstas [Rani & Moreira, 2010].

Modelos capaces de incorporar la información de pronósticos y de atender la incertidumbre de las variables son necesarios para implementar sistemas de ayuda a la decisión en la gestión de avenidas [Mediero et al, 2007].

Windsor [1973] propuso un modelo teórico de gestión de un sistema genérico de embalses para operación en avenidas mediante programación lineal entera mixta (PLEM), formulándolo de forma recursiva a fin de permitir la actualización de los pronósticos y facilitar su implementación en tiempo real. La función objetivo consiste en la minimización de los costes de daños en ciertos puntos de control debido al caudal punta circulante. Needham et al. [2000], basándose en los trabajos de Windsor, implementaron un modelo PLEM en un sistema de embalses de los ríos Iowa y Des Moines. La función objetivo consiste en la minimización del coste en ciertos puntos de control del sistema, representado por términos de penalización debidos al caudal vertido, volumen embalsado y gradiente de caudales. Analizaron diferentes grados de interacción entre los embalses que conforman el sistema. Utilizaron una decena de avenidas registrada. Concluyeron que la operación conjunta no reportaba mejoras en la gestión. Las limitaciones del método que se citan en dicho trabajo se refieren al carácter determinístico del modelo y a la concordancia con la realidad de la formulación del problema.

En este trabajo se implementan, evalúan y comparan dos modos de gestión de embalses en avenidas utilizando simulaciones de Monte Carlo y un análisis probabilístico. El esquema metodológico propuesto está orientado a simular y evaluar la gestión de un embalse según diferentes estrategias frente a un extenso conjunto de avenidas, con el objetivo de evaluar aquella que resulta más satisfactoria tanto en lo referente a los caudales vertidos como a la seguridad de la presa.

## 2 METODOLOGÍA

### 2.1 Esquema metodológico propuesto

Se han considerado en este estudio dos modos de gestión de embalses: por un lado, la operación según el Método de Evaluación Volumétrica (MEV) propuesta por Girón [1988], y por otro un modelo de optimización de la operación de embalses desarrollado mediante Programación Lineal Entera Mixta (PLEM).

El modelo es un sistema integrado (desarrollado en MATLAB), compuesto por 4 módulos (uno de ellos formado a su vez por 2 sub-módulos), que se describen a continuación:

Módulo 1: Generación estocástica de avenidas. Se utilizó el sistema propuesto por Sordo-Ward [2010], que permite generar, en un entorno de Monte Carlo, un conjunto de N hidrogramas de entrada al embalse, representativos de su solicitación hidrológica, a partir de la generación estocástica de eventos de tormenta

Módulo 2: Laminación de avenidas en el embalse. Se realizó mediante el método de Puls, el cual se basa en la ecuación de balance hídrico del embalse. Se consideraron dos estrategias que permiten definir el grado de apertura en cada intervalo: MEV y PLEM.

Módulo 2.a: Operación del embalse en avenidas según MEV. Ante una situación de avenida se gestiona la presa siguiendo los criterios propuestos por Girón [1988]. El método puede clasificarse como gestión programada del embalse; evalúa para cada intervalo fundamentalmente dos aspectos: el estado de la avenida (rama ascendente o descendente del hidrograma), estado del embalse (si el nivel sube o baja, y cuál es ese nivel). El MEV propone la apertura progresiva de los órganos de desagüe de modo que al alcanzar el Nivel Máximo Normal (NMN) se encuentren totalmente abiertos. Así, si el caudal entrante aumenta también lo hace el caudal vertido y en mayor proporción cuanto más próximo al NMN esté el nivel en el embalse. Luego ajusta el caudal vertido para que al final de la avenida se alcance nuevamente un nivel preestablecido de seguridad (Nivel de Resguardo, Nres).

Módulo 2.b: Optimización de la operación del embalse mediante PLEM. Su función objetivo consiste en la minimización de la suma ponderada de dos términos de penalización uno debido al caudal vertido en cada intervalo y otro correspondiente al volumen alcanzado en el embalse. Este módulo se detalla en el apartado 2.2. Para su desarrollo e implementación se utilizó el programa comercial GAMS.

Módulo 3: Evaluación de estrategias de operación. Para evaluar y comparar los diferentes modos de gestión, así como diferentes configuraciones de un mismo tipo de gestión para su calibración. En este trabajo se utilizó para determinar los parámetros óptimos del PLEM y luego comparar su funcionamiento con el MEV frente a un mismo conjunto de avenidas. La evaluación se basa en el concepto de costo de daños esperado considerando tanto el daño asociado a los caudales punta vertidos como el riesgo vinculado a los niveles máximos alcanzados en el embalse. Este módulo y sus aplicaciones se detallan en el apartado 2.3.

Módulo 4: Post-proceso y comunicación entre módulos. Bajo esta denominación se engloban diversas funciones y ficheros de configuración que permiten el paso de información de un módulo a otro, así como su tratamiento para facilitar la comunicación y el análisis de resultados, brindando continuidad al modelo propuesto.

