

**CORRECCIÓN DE LA FÓRMULA DEL SMPDBK PARA
EL CÁLCULO DEL CAUDAL PICO DE ROTURA DE PRESAS**

TEMA: Obras Hidráulicas

Luis G. Castillo E.¹

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Master of Arts in Society, Science and Technology

Oscar de Cos M.²

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

RESUMEN

El Ministerio de Medio Ambiente de España ha redactado una Guía de Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial, en la que se unifican criterios y se recomienda entre otros métodos, el uso del programa del DAMBRK simplificado (SMPDBK) como herramienta de trabajo en esta fase de estudio, aplicándose el modelo completo únicamente a las Presas clasificadas con categoría A y B, con el objeto de redactar sus planes de emergencia.

A partir de la experiencia obtenida en la clasificación de las presas de la Confederación Hidrográfica del Norte, se ha detectado que para ciertas condiciones de altura y volumen de presa, el caudal punta de rotura no siempre se produce para un mayor ancho de brecha (para presas de gravedad, mayor valor entre el tercio de la longitud de coronación o tres bloques consecutivos de construcción), sino a un ancho de menor dimensión, obtenido a partir de la maximización de la fórmula propuesta en el modelo SMPDBK.

ABSTRACT

The Ministry of Environment of Spain has edited a Guide of Dams Classification in Function of the Potential Risk, in which become unified criterion and are recommended, between other methods the use of the program of the simplified DAMBRK (SMPDBK) like a tool of work in this phase of study, it is applied the complete model only to the Dams classified with category A and B, for the purpose of editing their plans of emergency.

Starting from the experience gotten in the classification of the North Hydrographic Confederation Dams, it has been detected that for certain conditions of height and volume of Dams, the pic flow of breaking is not always produced for a greater width of breach (greater value between the third of the longitude of the crest or three serial blocks of construction of the Dams), but to a width of minor dimension, obtained by the maximun of the proposal formula in the SMPDBK model.

¹ **SENER, Ingeniería y Sistemas.** SeveroOchoa 4. P.T.M. 28760 Tres Cantos-Madrid. ESPAÑA.

E-mail: luis.castillo@mad.sener.es

Asesor del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador.

² **SENER, Ingeniería y Sistemas.** Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya). ESPAÑA.

E-mail: oscar.decos@bio.sener.es

1.- INTRODUCCIÓN

De acuerdo a la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones, se necesitan clasificar las presas de acuerdo al riesgo potencial, para lo cual el Ministerio de Medio Ambiente de España ha redactado una Guía de Clasificación [Guía Técnica (1996)]. En dicha guía se unifican criterios y se recomienda entre otros métodos, el uso del programa del DAMBRK simplificado (SMPDBK) [Wetmore and Fread (1981)] como herramienta de trabajo, puesto que, por una parte dado el gran número de presas a estudiar (más de 1.600 entre grandes y pequeñas presas) no sería abordable en un tiempo razonable y, por otra parte, la información disponible en esta fase, en la mayoría de casos no es adecuada para aplicar el modelo completo. En el modelo SMPDBK se obtienen resultados del lado de la seguridad y, en todo caso, el modelo completo del DAMBRK [Fread (1988)] siempre se aplicará a las Presas clasificadas con categoría A y B, con el objeto de realizar las bases de los planes de emergencia.

Para el desarrollo de estos trabajos el Ministerio de Medio Ambiente sacó a concurso público la contratación de la asistencia técnica con empresas privadas cualificadas, siendo la Empresa SENER, Ingeniería y Sistemas, S.A., la adjudicataria para realizar la "Propuesta de Clasificación de Presas de Titularidad Estatal (9 presas) y el Análisis de los Informes de las Propuestas de Clasificación de las Presas de Concesionarios (52 presas) en Función del Riesgo Potencial de la Cuenca Hidrográfica del Norte II y III" [SENER (1997)].

A partir de la experiencia obtenida en su aplicación práctica, se ha detectado que para ciertas condiciones de altura y volumen de presa, el caudal punta de rotura no siempre se produce para un mayor ancho de brecha (mayor valor entre el tercio de la longitud de coronación o tres bloques consecutivos de construcción en presas de gravedad), sino a un ancho de menor dimensión, obtenido a partir de la maximización de la fórmula propuesta en el modelo SMPDBK.

2.- DEFINICIONES Y FORMULACIONES BÁSICAS DE LA ROTURA DE PRESA

2.1 Generalidades

Los mecanismos de fallo de las presas todavía no están suficientemente entendidos y caracterizados en la actualidad. En general se pueden reconocer tres estados diferentes en la evolución del flujo resultante debido a la rotura de una presa:

(1) Estado de formación de la onda: El flujo es estrictamente tridimensional y los mecanismos dinámicos relevantes son el gradiente de presión, el peso del fluido y la inercia. Una solución teórica fue propuesta por Pohle (Circular Nº 521) para el caso de rotura instantánea sobre fondo seco y liso y un ancho de canal infinito, asumiendo un movimiento bidimensional e irrotacional en el plano vertical. Soluciones más sofisticadas que incluyen la fricción y con soluciones numéricas de las Ecuaciones completas de Navier-Stokes, fueron propuestas por Harlow and Welch (1965).

(2) Estado de propagación de la onda: El flujo adquiere un aspecto unidimensional, con una dirección dominante a lo largo del río o canal hacia aguas abajo, mientras el movimiento todavía sigue controlado por los mismos mecanismos físicos.

La solución de Ritter (1892) constituye la solución clásica para este estado. Aplica las mismas condiciones que la solución de Pohle, pero su solución se basa en un modelo de onda de gravedad (teoría de propagación con calados de agua poco profundo "shallow water theory"). La solución establece que en el sitio de la presa y en el instante de rotura, el nivel del agua es $h_r = (4/9) (h_0/g)^{0.5}$ y el caudal unitario crítico es $q = [(8/27) (gh_0)^{0.5}] h_0$, en donde h_0 es el nivel del embalse en el instante de la rotura y g es la aceleración de la gravedad.

Los efectos de fricción a través de diferentes técnicas de perturbación, fueron estudiados por Dressler (1952) y Withman (1955). Stoker (1957) generalizó la solución de Ritter para el caso de existencia de calado en el cauce aguas abajo de la presa, mientras Su and Barnes (1970) introdujeron los efectos de la forma de la sección transversal de un canal prismático.

