

## Modelado empírico simple del rompimiento de presas pequeñas de tierra (hidrograma de salidas)

### *Simple Empirical Modeling of Small Earth–Dam Break (Outflow Hydrograph)*

Campos-Aranda Daniel Francisco

*Facultad de Ingeniería*

*Universidad Autónoma de San Luis Potosí*

*Correo: campos\_aranda@hotmail.com*

Información del artículo: recibido: enero de 2012, aceptado: febrero de 2013

#### Resumen

Se exponen varias ideas generales respecto al rompimiento de presas con cortina de tierra. En seguida, se presenta con detalle el establecimiento de las dos ecuaciones diferenciales que rigen su proceso de falla, las cuales constituyen un modelo empírico, ya que su coeficiente de erosividad debe ser calibrado. Se expone únicamente la solución analítica de tales ecuaciones, para brecha de falla rectangular y erosión no lineal, por ser la más simple. Se describe brevemente el calibrado del modelo y el análisis de sensibilidad de sus parámetros. Antes de iniciar la aplicación numérica del modelo a 97 presas pequeñas con cortina de tierra del país, se citan varias fórmulas empíricas que resumen la experiencia mundial y que permiten estimar el ancho promedio de la brecha, la duración de la falla y el gasto máximo de descarga. El modelo expuesto es simple, está físicamente basado y su aplicación a cualquier presa pequeña del país requiere únicamente como datos básicos, la altura de la cortina y el volumen de agua almacenado antes de la falla; permite estimar el hidrograma de salidas debido al rompimiento de la cortina por desbordamiento.

#### Descriptor:

- desbordamiento
- proceso erosivo
- brecha de falla
- modelos analíticos
- estudios de seguridad de presas

## Abstract

In this work several general ideas about the earth–dam break are exposed. The two differential equations that govern the failure process are presented, constituting thus an empirical model, since the erosivity coefficient must be calibrated. For its simplicity, only the analytical solution for the case of rectangular breach of failure and nonlinear erosion is exposed. The calibration of the model and the analysis of the sensitivity of its parameters are described briefly. The empirical formulas that summarize the world–wide experience to estimate the average width of the breach, the time failure and the maximum outflow are cited. The model was applied to 97 small dams with earth embankment of the country. The results allow concluding that the exposed model is simple and physically based, and that its application to any small dam in the country only requires as input data: the embankment height and the stored volume of water before the failure. The model allows an estimate of the outflow hydrograph due to the dam breaking by overtopping flow.

### Keywords:

- overtopping
- erosive process
- breach failure
- analytical models
- dam safety studies

## Introducción

Las presas son las obras de infraestructura hidráulica más importantes y también son numerosas. Son construidas para favorecer el desarrollo económico e involucran grandes inversiones de recursos financieros, naturales y humanos. Las presas están constituidas básicamente por tres estructuras: (1) la *cortina*, que es la obra que obstruye el flujo del río, represándolo y formando un lago artificial en lo que se llama el *vaso* o *embalse* de la presa; (2) el *vertedor* u obra de excedencias, diseñado para dar paso seguro a los escurrimientos excedentes o crecientes que llegan al embalse cuando éste está lleno, evitando que se derramen sobre la cortina con posibilidad de dañarla y (3) la *obra de toma*, la cual permite las extracciones controladas, ya sean éstas para abastecimiento de agua potable, riego o generación de energía hidroeléctrica.

De los diversos tipos de cortinas que pueden construirse, las de materiales térreos son las más comunes, en sus diferentes versiones, según su tamaño. Cuando son pequeñas, por lo general, son homogéneas y cuando son grandes lo común es que lleven corazón impermeable de arcilla, respaldos de otros materiales granulares y protecciones de enrocamiento. Desafortunadamente, son las cortinas de tierra las más susceptibles a fallar que las de otros tipos. La causa de falla normalmente está asociada al desbordamiento y la formación de una brecha en el cuerpo de la cortina, o bien, al flujo de agua y erosión consecuente cercana al desplante de la cortina, lo que origina tubificación, y a la postre, una brecha por colapso de tal cavidad (Singh, 1996).