## 2.2 Optimización de gestión de embalses

El problema de la optimización de la gestión de los embalses se aborda aquí mediante programación lineal entera mixta, con un modelo basado en los propuestos por Windsor [1973] y de Needham et al. [2000]; ya que permitió abordar el problema de la optimización de la operación de embalses en avenidas con una formulación sencilla y un costo computacional razonable. Las restricciones, ecuaciones de estado y función objetivo resultaron manejables mediante su linealización y la inclusión de las variables binarias.

La función objetivo (Eq.1) consiste en la minimización de la suma ponderada de la penalización por caudal vertido  $Q(t)$  y la penalización por el volumen alcanzado  $V(t)$ . Los pesos  $w_q$  y  $w_v$  de los términos de caudal y volumen, respectivamente, son parámetros a establecer y cumplen la condición de que su suma es la unidad.

$$\underset{Q(t), V(t)}{\text{minimizar}} \quad w_q \sum_{t=1}^{T/dt} \sum_{i=1}^I \beta_{i,q} q_{it} + w_v \sum_{t=1}^{T/dt} \sum_{j=1}^J (pV_0 + \beta_{j,v} v_{jt}) \quad \text{Eq. 1}$$

Siendo el significado de las variables anteriores los que se indican a continuación:

$w_q$  ( $w_v$ ): pesos de los términos de penalización de caudal (volumen).

$i$  ( $j$ ): índice de caudal (volumen).

$T$ ,  $t$ : horizonte temporal del análisis, índice de tiempo.

$pV_0$ : penalización del primer vértice de la función de penalización de volumen, igual a 1.

$\beta_{i,q}$  ( $\beta_{j,v}$ ): pendiente de la función de penalización de caudal (volumen) en el tramo  $i$ .

$q_{it}$  ( $v_{jt}$ ): caudal vertido (volumen almacenado) en el intervalo  $t$  del tramo  $i$  ( $j$ ) de la función de penalización.

Las restricciones se refieren a la relación cota-volumen del embalse (Figura 1, izquierda), la capacidad máxima y mínima de vertido que presentan los órganos de desagüe de la presa (Figura 1, derecha) y a la relación entre las variables caudal de entrada, volumen almacenado y caudal vertido, es decir la ecuación de balance hídrico. Estas restricciones son rígidas ya que el espacio de soluciones factibles debe verificar dichas condiciones. Por otro lado, las funciones de penalización de caudal y volumen (Figura 2) se consideran restricciones flexibles, es decir se permite que los valores límite sean superados pero se penaliza por ello, siendo el factor de penalización un valor entre 0 (no se penaliza) y 1 (máxima penalización).

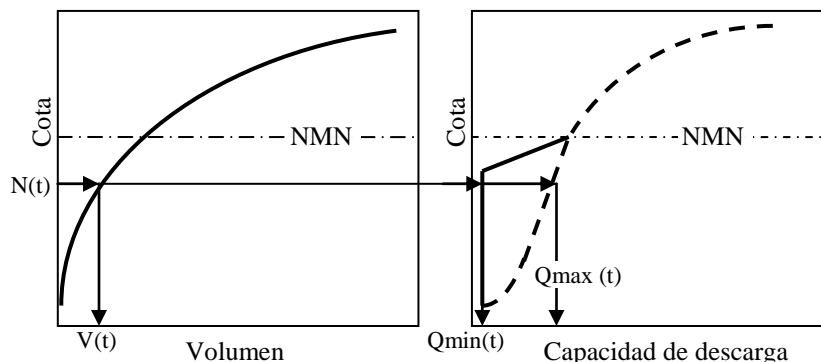


Figura 1 Esquema de las relaciones Cota-Volumen (izquierda), y Cota-Capacidad de descarga (derecha)

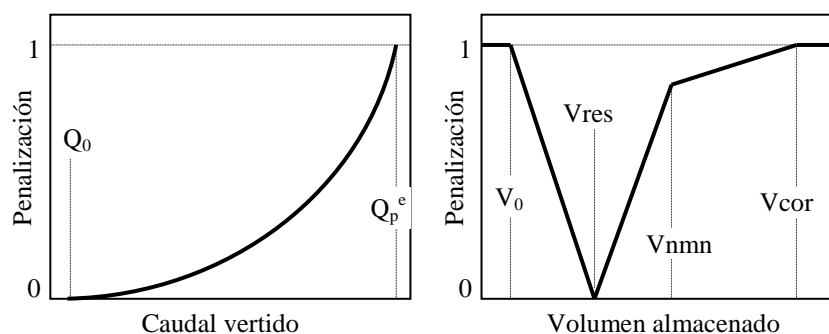


Figura 2 Esquema de funciones de penalización de caudal vertido (izquierda), y volumen almacenado (derecha)

En general, estas relaciones corresponden a funciones no lineales, sin embargo debido a que el problema de optimización se abordó mediante PLEM, éstas se han aproximado por una sucesión de tramos rectos. La formulación de las restricciones incluye términos donde aparecen variables enteras binarias a fin de poder trabajar con funciones de restricción no convexas [Castillo et al., 2002]. La curva característica del embalse y la de capacidad de vertido se obtuvieron de las Normas de Explotación (NNEE).