(3) Estado de subsidencia de la onda: Los efectos de fricción son relevantes, llegando casi a equilibrar la acción del peso efectivo y manifestándose el gradiente de presión como un agente de difusión. Este estado ha sido teóricamente investigado por Hunt (1984 a), (1984 b), (1987), basándose en el modelo de la onda cinemática.

En la bibliografía técnica existen diversos trabajos experimentales y numéricos que, por una parte, verifican las principales características de los diferentes resultados teóricos, y por otra parte, se han resuelto problemas más complejos, presentándose actualmente nuevas propuestas para un análisis continuo de la rotura de presa [Menéndez and Navarro (1990)], incidencia de la configuración y formas

del cauce (flujo bidimensional) [Bell, et. al. (1992)], viscosidad no-newtoniana del flujo [Aguirre Pe and et. al. (1995)], análisis de sensibilidad estocástico de los principales parámetros del flujo [Gates and Al-Zahrani (1996a)(1996b)]. Una descripción resumida y las condiciones de aplicación en estos estados de evolución del flujo, puede consultarse en Castillo y De Cos (1997). En la figura 1 se indica el efecto de la fricción en la propagación de la onda sobre un cauce seco, comparándose la solución teórica de Ritter, con los datos experimentales de Schoklitsch y Dressler.

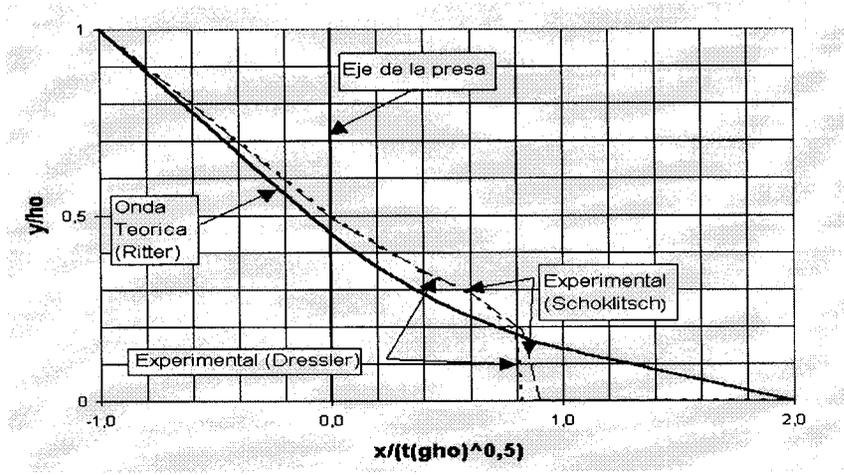


FIGURA 1.- Efecto de la fricción en la propagación de la onda sobre cauce seco

2.2 Análisis de la brecha

De esta forma y desde una concepción de aplicación práctica, podemos resumir que en los primeros estudios de rotura de presas, se asumía que la presa fallaba completamente a lo largo de la cerrada y de una forma instantánea. Estas dos simplificaciones son adecuadas únicamente en el caso de las presas bóveda. Otros investigadores [Schocklitsh (1917), Army Corps of Engineers (1960)], consideraron el tamaño de la brecha con una dimensión menor a la cerrada. En la actualidad [DHI (1994), Fread (1988)] se sabe que la brecha se desarrolla sobre un intervalo de tiempo finito y que llega a tener un tamaño definido por el ancho del fondo final de la brecha (**b**) y de un parámetro de forma (**Z**) que define la pendiente lateral de la brecha [depende del ángulo de reposo del material]. Así, en la Guía Técnica (1996) se considera en presas de gravedad (**Z=0**) y en presa de materiales sueltos (**Z=1**). Ver figura 2.

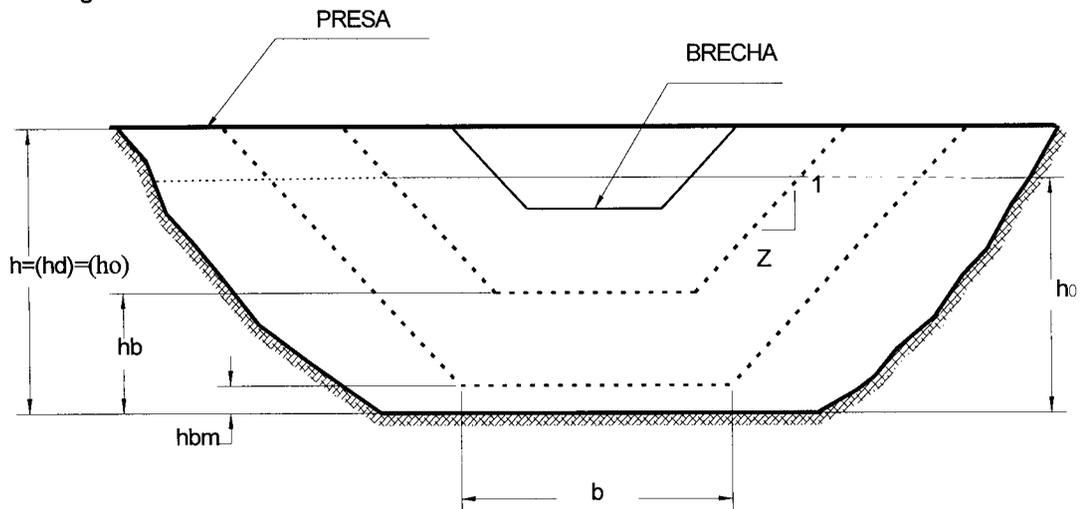


FIGURA 2.- Principales parámetros en la formación de la brecha [Desde Fread (1988)].

Esta representación paramétrica es la que se utiliza en el programa DAMBRK, por razones de simplicidad, generalidad, amplia aplicabilidad y por la incertidumbre existente en los mecanismos reales de fallo de las presas [Fread (1988)].

En general, la configuración de una rotura de presa se compone de una estructura de flujo por desbordamiento (estructura de flujo sobre la cresta de la presa) y por otra estructura que representa la rotura propiamente dicha o "brecha" de la presa.