En general, la falla o rompimiento de una presa resulta en un gran desastre, cuyas consecuencias abarcan pérdida de vidas humanas y daños a todas las construcciones de aguas abajo de una manera severa. La falla de

una cortina, implica la liberación súbita del agua almacenada en su vaso, generándose una creciente de enormes proporciones comparada con las naturales, la cual amenaza todo lo que existe aguas abajo de la presa, incluyendo otros embalses (Arganis *et al.*, 2009; Fuentes *et al.*, 2010). Debido al mecanismo de la falla, son dos los factores más importantes que intensifican tal proceso y sus consecuencias, la altura de la cortina y el volumen de agua almacenado en el vaso.

La modelación de la falla de una cortina de tierra por desbordamiento, causa más común, es de vital importancia para el desarrollo de programas de seguridad y riesgo asociados a cada presa y su entorno de aguas abajo (Campos, 1993). En este trabajo se describe con detalle y aplica el modelo de Singh y Scarlatos (1988), el cual permite estimar de una manera simple el hidrograma de salidas de una presa pequeña de tierra debido a su falla o rompimiento por desbordamiento, lo que origina una brecha rectangular. El modelo requiere como datos, únicamente la altura de su cortina y su volumen almacenado, por lo cual es aplicable en cualquier presa pequeña del país. En las 97 presas procesadas, la altura de cortina varió de 10 a 34 metros y su capacidad de conservación fluctuó de 1.0 a 30.0 Mm<sup>3</sup> (millones de metros cúbicos).

## Desarrollo

### Rompimiento de presas de tierra (ecuaciones del proceso)

La falla de una cortina de tierra es un fenómeno dependiente del tiempo, que involucra la interacción del agua y los materiales térreos, los cuales no son homogéneos, ya sea porque existen diversos tipos o porque no tienen el mismo grado de compactación. En resumen, el pro-

ceso es dinámico y complicado, estando regido por la hidrodinámica, la mecánica del transporte de sedimentos y los aspectos relativos a la geotecnia; todo ello define la formación de la brecha y la falla subsecuente de la cortina (Singh, 1996).

Conceptualmente, la formación de la brecha en una cortina de tierra puede ser considerada un fenómeno de dos fases, en la interacción del agua y el sedimento, producto de la erosión. El agua que desborda por la cortina es la fuerza que erosiona y forma la brecha, cuyo aumento permite un mayor flujo de agua con el consecuente incremento en la erosión. El proceso continúa hasta que el agua del vaso es liberada o hasta que la cortina resiste la erosión. Entonces las ecuaciones que rigen el proceso son la fórmula que describe el abatimiento del agua en el vaso y otra que define la relación entre la erosión y las características del flujo. La primera fórmula es (Singh y Scarlatos, 1988; Singh, 1996):

$$A_s(H) \frac{dH}{dt} = I - Q_b - Q \quad (1)$$

en donde,  $A_s(H)$  es la superficie libre del agua en el vaso de la presa función de  $H$ , que es la elevación del agua referida a un cierto nivel, que comúnmente es el nivel del mar;  $I$ ,  $Q_b$  y  $Q$  son los gastos, el que entra al embalse, el que sale por la brecha y el que se descarga por encima de la cortina, el vertedor y obra de toma. La ecuación anterior se puede simplificar notablemente si se considera que la diferencia entre  $I$  y  $Q$  es mucho menor que la magnitud de  $Q_b$  y por lo tanto se elimina; esta consideración implica que el vaciado del vaso se ha iniciado. Si además se considera que  $A_s$  es independiente de  $H$ , es decir, que el vaso es prismático y que el gasto  $Q_b$  corresponde al de un vertedor de cresta ancha, la ecuación 1 se reduce a

$$A_s \frac{dH}{dt} = -Q_b = -v \cdot A_b \quad (2)$$

siendo ahora,  $v$  la velocidad del flujo en la brecha, cuya área es  $A_b$ . Esta velocidad es igual a

$$v = \alpha_1 (H - Z)^{1/2} \quad (3)$$

en la cual,  $\alpha_1$  es un coeficiente empírico que Singh y Scarlatos (1988) y Singh (1996) adoptan igual a 1.50 m<sup>1/2</sup>/s para tomar en cuenta la convergencia del flujo, ya que en vertedores de cresta ancha es del orden de 1.70;  $Z$  es la elevación del fondo de la brecha, referida a un cierto nivel. Finalmente la expresión 2 se transforma en