La función de penalización de caudales ( $pQ$ ) se asumió del tipo exponencial:  $pQ = a * Q^b$ , donde el exponente  $b$  es un parámetro que debe ser definido (ver apartado 2.3.2). El coeficiente  $a$  se determina de modo que para cada avenida simulada un caudal vertido igual al caudal punta de entrada tenga un penalización máxima. Así, la función de penalización depende de la avenida. Otro aspecto que debe definirse es el número de tramos rectos que se emplea para aproximar (linealizar) la función.

La función de penalización de volumen está definida por una sucesión de tramos rectos, donde se penalizan tanto los volúmenes bajos (perjudica la explotación ordinaria referente a usos distintos de la laminación) como los altos (implica mayores riesgos en la explotación en avenidas). Así, al  $N_{res}$  se le asignó una penalización igual a 0,01, mientras que para el volumen a coronación se asumió una penalización de 1. La penalización correspondiente al NMN ( $pV_{nmn}$ ) es un parámetro de la función que debe ser definido (ver apartado 2.3.2). Para volúmenes inferiores al correspondiente a  $N_{res}$  la penalización aumenta hasta alcanzar el valor 1 en un punto  $V_0$  (primer vértice de la función), para valores inferiores se mantiene en este valor. La función de penalización de volumen depende de las características del embalse pero no varía con cada avenida.

Es importante mencionar que el modelo PLEM determina la solución para todos los intervalos simultáneamente y conociendo el hidrograma completo. Es un modelo de optimización determinístico. Sin embargo, el esquema de análisis planteado permite abordar la naturaleza estocástica de algunas variables (en este caso de los caudales de entrada al embalse) mediante la generación con técnicas de Monte Carlo y procesos ARMA, de un conjunto amplio de solicitaciones hidrológicas que se entiende representativo.

## 2.3 Evaluación de estrategias de operación

### 2.3.1 Índice de Riesgo Global

Uno de los principales inconvenientes de la gestión de embalses en avenidas radica en la contraposición de sus objetivos primordiales: resguardar la seguridad de la presa, y proteger las zonas aledañas al cauce aguas abajo con el fin de evitar o reducir las afecciones económicas, ambientales y principalmente a vidas humanas.

Así, operar los órganos de la presa para mantener niveles seguros en el embalse puede implicar vertidos de caudales elevados que ocasionen daños aguas abajo. Mientras que limitar el caudal vertido puede llevar a alcanzar niveles que pongan en riesgo la estabilidad de la presa. Por lo tanto, a fin de determinar en un instante dado el caudal a verter y consecuentemente el nivel que se alcanzará, es necesario por un lado determinar los daños asociados a uno y otro aspecto, y por otro compararlos para permitir una estrategia razonada.

Las curvas de daños-caudal y daños-volumen se establecieron en función de la información contenida en las NNEE y el Plan de Emergencia de las presas.

Se determinó la distribución de probabilidades de excedencia de los caudales máximos vertidos y de los volúmenes máximos alcanzados para el conjunto de avenidas laminadas. El costo esperado de daños debido a los caudales vertidos (Cq) o los volúmenes alcanzados (Cv) puede interpretarse como la suma ponderada de los daños ( $d_{q,i}$  o  $d_{v,j}$ ) correspondientes a cada caudal ( $q_i$ ) o volumen ( $v_j$ ), donde el factor de ponderación es su probabilidad de excedencia ( $p_{q,i}$  o  $p_{v,j}$ ).

En este trabajo se utilizó el Índice de Riesgo Global  $I1$  (Eq.2) que se define como la suma de los Índices de Riesgo de Caudal  $Iq$  (Eq.3) y de Volumen  $Iv$  (Eq.4). Estos índices parciales representan el costo esperado de daños de aquellos caudales y volúmenes que superan un cierto umbral  $refQ$  y  $refV$ , respectivamente. Se considera que por debajo de estos valores de referencia los daños asociados son aceptables.

$$I1 = Iq + Iv \quad Eq. 2$$

$$Iq = \sum_{i=refQ}^n p_{q,i} * d_{q,i} \quad Eq. 3$$

$$Iv = \sum_{j=refV}^m p_{v,j} * d_{v,j} \quad Eq. 4$$

Dado que  $I1$  expresa un valor de daños, es deseable que sea lo más pequeño posible. De este modo,  $I1$  permite comparar dos estrategias de gestión y determinar la más conveniente, asumiendo como tal aquella que implica un valor de  $I1$  menor.

La Figura 3 muestra un esquema del cálculo de  $Iq$  e  $Iv$  a partir de los cuales se obtiene  $I1$ .