La brecha se suele modelar en dos formas diferentes, ya sea como un fallo de la cresta de la presa (estructura en brecha) o como un fallo por sifonamiento (estructura en "piping").

El flujo en la configuración de la rotura de presa es muy similar al flujo en aliviaderos de cresta ancha, pero existen dos diferencias fundamentales:

- La forma de la presa cambia con el tiempo. La brecha aumenta en tamaño y la cresta de la presa disminuye. Por lo tanto, las relaciones características del flujo crítico (Q-h) de la cresta y de la brecha no se pueden calcular directamente y de una sola vez.
- Las relaciones de la curva de descarga (Q-h) son diferentes para el flujo en la cresta de la presa y en la brecha, siendo por tanto necesario realizar el cálculo de una forma separada.

Así, la mayor parte de los métodos de cálculo simplificados parten de la definición de la formación de una brecha caracterizada por la anchura del fondo, la altura y los taludes laterales. Se asume que esta brecha se propaga a una determinada velocidad, dependiendo del tipo de presa.

El ancho final (**b**) se relaciona con el ancho promedio de la brecha (\bar{b}) [ancho a una altura **h/2**], por la siguiente expresión:

$$b = \bar{b} - Z \cdot h_d \quad (1)$$

Se asume que el ancho del fondo de la brecha se inicia a una altura determinada (h_d) y que incrementa en una relación lineal (o no-lineal) con respecto al tiempo de fallo (τ), hasta que se alcanza el valor del ancho final del fondo (**b**) y se ha alcanzado una profundidad (h_{bm}).

La elevación del fondo de la brecha se simula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) \cdot \left(\frac{t_b}{\tau}\right)^\rho; \quad 0 < t_b \leq \tau \quad (2)$$

En donde t_b es el tiempo desde el inicio de la formación de la brecha y ρ es el parámetro que especifica el grado de no-linealidad, cuyo rango puede variar de 1 a 4 ($\rho = 1$ relación de formación lineal; $\rho = 2$ relación cuadrática no-lineal).

El ancho instantáneo del fondo de la brecha b_i se calcula con la siguiente relación:

$$b_i = b \cdot \left(\frac{t_b}{\tau}\right)^\rho; \quad 0 < t_b \leq \tau \quad (3)$$

Durante la simulación de una rotura de presa, la formación de la brecha real empieza cuando el nivel del embalse (**h**) excede a un valor especificado (h_r)

2.3 Aplicación a los diferentes tipos de presas

En la Guía Técnica (1996) se asume que la brecha se inicia cuando el nivel de agua alcanza la cota de coronación de la presa ($h_0=h$) en el escenario con avenida simultánea y el máximo nivel normal sin avenida, aumentando su tamaño en una relación lineal con el tiempo ($\rho=1$) y alcanzando una profundidad hasta el nivel del cauce ($h_{bm}=0$).

En las presas bóveda, en donde la colaboración entre bloques es esencial para garantizar la estabilidad del conjunto, se suele suponer que la brecha coincide con la forma de la cerrada modificada por los estribos (admitiéndose una geometrización trapecial), asumiendo un tiempo de formación de la brecha de unos pocos minutos (5 a 10 minutos según la Guía Técnica).

En las presas de gravedad y contrafuertes, se suele admitir que la brecha se forma con la caída o deslizamiento de uno o varios bloques de construcción, normalmente los que se encuentre en peores condiciones en relación al vuelco o al deslizamiento. Es difícil predecir el número de bloques que pueden fallar, sugiriéndose realizar un análisis de sensibilidad que defina el ancho de brecha para

garantizar que las presiones de carga (por el nivel resultante en el embalse) y las velocidades en la brecha, no causen daños adicionales. En los casos de análisis de desbordamiento se suele admitir que la rotura se produce cuando la sobrecarga es mayor de la que admite la estabilidad frente a estos dos fenómenos. Una vez finalizado el tiempo de formación de esta primera brecha, el embalse se habrá vaciado parcialmente y, entonces se podrá calcular nuevamente la estabilidad de los otros bloques. En la Guía Técnica, la forma de la brecha se considera rectangular y hasta el fondo del cauce, con un ancho del que resulte mayor entre el tercio (1/3) de la longitud de coronación o de tres (3) bloques de construcción de la presa. El tiempo de formación se asume entre 10 y 15 minutos.

En las presas de materiales sueltos, el método es análogo aunque en este caso la velocidad de avance de la brecha y las características geométricas pueden calcularse teniendo en cuenta los datos propios de la presa (tamaño medio de materiales de espaldones y núcleos, taludes, etc.) y características del embalse, que determinan la velocidad de vaciado. De esta velocidad depende la diferencia de cotas entre la lámina de aguas arriba y la cota del fondo de la brecha en cada instante, constituyendo un dato esencial puesto que de éste valor depende directamente la velocidad erosiva de salida. El ancho promedio de brecha se encuentra entre valores correspondientes a la altura de presa y hasta cinco veces su valor. El tiempo total de fallo (por desbordamiento) puede estar en el rango de unos pocos minutos hasta menos que una hora, dependiendo de la altura, el tipo de materiales de construcción, la extensión de compactación de dichos materiales y la magnitud y duración del flujo de desbordamiento. Los fallos por sifonamiento o "piping" tienen lugar cuando la brecha inicial tiene lugar en algún punto por debajo de la cresta de la presa, debido a la erosión interna del material. Los tiempos de fallo son considerablemente mayores que en los fallos por desbordamiento.

Otros métodos proponen determinar las propiedades de la brecha a través de los modelos de erosión de brecha, acoplados a las características de la teoría de transporte de sedimentos [Harris and Wagner (1967), Ponce and Tsivoglou (1981) y DHI (1994)]. Fread (1987), propone un modelo de erosión de brecha físicamente basado, acoplado la conservación de masa del caudal de entrada al embalse, los caudales desaguados por los diversos dispositivos y el caudal de salida de la brecha, con la capacidad de transporte de sedimentos del flujo uniforme no-permanente a lo largo de un canal de erosión, formado por los caudales de la brecha.