$$A_s \frac{dH}{dt} = -\alpha_1 (H - Z)^{1/2} \cdot A_b \quad (4)$$

que es una ecuación diferencial ordinaria de primer orden con dos variables desconocidas,  $H$  y  $Z$ . La ecuación adicional necesaria se obtiene estableciendo a la erosión como una función potencial de la velocidad del flujo, esto es (Singh y Scarlatos, 1988; Singh, 1996):

$$\frac{dZ}{dt} = -\alpha_2 \cdot v^\beta = -\alpha_2 \cdot \alpha_1^\beta \cdot (H - Z)^{\beta/2} \quad (5)$$

en donde  $\alpha_2$  y  $\beta$  son coeficientes empíricos. La expresión anterior es muy simple, pero está basada físicamente, ya que la erosión es directamente proporcional al esfuerzo cortante que origina la velocidad del flujo. La hidráulica del transporte de sedimentos en ríos ha establecido que su magnitud es función de la velocidad media del flujo a la potencia 4, 5 ó 6, de manera que cabría esperar que el exponente  $\beta$  tuviera un valor similar; sin embargo, Singh y Scarlatos (1988) y Singh (1996) encontraron que ciertas soluciones analíticas exactas sólo son factibles con valores de  $\beta$  enteros menores que dos. Estos autores consideran que tal discrepancia se absorbe o incorpora durante la calibración del coeficiente de erosividad ( $\alpha_2$ ). Por lo anterior, el modelo descrito por las ecuaciones 4 y 5 es empírico, ya que implica el calibrado del coeficiente  $\alpha_2$ .

Si la forma de la brecha es conocida, entonces  $A_b$  puede ser fácilmente estimada y el sistema de ecuaciones 4 y 5 se puede resolver con respecto a  $H$  y  $Z$ , aceptando erosión lineal ( $\beta = 1$ ) o no lineal ( $\beta \neq 1$ ) y proporcionado las siguientes condiciones iniciales  $H = H_0$  y  $Z = Z_0$  en  $t = 0$ .

### Solución analítica para brecha rectangular con erosión no lineal

Singh y Scarlatos (1988) analizan tres formas de brecha, la rectangular, la triangular y la trapezoidal; lógicamente, las soluciones analíticas al sistema de ecuaciones 4 y 5 más sencillas corresponden a la forma rectangular y de éstas, al enfoque de erosión no lineal. Tomando en cuenta que estos autores, encuentran que las cuatro soluciones relativas a las brechas rectangular y triangular conducen a resultados bastante similares, únicamente se expone la solución analítica cuya formulación algebraica es la más simple.

Considerando una brecha rectangular de ancho constante  $b$ , la cual crece exclusivamente en la dirección vertical, es decir que se erosiona en su piso, su área será

$$A_b = b \cdot (H - Z) \quad (6)$$

Combinando la ecuación 4 con la 6 y dividiendo entre la 5, se obtiene (Singh y Scarlatos, 1988; Singh, 1996):

$$\frac{dH}{dZ} = A_1 \cdot (H - Z)^{\alpha_2} \quad (7)$$

con

$$A_1 = \frac{b}{\alpha_2 \cdot A_s} \alpha_1^{1-\beta} \quad A_2 = \frac{1}{2}(3-\beta)$$

las soluciones de la ecuación 7 sólo son alcanzables cuando  $\beta = 2$  y son las siguientes:

$$H - Z = \left[ \frac{\alpha_1 \alpha_2 A_s (H_0 - Z_0)^{1/2}}{(H_0 - Z_0)^{1/2} - [b \cdot (H_0 - Z_0)^{1/2} - \alpha_1 \alpha_2 A_s] \exp\left(-\frac{\alpha_1^2 \alpha_2 t}{2}\right)} \right]^2 \quad (8)$$

el resultado de esta ecuación, que está en función de la carga hidráulica, se utiliza en la expresión siguiente para obtener la nueva elevación del fondo de la brecha, conforme transcurre el tiempo  $t$ .