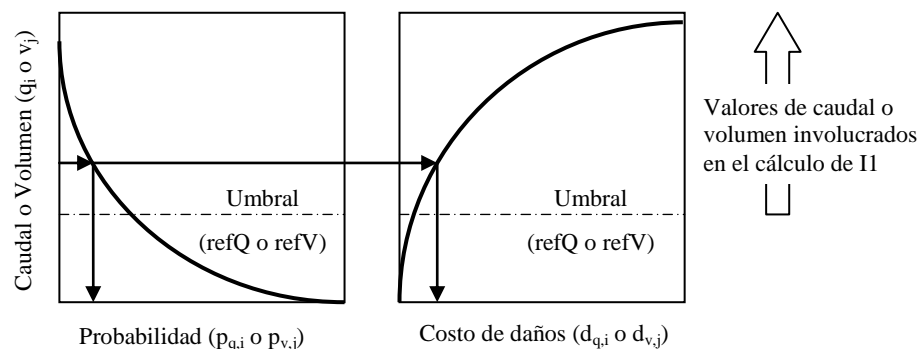


Figura 3 Esquema del planteamiento seguido para la obtención de  $Iq$  e  $Iv$

### 2.3.2 Calibración de los parámetros del modelo PLEM

Como se deduce del apartado 2.2, en la formulación del problema de optimización interviene una serie de parámetros que deben determinarse. En el presente trabajo se empleó el Índice de Riesgo Global antes expuesto para evaluar y comparar diferentes configuraciones del modelo PLEM, donde cada configuración corresponde a una combinación de valores de los parámetros mencionados.

Se realizó un análisis de sensibilidad y se determinó que, bajo las hipótesis de este estudio, 6 es el número de tramos lineales adecuado para definir la curva de penalización de caudales. El intervalo de variación para los parámetros  $wq$  y  $pVnmn$  es entre 0 y 1. Teóricamente,  $b$  puede tomar cualquier valor, sin embargo se estudió el intervalo entre 1 y 5. Se graficaron los valores de  $I1$  respecto de los tres parámetros y se obtuvo la configuración asociada al mínimo  $I1$  para cada caso de estudio.

### 2.3.3 Comparación de los modelos MEV y PLEM

Una vez calibrado el modelo PLEM se comparó el valor de  $II$  asociado al mismo, con el valor de  $II$  asociado a la laminación mediante el MEV para el mismo conjunto de solicitaciones hidrológicas. Se asumió como la estrategia más adecuada aquella que conlleva un valor de  $II$  menor. Luego se compararon los caudales máximos vertidos según ambos modelos, y los niveles máximos alcanzados para el conjunto de avenidas simuladas.

## 2.4 Casos de estudio

El análisis propuesto se aplicó a tres embalses ubicados en la cuenca del río Segura (Figura 4) en España: presa de Puentes IV (río Guadalentín), presa de Fuensanta (río Segura) y presa del Talave (río Mundo). No se tuvo en cuenta el efecto laminador de las presas ubicadas aguas arriba de los embalses de Puentes y Fuensanta. Para cada caso de estudio se generó un conjunto de 1000 eventos con características análogas: período de retorno mayor a 1 año, distribución de frecuencia de las precipitaciones máximas según ley SQRTmax, y duraciones de tormentas entre  $\frac{1}{2}$  y 4 veces el tiempo de concentración ( $T_c$ ) de la cuenca de aporte al embalse. Las principales características de los tres sistemas presa-embalse se resumen en la Tabla 1. Los datos que se presentan fueron extraídos de las NNEE y documentos XYZT de las presas.

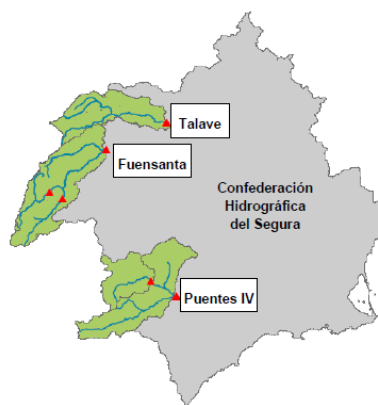


Figura 4 Localización de las presas estudiadas

Tabla 1 Principales características de los casos de estudio

PRESA	TALAVE	FUENSANTA	PUENTES
Cuenca de aporte, km <sup>2</sup> ; y subcuencas, [nº]	766,5 [3]	1220,6 [8]	1388 [12]
Tiempo de concentración, h	18,35	18,5	19,4
Cota, m; y volumen, [hm <sup>3</sup> ] a NMN	509,9 [34,83]	599,45 [209,7]	464 [25,75]
Cota, m; y volumen, [hm <sup>3</sup> ] a NAP	511,3 [39,11]	601,10 [224,67]	470,5
Cota, m; y volumen, [hm <sup>3</sup> ] a coronación	512,4 [42,54]	601,4 [227,46]	474
Nivel de resguardo, m	508,9	595,75	460
Avenida de proyecto, m <sup>3</sup> /s; y TR, [años]	454,8 [1000]	1762,3 [1000]	3086,7 [500]
Órganos de desagüe (n/i tomas)*	1 aliv LF + 1 aliv comp + 1DF	1 aliv LF + 2 DF	1 aliv LF + DI +DF
Capacidad a NAP, m <sup>3</sup> /s	326 + 100	584 + 2x158,8	723,8 + 387,1 + 821
*Aliv=aliviadero(s); DF=desagüe(s) de fondo; DI=desagüe(s) intermedio(s) o de medio fondo			