La Guía Técnica propone (para efectos de clasificación de presas), el tiempo de rotura (τ) y el ancho medio de la brecha (**b**) [ancho a una altura **h/2**] a partir de una ecuación empírica obtenida por el ajuste de datos de fallos de presas [Froelich (1987)] y, que está en función del volumen (**V**) del embalse y de la altura de la presa (**h**):

$$\tau = 4,8 \cdot \frac{V^{0,5}}{h} \quad (4)$$

$$b = 20 \cdot (Vh)^{0,25} \quad (5)$$

En donde τ está en horas, **V** en Hm^3 , **b** y **h** en metros. La profundidad de la brecha se considera hasta el contacto con el cauce y la forma se asume trapecial con taludes 1:1.

3.- CAUDAL DE DESAGÜE

En general, los caudales desaguados por una presa en un instante de su rotura serán:

$$Q_i = Q_s + Q_b \quad (6)$$

En donde **Q_s** y **Q_b** son los flujos desaguados por los diferentes dispositivos de la presa y por la brecha, respectivamente.

El caudal a través de los diferentes dispositivos de desagüe de la presa, se calcula en el programa DAMBRK, a través de la siguiente expresión:

$$Q_s = k_{sp} c_s L_s (h - h_s)^{1,5} + \sqrt{2g} \cdot c_g A_g (h - h_g)^{0,5} + k_d c_d L_d (h - h_d)^{1,5} + Q_i \quad (7)$$

En donde **k_{sp}** y **k_d** son factores de corrección por sumergencia, **c_s** coeficiente de descarga para aliviadero libre, **h_s** elevación de la cresta del aliviadero libre, **c_g** coeficiente de descarga de aliviadero con compuertas, **h_g** elevación de la línea central de aliviadero con compuerta, **c_d** coeficiente de

descarga para el flujo sobre la cresta de la presa, L_s longitud del aliviadero, A_g área de flujo por la compuerta, L_d longitud de la cresta de la presa menos L_s y la longitud de las compuertas localizadas a lo largo de la cresta, y Q_t es un caudal constante (o variable con el tiempo) que es independiente de la carga.

El caudal a través de la brecha se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_b = \left[3,1b_i(h-h_b)^{1,5} + 2,45z(h-h_b)^{2,5} \right] c_v k_s \quad (8)$$

En la cual c_v es un factor de corrección por efecto de la velocidad de aproximación, b_i es el ancho del fondo instantáneo de la brecha (ecuación 3), h es la elevación de la superficie de agua justo aguas arriba de la presa, h_b es la elevación del fondo de la brecha y que es función del tiempo de formación de la brecha (ecuación 2), Z es la pendiente lateral de la brecha y k_s es un factor de corrección de sumergencia debido a la elevación del nivel aguas abajo h_p .

Una definición más detallada y el cálculo de cada una de los diferentes factores se encuentran en Fread (1988).

En el intento de facilitar el cálculo del caudal de rotura de presa, se han desarrollado métodos aproximados, como la fórmula de Hagen (1982) y el modelo SMPDBK [Fread (1981)].

La fórmula de Hagen se desarrolló a partir de los datos históricos de la rotura de 14 grandes presas y provee la envolvente máxima de los catorce caudales observados. La Guía Técnica ofrece una versión de dicha fórmula en unidades métricas, la misma que se indica a continuación:

$$Q = K \cdot (V \cdot h)^{0,5} \quad (9)$$

En donde Q es el caudal punta de rotura (m^3/s); K constante (780 para presas bóveda y 550 para los restantes casos); V volumen del embalse (Hm^3) y h altura de presa sobre cimientos (m).

3.1 Método del DAMBRK simplificado o modelo SMPDBK

Fread (1981) desarrolló una fórmula simplificada para el cálculo del caudal pico de rotura de presas, la misma que está implementada en el Modelo del National Water Service (NWS) de los Estados Unidos SMPDBK [Wetmore and Fread (1984)].

En esta fórmula se supone que la brecha de rotura es de forma rectangular; de esta forma, el gasto instantáneo a través de la brecha se define a partir de la ecuación de aliviadero de pared gruesa:

$$Q_b = 3,1 \cdot b \cdot H^{0,5} \quad (10)$$

En donde b es el ancho de la brecha (ft), H carga sobre la brecha (ft) y Q_b caudal a través de la brecha (ft^3/s). Ver figura 3.

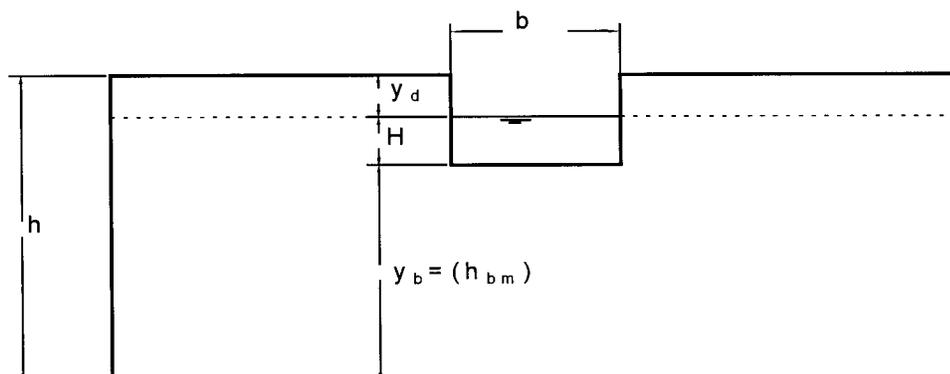


FIGURA 3.- Geometría de la formación de brecha instantánea para caudales simplificados del caudal pico [Desde Fread (1988)].

Si la brecha se forma en un tiempo finito τ , y se supone que la superficie del embalse permanece constante durante este intervalo de tiempo, el volumen de agua que sale del embalse está dado por la integral del caudal instantáneo. Este volumen también debe ser igual al producto de la superficie del embalse A_s por la integral del descenso del nivel instantáneo y_d sobre el cambio total en el nivel del embalse y_f ; así:

$$3,1 \cdot b \cdot \int_0^{\tau} H^{1,5} dt = A_s \cdot \int_0^{y_f} dy_d \quad (11)$$

La evaluación de la carga instantánea sobre la brecha se puede expresar en términos del descenso instantáneo del nivel $H = (h - y_b) - y_d$, en donde y_b es la altura instantánea del fondo de la brecha alcanzando el valor h_{bm} al final del proceso. Del reemplazo directo de esta expresión en la ecuación anterior, se obtiene una expresión que no fue integrada en forma analítica. Wetmore and Fread (1981) propusieron que la carga instantánea sobre la brecha sea calculada por la siguiente relación:

$$H = \frac{1}{\Gamma} (h - y_d) \quad (12)$$

donde Γ es un coeficiente empírico correctivo de la simplificación asumida. A partir de comparaciones entre los caudales calculados con dicha simplificación y los obtenidos con el DAMBRK, asumieron que $\Gamma = 3$.