$$Z = Z_0 + \frac{\left(\frac{b}{\alpha_1 \alpha_2 A_s}\right) \left[ (H - Z)^{1/2} - (H_0 - Z_0)^{1/2} \right] + \ln \left[ \frac{1 - \frac{b}{\alpha_1 \alpha_2 A_s} (H - Z)^{1/2}}{1 - \frac{b}{\alpha_1 \alpha_2 A_s} (H_0 - Z_0)^{1/2}} \right]}{\frac{1}{2} \left(\frac{b}{\alpha_1 \alpha_2 A_s}\right)^2} \quad (9)$$

Finalmente, cuando el proceso de erosión se ha completado, es decir que  $Z = 0$ , la ecuación 4 se reduce a

$$A_s \frac{dH}{dt} = -\alpha_1 b \cdot H^{3/2} \quad (10)$$

cuya solución es (Singh y Scarlatos, 1988; Singh, 1996):

$$H = \frac{4}{\left[ \frac{\alpha_1 b \cdot t}{A_s} + \frac{2}{(H_t)^{1/2}} \right]^2} \quad (11)$$

en la cual,  $H_t$  es la carga hidráulica en el instante  $t$  en que la erosión terminó ( $Z = 0$ ). La ecuación 11 establece el vaciado del agua del vaso a través de la brecha rectangular formada. Lógicamente, la fórmula que permite evaluar el gasto descargado por la brecha en cada instante analizado es:

$$Q_b = 1.50 \cdot b \cdot (H - Z)^{3/2} \quad (12)$$

El modelo del rompimiento de presas pequeñas de tierra con una brecha rectangular, definido por las ecuaciones 8, 9, 11 y 12, es empírico y válido exclusivamente

donde la diferencia entre el gasto que entra a la presa ( $I$ ) y el que sale de ella ( $Q$ ) es pequeña comparada con la descarga a través de la brecha ( $Q_b$ ) y donde la función  $A_s(H)$  no varía sustancialmente. Su desventaja principal se centra en la necesidad de adoptar un coeficiente  $\alpha_2$  y por ello, se requiere buscar relacionarlo con algunas características físico-químicas de los suelos utilizados en la construcción de cortinas de tierra; ya que desafortunadamente, el conocimiento sobre la erosión en ríos no es aplicable al mecanismo del rompimiento de presas de tierra (Singh y Scarlatos, 1988; Singh, 1996).

### Calibración del coeficiente de erosividad ( $\alpha_2$ )

Singh y Scarlatos (1988) recopilaron información mundial de 52 casos de fallas de presas, para establecer relaciones geométricas promedio con la forma y tamaño de la brecha. De tal recopilación, 19 casos que cuentan con más datos y de éstos, los autores citados seleccionaron 14 para realizar el calibrado del coeficiente  $\alpha_2$ . Se encontró que la media aritmética y la mediana de los coeficientes  $\alpha_2$  calibrados fue 0.000725 s/m, magnitud que deberá ser utilizada como valor inicial en la modelación del rompimiento de presas pequeñas de tierra. El coeficiente  $\alpha_2$  varía entre 0.00015 y 0.00210 s/m como valores extremos calibrados.

### Análisis de sensibilidad del modelo en la Presa Teton, Idaho

Varios modelos del rompimiento de presas han sido contrastados con los datos disponibles de la falla de la Presa Teton, en el río del mismo nombre en el estado de Idaho, USA, ocurrida el 5 de junio de 1976, cuyo gasto máximo de descarga fue de 68,500 m<sup>3</sup>/s. Para esta aplicación del modelo (ecuaciones 8, 9, 11 y 12), Singh y Scarlatos (1988) y Singh (1996), definieron los valores mostrados para el ensayo 1 (tabla 1), cuyo intervalo de tiempo de los análisis fue de 60 segundos.

A partir de los resultados de la tabla 1 se establece que en el modelo el gasto máximo de descarga ( $Q_{max}$ ) se incrementa o disminuye, conforme se asignen valores mayores o menores a  $\alpha_2$ ,  $b$  o  $A_s$ . Afortunadamente, el modelo es insensible a la carga hidráulica inicial ( $H_0 - Z_0$ ), pero resulta altamente dependiente del valor de  $\alpha_2$ , como se observa en los ensayos 3 y 4. El ensayo 2 demuestra que cuando  $\alpha_1$  disminuye también lo hace el gasto máximo y se retrasa su ocurrencia.