### 3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 3.1 Calibración del modelo PLEM

Cabe recordar que se entiende por calibración del modelo PLEM la determinación de los valores de sus parámetros que hace que su funcionamiento sea satisfactorio de acuerdo con los criterios establecidos.

Los resultados del proceso de calibración (Tabla 2) mostraron que las envolventes de los valores mínimos de  $II$  respecto de la variación de los parámetros correspondientes a cada uno de los casos de estudio (Figuras 5 a 7), son curvas suaves con un único mínimo en el rango analizado. Sin embargo, en el entorno próximo del mínimo, se observa que en un intervalo de longitud entre el 10 % y el 20% del rango de valores factibles de cada parámetro, la variación de  $II$  es pequeña (mínimo débil) especialmente para los parámetros  $b$  y  $pVnmn$ .

Tabla 2 Resumen de resultados del proceso de calibración

Presa	$II$	Configuración Óptima		
	[10 <sup>6</sup> Euros]	b	wq	pVnmn
Puentes	2,06	3,50	0,875	1,00
Talave	64,14	3,00	0,75	0,30
Fuensanta	1,37	1,50	0,90	0,60

Asumiendo que las curvas de daños definidas se corresponden con la realidad, la diferencia entre los valores de  $II$  para los embalses de Puentes y Fuensanta respecto del embalse de Talave puede deberse a que la capacidad de este último, en relación con el volumen de las avenidas es menor. Por lo tanto, para avenidas de magnitudes equivalentes (rango similar de períodos de retorno de las avenidas), la operación del embalse de Talave conllevará, en general un costo de daños mayor, debido a los caudales máximos que será necesario verter para no poner en riesgo la seguridad de la presa.

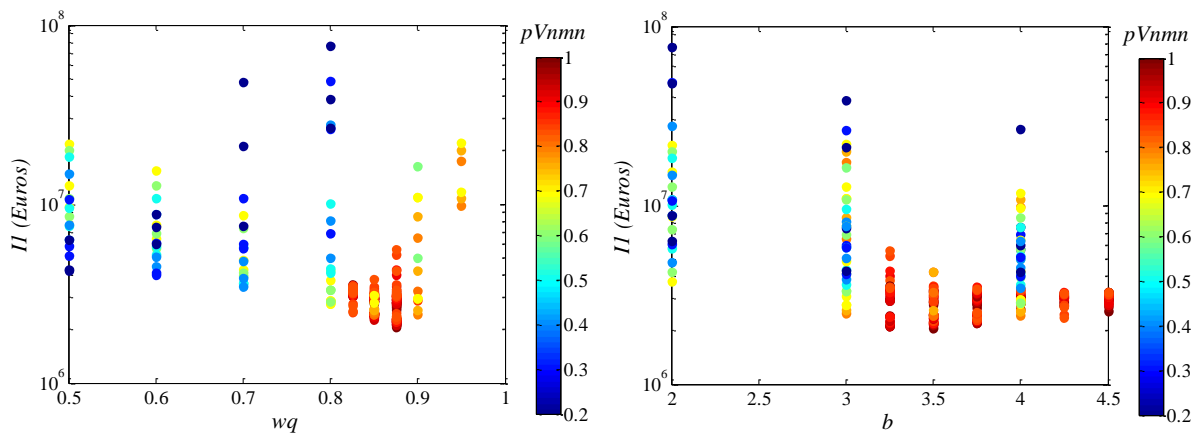


Figura 5 Variación de  $II$  respecto de los parámetros  $wq$ ,  $b$  y  $pVnmn$ . Presa de Puentes