Reemplazando la ecuación (12) en la ecuación (11), resolviendo y reordenando se obtiene la expresión para la carga máxima sobre la brecha:

$$H_{(max)} = h - y_f = \left\{ \frac{1,94 \frac{A_s}{b}}{\tau + \frac{1,94 \cdot A_s}{b \cdot \sqrt{h}}} \right\}^2 \quad (13)$$

Entonces la ecuación del caudal máximo de salida de la brecha [$Q_{(m\acute{a}x)} = 3,1bH_{(m\acute{a}x)}^{1,5}$], expresando el tiempo de fallo τ en minutos, b en pies y A_s en acres es:

$$Q_{(max)} = 3,1 \cdot b \cdot \left\{ \frac{C}{\frac{\tau}{60} + \sqrt{H}} \right\}^3 \quad (14)$$

En donde $C = 23,4 A_s/b$, con la superficie del embalse A_s a la altura de la cresta de la presa.

Fread (1988), ha encontrado que las descargas pico obtenidas con esta formulación son mayores en media del orden de un 5% a un 10% de las obtenidas con el modelo DAMBRK completo, cuando los valores equivalentes de ancho medio de brecha b y tiempo de rotura τ , son utilizados en las respectivas ecuaciones.

En base a estas conclusiones, la Guía Técnica (1996) propone entre otros métodos, para efectos de clasificación de presas, utilizar el modelo SMPDBK; puesto que por una parte, dada la gran cantidad existente de presas (más de 1.600 entre grandes y pequeñas presas) a clasificar en un tiempo relativamente corto y, por otra parte, en el proceso de clasificación la información que se dispone no es suficiente ni adecuada para poder utilizar el modelo DAMBRK completo o cualquier otro equivalente. Se debe recalcar que la información con un nivel de detalle adecuado se obtiene en la Presas clasificadas con Categorías A y B y, la modelización detallada de la onda de la rotura de presas para la redacción de las bases de los planes de emergencia se realizan con los modelos completos.

En cuanto al tránsito de la onda aguas abajo de la presa, el programa SMPDBK no considera los fenómenos de remansos producidos por los estrechamientos y oclusiones del cauce, ni tampoco los problemas de los resaltos móviles, etc.; puesto que en la solución no se resuelven las ecuaciones completas de Saint-Venant, sino únicamente soluciones aproximadas obtenidas por múltiples pasadas del programa DAMBRK, obteniéndose en todo caso los resultados de los calados por exceso.

3.2 Propuesta de corrección del caudal pico de rotura del modelo SMPDBK

A partir de la aplicación de la Guía Técnica y concretamente el modelo SMPDBK, para la clasificación de las presas de la Confederación Hidrográfica del Norte, se ha observado que para ciertas relaciones de altura de presa y volumen de embalse, los caudales picos de rotura no siempre correspondían a la relación de mayor ancho de brecha, tal como indica la Guía Técnica; así, determina como ancho de brecha para presas de gravedad, el mayor valor entre el tercio de la longitud de coronación de la presa y tres bloques de construcción y para presas de materiales sueltos, el valor obtenido por la relación entre volumen de embalse y altura de presa dada por la ecuación 5.

Del estudio y análisis de estos casos particulares, se observó que el ancho de brecha que maximizaba el caudal correspondía con la dimensión de brecha obtenida a partir de la maximización de la fórmula del caudal máximo de salida en la brecha, aunque dicha dimensión de brecha obtenido por esta vía, resultaba inferior al propuesto en la Guía Técnica.

La explicación es que para ciertos valores combinados de volumen de embalse y altura de presa, el caudal pico obtenido por la ecuación (14), constituye un máximo relativo y, en estos casos, el caudal máximo absoluto será dado por el ancho de brecha que maximiza esta ecuación.

De esta forma, si en la ecuación (14), realizamos un cambio de variables con el objeto de facilitar su derivación, tenemos: $K=3,1$; $K1=23,4 \text{ As}$; $K2=\tau/60$; $K3=23,4 \text{ As/h}^{0,5}$, entonces tenemos que:

$$Q_{(max)} = K \left[b \frac{K1 / b}{K2 + K3 / b} \right]^3 \quad (15)$$

En este cambio de variables se llama la atención en los siguientes puntos:

- (I) Se considera constante la altura de presa y la superficie del embalse, de tal forma que la solución corresponderá al caso particular analizado
- (II) Se dividió el tiempo de rotura por sesenta, para considerar la aplicación directa en minutos

$$\frac{dQ_{(max)}}{db} = \frac{d \left\{ Kb \left[\frac{K1 / b}{K2 + K3 / b} \right]^3 \right\}}{db} = 0 \quad (16)$$

$$\frac{dQ_{(max)}}{db} = K \left\{ 3b \left[\frac{K1}{K2b + K3} \right]^2 \left[\frac{-K1K2}{[K2b + K3]^2} \right] + \left[\frac{K1}{K2b + K3} \right]^3 \right\} = 0 \quad (17)$$

Entonces:

$$3b \left[\frac{K1^2}{(K2b + K3)^2} \right] \left[\frac{-K1K2}{(K2b + K3)^2} \right] + \left[\frac{K1^3}{(K2b + K3)^3} \right] \left\{ 3b \left[\frac{-K1^3 K2}{(K2b + K3)^4} \right] \right\} + \frac{K1^3}{(K2b + K3)^3} = 0 \quad (18)$$

Desarrollando y simplificando obtenemos que:

$$-2bK1^3 K2 + K2 + K1^3 K3 = 0 \quad (19)$$

Despejando el ancho de brecha, simplificando y reemplazando valores, queda:

$$b = \frac{K3}{2K2} = \frac{23,4 A_s / \sqrt{h}}{2(\tau / 60)} \quad (20)$$

Y de aquí finalmente obtenemos el ancho de brecha que maximiza el caudal de desagüe:

$$b = \frac{702 A_s}{\tau \sqrt{h}} \quad (21)$$

En donde **b** y **h** están en (ft), **A_s** en (acres) y **τ** en (minutos). Mantenemos esta ecuación en unidades inglesas dado que el programa SMPDBK sólo permite trabajar en este tipo de unidades.