### Estimación de los parámetros del modelo

Buscando dejar sólo al coeficiente  $\alpha_2$  como parámetro predictivo del modelo, habrá que realizar estimaciones

Ensayo Núm.	$\alpha_1$ (m <sup>1/2</sup> /s)	$\alpha_2$ (s/m)	$H_0$ (m)	$Z_0$ (m)	$b$ (m)	$A_s$ (10 <sup>6</sup> ·m <sup>2</sup> )	$Q_{max}$ (m <sup>3</sup> /s)	$T_p$ (min)
1	1.50	0.00040	90	89	100	2.70	66,214	73
2	1.30	0.00040	90	89	100	2.70	51,702	95
3	1.50	0.00020	90	89	100	2.70	35,806	126
4	1.50	0.00060	90	89	100	2.70	82,707	51
5	1.50	0.00040	90	84	100	2.70	65,643	36
6	1.50	0.00040	90	89	50	2.70	44,976	78
7	1.50	0.00040	90	89	150	2.70	73,337	68
8	1.50	0.00040	90	89	100	2.00	51,182	69
9	1.50	0.00040	90	89	100	3.40	74,961	75

Tabla 1. Resultados de la aplicación del modelo a la falla de la Presa Tetón, USA, incluyendo análisis de sensibilidad de parámetros

confiables del ancho promedio de la brecha ( $b$ ) y de la superficie representativa del embalse ( $A_s$ ). Para  $b$  se puede utilizar la fórmula propuesta por Froehlich (2008), obtenida al procesar 69 casos de fallas de presas, ésta es

$$b = 0.27 \cdot k_0 \cdot V^{0.32} \cdot H_b^{0.040} \quad (13)$$

en la cual,  $b$  está en metros,  $k_0$  es adimensional y vale 1.30 para fallas debidas a desbordamiento y 1.00 para los otros tipos, tubificación por ejemplo;  $V$  es el volumen de agua almacenado arriba del fondo de la brecha, en m<sup>3</sup> y que por lo tanto define el hidrograma de salidas y  $H_b$  altura de la brecha, en m.

En presas pequeñas de tierra que fallan por desbordamiento y cuyo fondo de la brecha llega al cauce,  $H_b$  corresponde a la altura de la cortina ( $H_c$ ), es decir, la diferencia entre la elevación de la corona de la cortina y el nivel del cauce; para el volumen  $V$  se puede adoptar el doble de la capacidad de conservación ( $C_c$ ), considerando que en promedio del nivel de la cresta del vertedor de excedencias, al nivel de la corona existe un almacenamiento similar a  $C_c$  (Wetmore y Fread, 1984). Lógicamente, cuando la falla es por erosión en el cuerpo de la cortina y la consecuente tubificación,  $V$  es igual a la  $C_c$ .

Froehlich (2008) también presentó, con base en 23 casos, la expresión para la estimación del tiempo que tarda en desarrollarse la brecha trapecial o tiempo de falla ( $T_f$ ) en segundos, ésta es

$$T_f = 63.2 \sqrt{\frac{V}{9.81 \cdot H_b^2}} \quad (14)$$

Una estimación que puede ayudar en la selección del coeficiente  $\alpha_2$ , es la del gasto máximo descargado por la

brecha, el cual según MacDonald y Langridge (1984) es función del factor de formación de la brecha ( $V \cdot H_b$ ), con las dos expresiones siguientes expuestas por Wahl (2004), ya que estos autores presentaron sus resultados en un gráfico logarítmico

$$Q_{max} = 1.157 \cdot (V \cdot H_b)^{0.412} \quad (15)$$

$$Q_{MAX} = 3.850 \cdot (V \cdot H_b)^{0.411} \quad (16)$$

La primera ecuación corresponde a la mayoría de los casos observados de presas de tierra y la segunda a la curva envolvente de valores extremos registrados.