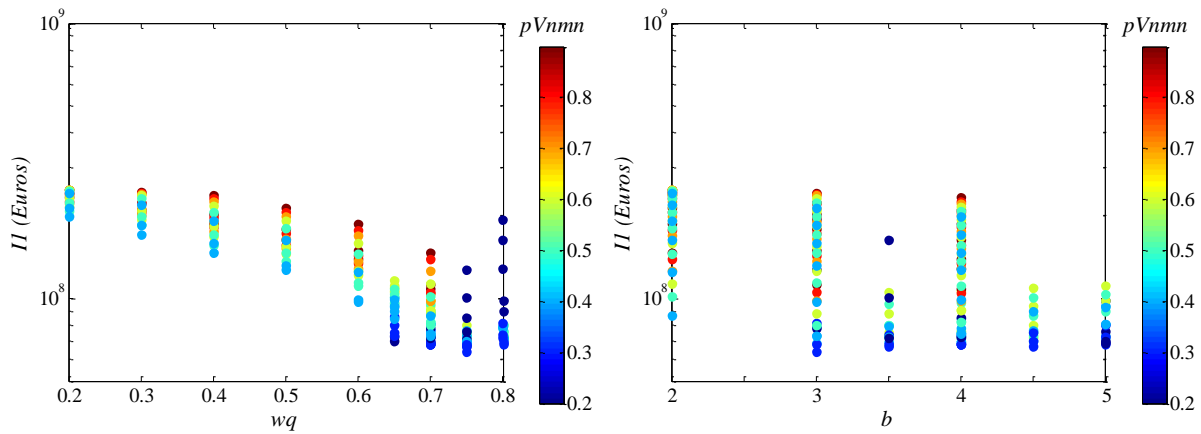


Figura 6 Variación de  $II$  respecto de los parámetros  $wq$ ,  $b$  y  $pVnmn$ . Presa de Talave

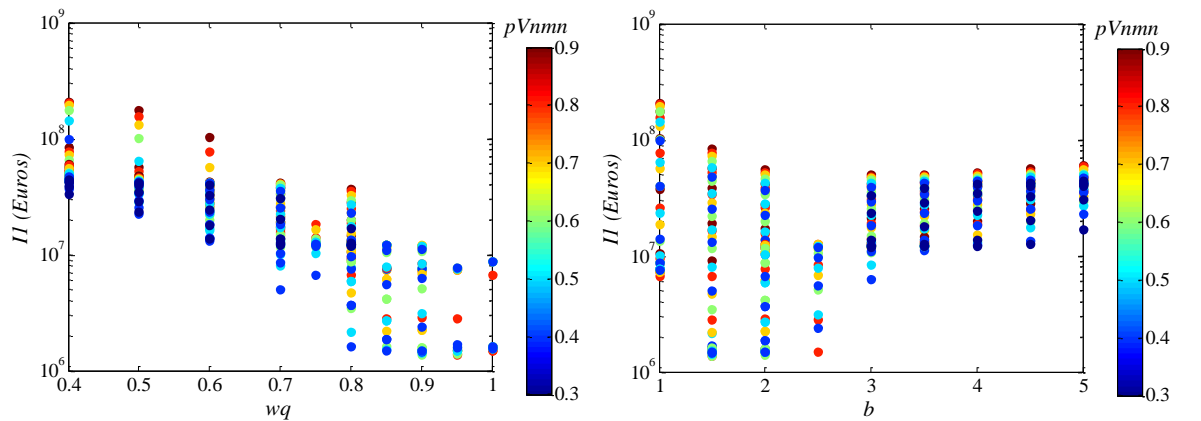


Figura 7 Variación de  $II$  respecto de los parámetros  $wq$ ,  $b$  y  $pVnmn$ . Presa de Fuesanta

### 3.2 Comparación de los modelos PLEM y MEV

La Tabla 3 resume para los distintos embalses estudiados los valores que toma  $II$  para ambas estrategias de gestión. Se indican asimismo algunas variables que permiten caracterizar los embalses estudiados. En los tres casos de estudio aparece una diferencia considerable entre el costo de daños, representado por el valor de  $II$ , asociado al modelo PLEM y a la estrategia MEV, siendo más elevado el correspondiente a este último.

Tabla 3 Comparación del desempeño de los modelos PLEM y MEV

Embalse	Avenida de proyecto*	Capacidad de vertido a NAP*	Volumen hidrograma TR=100	Resguardo**	$II$ [10 <sup>6</sup> Euros]	
					PLEM	MEV
ID	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[hm <sup>3</sup> ]	[hm <sup>3</sup> ]		
Puentes	3086,7	1931,9	80*	11,03	2,06	20,67
Talave	454,8	426	8,1*	2,89	64,14	160
Fuensanta	1762,3	901,6	29,3*	30,82	1,37	16,67

\*Valores indicados en las NNEE de las presas, o estimados a partir de dichos documentos

\*\* RESGUARDO= $V_{NMN}-V_{res}$ .

Los resultados del estudio comparativo para las tres presas se presentan en las Figuras Figura 8 a Figura 10.