La ecuación (21) constituye una expresión explícita con la que podemos calcular el ancho de brecha que maximiza el caudal pico de la ecuación (14); éste ancho así calculado, para determinadas combinaciones de **A_s**, **τ** y **h**, es inferior al recomendado por la Guía Técnica, produciendo sin embargo caudales mayores.

Los límites de aplicación de la ecuación 21 serían en el caso de presas de gravedad, el de un (1) bloque de construcción (semejante a 15 m - 49,2 ft), hasta el mayor valor entre el tercio de la longitud de coronación de presa (L/3) y tres (3) bloques de construcción. Para casos intermedios se podría redondear al valor más próximo del múltiplo correspondiente al tamaño de bloque, con lo cual se asume que el fallo siempre ocurriría a través de las juntas de construcción de la presa.

En el caso de las presas de materiales sueltos, los límites de aplicación como un orden de magnitud estarían entre los valores de la mitad del ancho de brecha (0,5 b) calculado con la ecuación 5 y hasta cinco (5) veces el valor de la altura de presa.

De esta forma, conocida la altura de embalse (**h**), la superficie del embalse (**A_s**) correspondiente a esa altura y, asumido el tiempo de rotura (**τ**) en función del tipo de presa, podemos calcular de forma inmediata el ancho de brecha (**b**), que será introducido como dato en el programa SMPDBK siempre y cuando éste ancho resulte inferior al recomendado por la Guía Técnica. El caudal obtenido con este procedimiento se debe comparar con el caudal obtenido por la aplicación del ancho de brecha propuesto por la Guía Técnica.

El caudal de análisis para el estudio de clasificación de la presa, será el mayor de los dos (respetando los límites de aplicación de la ecuación 21), salvando de esta forma la posible subvaloración del caudal pico de rotura y, con ello, posiblemente una incorrecta clasificación de la presa.

3.- APLICACIÓN A CASOS PRÁCTICOS

En el cuadro 1 se presenta algunas de las presas analizadas, en donde se recogen los principales datos: longitud de coronación, altura y superficie de embalse, anchos de brecha y caudales pico de rotura calculados con el programa SMPDBK, correspondientes a un tiempo de rotura **τ** = 15 minutos.

Presa	Longitud de coronación (ft)	Altura (ft)	Superficie (acres)	Ancho de brecha según GT (ft)	Caudal pico (cfs)	Ancho de brecha según ecuación 21 (ft)	Caudal pico (cfs)
Lecubaso	328,1	33,5	3,02	147,6	1.363	24,4	4.349
Leurza Inf.	426,5	65,6	14,83	147,6	37.705	85,7	41.819
La Lastra	272,7	80,7	2,32	147,6	924	12,1	8.048
La Florida	226,7	45,9	18,84	147,6	36.974	130,1	37.173
Mendaaur	390,4	82,0	12,35	147,6	33.890	63,8	43.533
El Furacón	820,1	32,8	34,3	273,3	48.351	280,3	48.362
Valdemurrio	390,4	68,9	59,8	147,6	144.506	337,2	177.115
Buelna	457,7	41,0	22,2	152,6	39.078	162,3	39.126
Tanes	639,8	67,3	135,9	213,3	247.998	775,3	393.159
Ibiur	721,3	191,4	91,67	240,5	738.635	310,1	754.228
F. Azufre	131,2	13,8	797,6	131,2	20.373	10.055,6	472.463
Artiba	913,7	121,6	10,10	304,6	13.415	42,9	52.795

CUADRO 1.- Características de las presas y embalses, anchos de brecha y caudales pico de rotura

En la figura 4 se indica las distintas combinaciones de superficie de embalse y altura de presa calculados con la ecuación 21, para diferentes anchos de brecha: 49,2-98,5-147,6-196,9-246 ft (15-30-45-60-75 m) y ($\tau = 15$ minutos); junto con la representación de dichas presas.

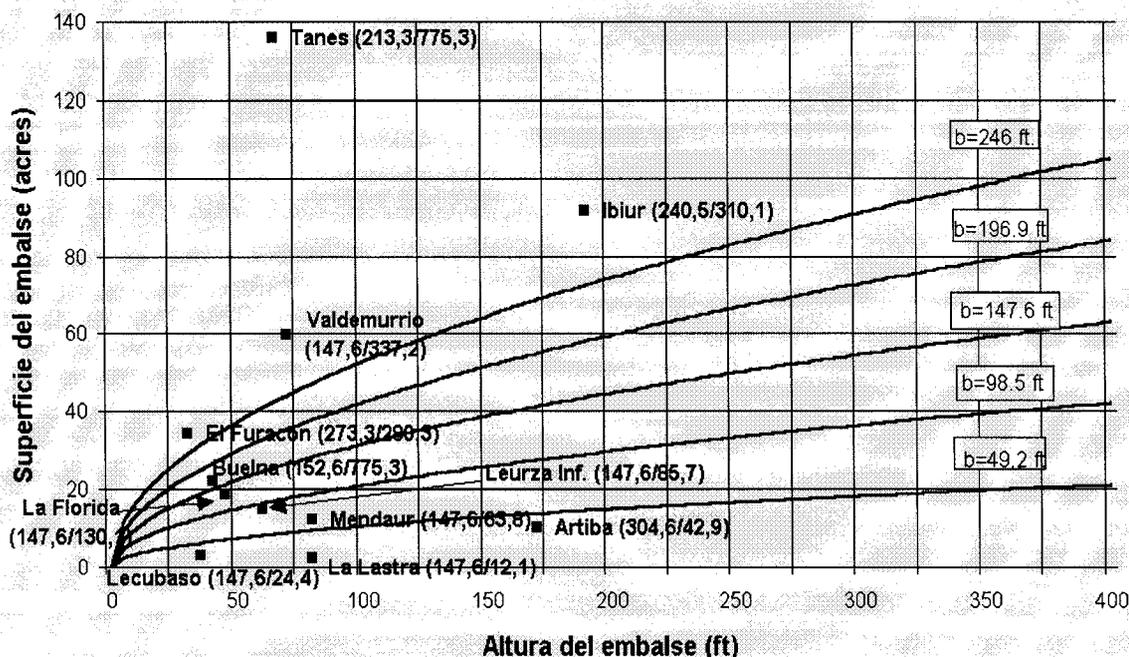


FIGURA 4.- Superficie Embalse-Altura de Embalse, para $\tau = 15$ minutos y diferentes anchos de brecha: 49,2-98,5-147,6-196,9-246 ft (15-30-45-60-75 m)

Los valores entre paréntesis al lado del nombre de las diferentes presas, corresponden a los anchos de brecha propuestos por la Guía Técnica y los calculados por la ecuación 21, respectivamente.