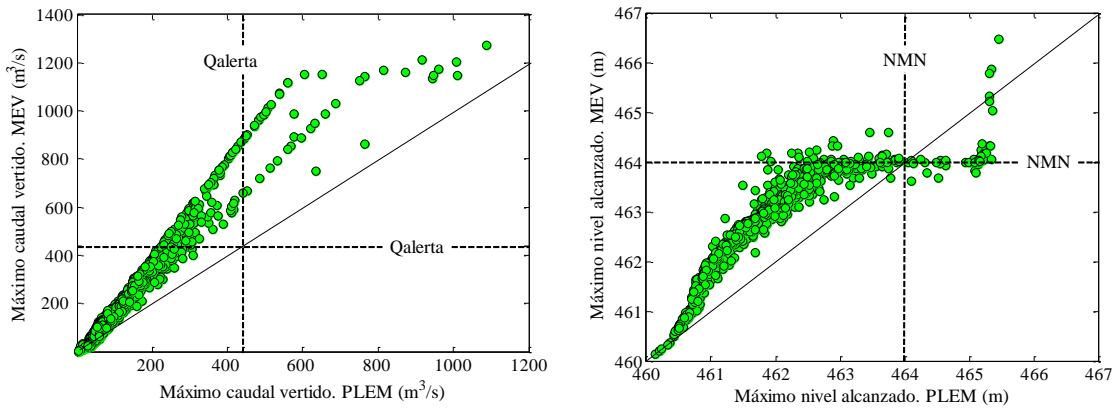


Figura 8 Comparación de comportamiento de los modelos PLEM y MEV ante un conjunto de 1000 avenidas. Presa de Puentes. Caudales punta vertidos (izquierda). Niveles máximos alcanzados en el embalse (derecha)

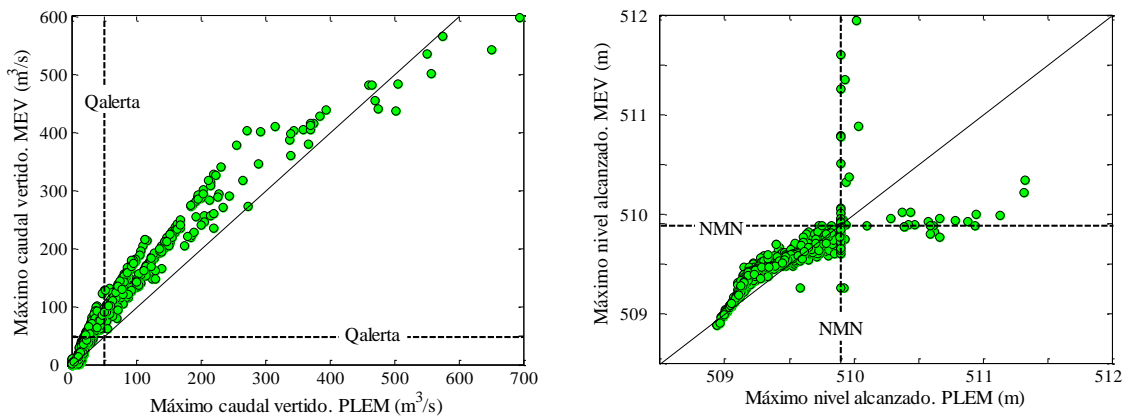


Figura 9 Comparación de comportamiento de los modelos PLEM y MEV ante un conjunto de 1000 avenidas. Presa de Talave. Caudales punta vertidos (izquierda). Niveles máximos alcanzados en el embalse (derecha)

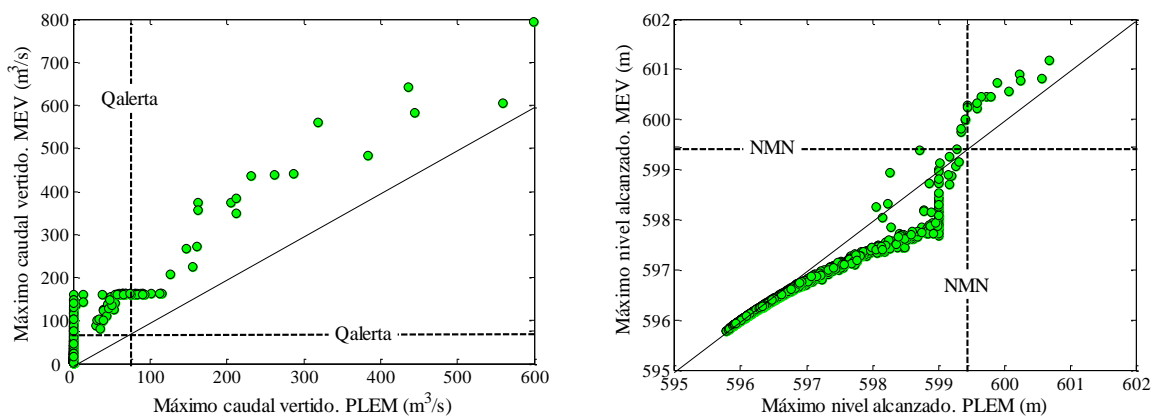


Figura 10 Comparación de comportamiento de los modelos PLEM y MEV ante un conjunto de 1000 avenidas. Presa de Fuensanta. Caudales punta vertidos (izquierda). Niveles máximos alcanzados en el embalse (derecha)

Frente a las mismas avenidas el modelo PLEM responde, en general, alcanzando valores máximos de caudal vertido y de nivel alcanzado en el embalse inferiores a los obtenidos mediante el modelo MEV. Para las avenidas de pequeña magnitud ambos modelos provocan caudales punta y niveles máximos similares (los puntos se distribuyen en torno a la recta a 45°). En el caso de avenidas de gran magnitud los caudales punta vertidos son también parecidos, no así los niveles máximos, que resultan, en general, inferiores en el PLEM para las presas de Puentes y Fuensanta (por encima del umbral del vertedero libre) Para ciertos eventos el modelo PLEM implica niveles mayores, pero siempre en el rango de niveles seguros.

En el caso de la estrategia de gestión según el MEV, son los caudales vertidos los que comportan el mayor impacto sobre el valor del índice *II*. Esto se corresponde con el hecho de que la diferencia de los caudales vertidos en ambos métodos es más importante que la diferencia de los niveles alcanzados.

Por último, es importante tener en cuenta que el embalse de Fuensanta presenta un volumen de resguardo importante respecto del volumen de los hidrogramas de entrada, incluso para avenidas de período de retorno medio-alto ( $\approx 100$  años). De acuerdo con los hidrogramas característicos que figuran en las NNEE de la presa, la avenida de TR=100 años tiene asociado un volumen de 29,3 hm<sup>3</sup>, siendo el volumen de resguardo de aproximadamente 31 hm<sup>3</sup>. Dado que el modelo PLEM conoce a priori la totalidad del hidrograma de entrada puede gestionar esas avenidas almacenándolas sin que esto suponga un riesgo para la seguridad de la presa. En cambio el MEV toma decisiones en tiempo real, es decir, sólo conoce la parte del hidrograma que ha ocurrido hasta el instante en que toma la decisión.

## 4 CONCLUSIONES

En este trabajo, se implementó un esquema de análisis que permite abordar la naturaleza estocástica de las avenidas en el estudio del comportamiento de la gestión de una presa y su embalse en laminación. Se desarrolló una herramienta que permite evaluar y comparar diferentes estrategias de gestión y configuraciones de éstas, en términos de los caudales máximos vertidos y los niveles máximos alcanzados, simultáneamente. El indicador utilizado es el Índice de Riesgo Global, *II*, que mediante el tratamiento probabilístico de los resultados de la gestión resume en un valor el funcionamiento de una regla de operación ante un conjunto de solicitaciones hidrológicas para un embalse.

Este indicador permitió, en primer lugar, calibrar los parámetros del modelo de optimización PLEM, obteniéndose configuraciones del mismo que dan lugar a un comportamiento satisfactorio. Luego, se empleó *II* para comparar los resultados obtenidos de la laminación del conjunto de avenidas según ambos modelos, PLEM y MEV, para tres casos de estudio. En todos los casos se obtuvieron mejores valores de *II* para el modelo PLEM. Dichos resultados se contrastaron mediante la comparación gráfica de los caudales punta vertidos y los niveles máximos alcanzados en ambos modelos. Se observa que en general, para las mismas avenidas, el modelo PLEM implica menores caudales punta y niveles más seguros. Sin embargo, en la mayor parte de los eventos estudiados esta mejora no es suficiente para decantarse por este modelo, frente a la ventaja del MEV de cara a su implementación en tiempo real. Este aspecto se estudiará en profundidad en futuros trabajos, donde se plantea la implementación del modelo PLEM en un proceso secuencial con pronósticos inciertos en un horizonte temporal limitado.

## 5 REFERENCIAS

- Castillo, E.; Conejo, A.; Pedregal, P.; García, R. y Alguacil, N. (2002) Building and Solving Mathematical Programming Models in Engineering and Science. John Wiley and Sons.
- Girón, F. (1988) The evacuation of floods during the operation of reservoirs. International Commission of Large Dams, Congress San Francisco. US Q63 R75.
- Labadie, J. (2004) Optimal operation of multireservoir systems: State-of-the-art review. Journal of Water Resources Planning and Management Vol. 130 N° 2, March-April, pp. 93-111.
- Mediero, L.; Garrote, L. y Martín-Carrasco, F. (2007) A Probabilistic model to support reservoir operation decisions during flash floods. Hydrological Sciences Journal-Journal des Sciences Hydrologiques. Vol.52(3). pp. 527-537.
- Needham, J.; Watkins, D.; Lund, J. & Nanda, K. (2000) Linear programming for flood control in the Iowa and Des Moines rivers. Journal of Water Resources Planning and Management Vol. 126. pp. 1291-1297.
- Rani, D. & Moreira, I. (2010) Simulations-optimization modeling: A survey and potential application in reservoir systems operation. Water Resour Manage N° 24, pp. 1107-1138.

Sordo, A. (2010) Metodología de análisis del efecto laminador de los embalses bajo un enfoque probabilístico. Tesis doctoral. Tutores: Garrote de Marcos, L. y Martín Carrasco, F.

Windsor, J. (1973) Optimization model for the operation of flood control systems. Water Resources Research Vol. 9 – Nº 5 – pp.1219-1226.