En general los anchos de brecha que caen por encima de la solución propuesta por la Guía Técnica (ancho de brecha GT < ancho de brecha de ec. 21), no presentan problemas y corresponden directamente a los caudales máximos absolutos dentro de los límites de aplicación; sin embargo, los valores de brecha que caen por debajo de las curvas de solución teórica (ancho de brecha GT > ancho de brecha de ec. 21), corresponden a caudales máximos relativos, debiéndose por tanto obtener los caudales máximos absolutos a partir del ancho de brecha calculado con la ecuación 21. Así las presas que requieren aplicar este procedimiento son: Lecubaso, Mendaur, Artibai, Leurza Inferior, La Lastra y La Florida.

Por ejemplo, en la Presa de Lecubaso (Tipo Gravedad) el ancho de brecha según la Guía Técnica es de 147,6 ft (3 bloques de construcción), obteniéndose un caudal pico de rotura de 1.363 cfs; sin embargo, el ancho de brecha según la ecuación 21 es de únicamente 24,4 ft y el caudal pico de rotura correspondiente es de 4.349 cfs; resultando un caudal pico mayor en un 219% que el previsto por la aplicación directa de la Guía Técnica, lo que llevaría a una clasificación de tipo de presa errónea, del lado de la inseguridad.

En las presas en donde los anchos de brecha calculados con la ecuación 21 son mayores que los anchos de la Guía Técnica, los caudales de rotura correspondientes son obviamente mayores y constituyen únicamente soluciones teóricas que no deben considerarse en el análisis de clasificación. Así por ejemplo, en la Presa de Fuente del Azufre el caudal pico de rotura para clasificación es de 20.373 cfs y no de 472.463 cfs, puesto que éste último es un caudal máximo teórico que correspondería a un ancho de brecha (10.055,6 ft) que sería mayor que el ancho de brecha dado por la Guía Técnica (131,2 ft).

En la figura 5 se presenta la evolución del caudal pico de rotura de la Presa de La Mortera, en función de los diferentes anchos de brecha y, para los escenarios con y sin avenida.

Se puede observar que los caudales de rotura (2.073 y 957 cfs) obtenidos con la aplicación directa del ancho de brecha (147,6 ft) propuesto por la guía técnica, son inferiores a los caudales de rotura (3.306 y

1.756 cfs) obtenidos por la aplicación de los anchos de brecha (47,1 y 40,3 ft), obtenidos por la aplicación de la ecuación 21 y, propuesta por los autores. De esta forma, aunque los anchos de brecha son menores, los caudales de rotura son superiores en un 59% y 83% respectivamente, constituyendo caudales máximos absolutos dentro de los límites de aplicación.

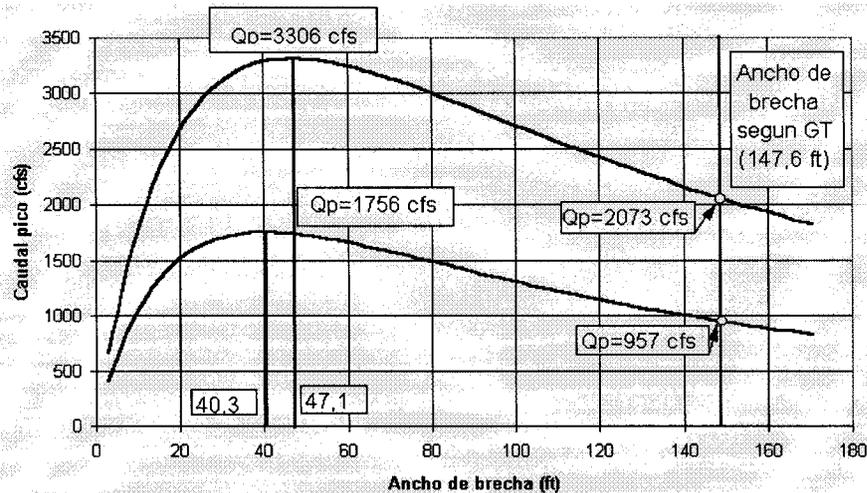


FIGURA 5.- Caudales pico de rotura en función del ancho de brecha, para la Presa de La Mortera

4.- CONCLUSIONES

El modelo SMPDBK (DAMBRK simplificado), constituye una herramienta muy valiosa para la realización de los estudios de clasificación de presas en función del riesgo potencial. Dado que en esta fase del estudio la información disponible es escasa e insuficiente para aplicar los modelos de cálculo completos, su utilidad es evidente puesto que, permite realizar la clasificación de las presas desde un punto de vista conservador (lo que está de acuerdo con el espíritu de la guía técnica) y, por otra parte, a partir de estos resultados, se conoce con cierta precisión la información (cartografía, taquimétricos, etc.) que se necesita obtener, para realizar los estudios de las bases de los planes de emergencia, con los modelos completos, pero únicamente en las presas clasificadas con categoría A y B.

En este contexto, la corrección de la fórmula del caudal pico del modelo SMPDBK que se propone en este artículo, permite mantener el espíritu de la guía técnica (procedimientos y cálculos conservadores), en aquellos casos en que los caudales pico de rotura no constituyen el valor máximo absoluto para un mayor valor de ancho de brecha; evitando así en estos casos, una subvaloración de dicho caudal y, por lo tanto, posiblemente una errónea asignación de categoría.

El procedimiento de cálculo propuesto, resuelve desde un punto de vista práctico, la correcta aplicación de la guía técnica para cualquier tipo de presa, obteniéndose siempre los valores máximos absolutos para los caudales pico de rotura de presa.

Un análisis general y completo de las ecuaciones matemáticas de las formulaciones, para obtener criterios acotados explícitos, para cualquier combinación de los parámetros principales (ancho de brecha, tiempo de rotura, volumen y altura de presa), será presentado por los autores próximamente.

5.- REFERENCIAS

- Aguirre-Pe, J.; Quisca, S. and Pacheco, F. P. (1995). "Tests and numerical one-dimensional modelling of a high-viscosity fluid dam-break wave". Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 33, N° 1, pp 17-26
- Bell, S. W.; Elliot, R.C. and Chaudhry, M.H. (1992). "Experimental results of two-dimensional dam-break flows". Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 30, N° 2, pp 225-252.
- Castillo-E., L.G. (1996). "Present Problematic of the Water Resources Planning in Spain and the World". Master Thesis in Society, Science and Technology. Economic Science Faculty. Business Administration Institute. Autonomous University of Madrid.
- Castillo-E. L.G.; De Cos, M. O. (1996). "Clasificación de las presas en función del riesgo potencial". VII Congreso Ecuatoriano de Hidráulica. Quito-Ecuador.

- **DHI (1994)**. "HD Reference Manual. Dambreak Structure. MIKE 11 Program". Danish Hydraulic Institute. Horsholm, Denmark.
- **Dressler, R.F. (1952)**. "Hydraulic Resistance Effect upon the Dam-Break Functions". Jr. Res. N.B.S.. Vol. 49, 3, Sept.
- **Fread, D.L. (1988)**. "The NWS DAMBRK Model: Theoretical Background/User Documentation". U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE. National Oceanic and Atmospheric Administration. National Weather Service. Silver Spring. USA. October.
- **Fread, D.L. (1987)**. "NWS Dam Breach Models for Microcomputers". ASCE. Annual Conference of Irrigation and Drainage Division. Portland. Oregon, July. pp. 28-31.
- **Fread, D.L. (1981)**. "Some Limitations of Contemporary Dam-Break Flood Routing Models". Preprint 81-525. Annual Meeting of ASCE, Oct.17, St. Louis Missouri.
- **Gates, T.K. and Al-Zahrani, M.A. (1996a)**. "Spatiotemporal Stochastic Open-Channel Flow. I: Model and Its Parameter Data". Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122, No. 11, ASCE. November.
- **Gates, T.K. and Al-Zahrani, M.A. (1996b)**. "Spatiotemporal Stochastic Open-Channel Flow. II: Simulation Experiments". Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122, No. 11, ASCE. November.
- **Guía Técnica (1996)**. "Clasificación de presas en función del riesgo potencial". Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas - TYPESA-ECM. Noviembre. Madrid-España.
- **Hagen, V.K. (1982)**. "Re-evaluation of Design Floods and Dam Safety". Paper Presented at Fourteenth ICOLD Congress. Rio de Janeiro.
- **Harlow, F.H. and Welch, J.E. (1965)**. "Numerical Calculation of Time-Dependent Viscous Incompressible Flow of Fluid with Free Surface". The Physics of Fluids, Vol. 8, 12, Dec.
- **Harris, G.W., and Wagner, D.A. (1967)**. "Outflow from Breached Dams". Univ. Of Utah.
- **Hunt, B. (1987)**. "A perturbation Solution of the Flood-Routing Problem". Jr. Hydr. Res., IAHR, Vol. 25.
- **Hunt, B. (1984a)**. "Perturbation Solution for Dam-Break Floods". Jr. Hydr. Eng., ASCE, Vol. 110, 8. Aug.
- **Hunt, B. (1984b)**. "Dam-Break Solution". Jr. Hydr. Eng., ASCE, Vol. 110, 6. June.
- **Menéndez, N. A. and Navarro, F. (1990)**. "An experimental study on the continuous breaking of a dam". Jour. of Hydr. Res. IAHR, Vol. 28, No. 6. June.
- **Penas, M.J.; Berga, C.L.; Rodríguez, T.M. (1996)**. "Clasificación de presas en función del riesgo potencial. Criterios básicos y metodología". V Jornadas españolas de presas. Valencia-España.
- **Schocklitsch, A. (1917)**. "On Waves Created by Dams Breaches". Akad. Wiss. (Vienna) Proc., Pt. 2A.
- **Ponce, V.M. and Tsivoglou, A.J. (1981)**. "Modelling of Gradual Dam Breaches". Journ. Hydraulics Div., ASCE, 107, HY6, June, pp. 829-838.
- **Pohle, F.V. (Circular 521)**. "Motion of Water due to Breaking of a Dam and Related Problems". National of Bureau of Standards.
- **Ritter, A. (1892)**. "Die Fortpflanzung der Wasserwellen". Zeitschrift des Vereines Deutsche Ingenieure, Vol. 36, 33.
- **SENER (1997)**. "Asistencia técnica de estudios para realizar la propuesta de clasificación de las presas de titularidad estatal y análisis e informe de las propuestas de clasificación de las presas de concesionarios en función del riesgo potencial. Cuenca Hidrográfica del Norte". Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas. Madrid-España.
- **Stoker, J. (1957)**. "Water Waves". Interscience. New York.
- **Su, S.T. and Barnes, A. (1970)**. "Geometric and Frictional Effects on Sudden Releases". Jr. Hydr. Div., ASCE, HY11, Nov.
- **TYPESA-ECM (1997)**. "Documento de trabajo: Desarrollo del sistema informático". Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas. Madrid-España.
- **U.S. Army Corps of Engineers (1960)**. "Floods Resulting from Suddenly Breached Dams-- Conditions of Minimum Resistance, Hydraulic Model Investigation. Misc. Paper 2-374, Report 1, WES, Feb., 176 pp.
- **Wetmore, J.N. and Fread, D.L. (1981)**. "The NWS Simplified Dam Break Flood Forecasting Model". Proceedings of the Fifth Canadian Hydrotechnical Conference, Fredericton; New Brunswick, Canada, May.
- **Whittham, G.B. (1955)**. "The Effects of Hydraulic Resistance in the Dam-Break Problem". Proc. Royal Soc. London, serie A, Vol. 227.