### Aplicación numérica en 97 presas pequeñas de tierra

En el libro *Presas Construidas en México* (SRH, 1976), se tienen catalogadas por orden cronológico de construcción 1,007 presas, cuya capacidad es mayor de medio millón de m<sup>3</sup> y altura de cortina superior a 5 metros, construidas desde la época de la Colonia hasta finales de 1974. De estas presas, sólo se presentan 382 láminas con fotografía de la presa e información sobre capacidades y datos generales de cortina, vertedor y obra de toma. Para la aplicación numérica, se adoptó una altura mínima de cortina ( $H_c$ ) de 10 metros y una capacidad de conservación ( $C_c$ ) mínima de un millón de m<sup>3</sup> (1.00 Mm<sup>3</sup>); este almacenamiento corresponde a la suma de la capacidad para sedimentos y la útil. Con tales restricciones se tienen 112 presas con cortina de tierra, pero sólo 97 con lámina conteniendo más información.

En las láminas citadas, se presenta el llamado "sobrealmacenamiento" que corresponde al volumen retenido por el funcionamiento libre del vertedor al presentarse la creciente máxima. Este dato hidrológico,

toma en cuenta de manera implícita el crecimiento del vaso hasta el llamado NAME o nivel de aguas máximas extraordinarias y por ello se utilizó para estimar el volumen almacenando hasta un nivel mayor al de la corona de la cortina ( $V$ ), de la manera siguiente; se aceptó que entre el NAME y el nivel de desbordamiento existe un volumen igual a 150% del sobrealmacenamiento ( $S_{almac}$ ), por lo tanto

$$V = Cc + 2.50 \cdot S_{almac} \quad (17)$$

Esta aproximación se puede evitar al disponer de las curvas elevaciones-áreas-capacidades del vaso de la presa bajo estudio y obtener la capacidad ( $V$ ) para una cota igual a la elevación de la corona de la cortina más una carga de 50 cm durante el desbordamiento en cortinas sin protección de enrocamiento o pasto, o bien, de un metro en cortinas con tal protección. El recubrimiento con roca está recomendado en zonas áridas y semiáridas; en cambio, el de pasto puede ser una opción económica en zonas húmedas.

En las 97 presas de esta aplicación numérica, se considera probable su falla sólo por desbordamiento ( $k_0 = 1.30$  en la ecuación 13), ya que debido a su antigüedad es muy probable que su azolvamiento o aterramiento sea significativo, con lo cual disminuye la carga hidráulica y se sellan los caminos posibles al flujo de agua, limitándose así el proceso de tubificación.

Por otra parte, debido a que la información que presenta la lámina de cada presa para la altura de cortina, corresponde a la diferencia entre su corona y el nivel más bajo de la cimentación, se corrigió tal dato, restándole la profundidad de la trinchera para obtener la diferencia entre nivel de desplante y la corona o altura de cortina ( $Hc$ ). En la aplicación del modelo definido por las ecuaciones 8, 9, 11 y 12, se adoptaron las consideraciones siguientes: (1)  $H_0 = Hc$ ,  $Z_0 = Hc - 1$ ,  $\alpha_2 = 0.000725$  s/m y  $\Delta t = 60$  segundos; (2)  $b$  se estima con la ecuación 13 y (3) el área  $A_s$  del vaso se consideró igual al cociente

entre el volumen almacenado ( $V$ ) y la altura de la presa ( $H_0$ ). Los resultados se presentan en las dos últimas columnas de la tabla 2, conjuntamente con los datos generales de cada presa y las estimaciones de las ecuaciones 13 a 16. Al final de la tabla 2 se detalla cómo se estimó cada valor consignado en sus columnas 7 a 16; en la columna 2 se indica el número de orden cronológico de construcción según catálogo SRH (1976), mismo que corresponde al de cada lámina de la presa.

### Análisis de los resultados de la aplicación numérica

En presas con cortinas altas (>15 m.) y volumen de almacenamiento reducido, los tiempos estimados al pico resultan de unos pocos minutos, siendo entonces recomendable realizar la aplicación del modelo con intervalos de tiempo menores de un minuto, quizás de 10 ó 15 segundos, para mejorar la exactitud de los resultados. Este es el caso de las presas números: 19, 27, 33, 43, 63, 71, 90, 92 y 96.

En general, se observa que las estimaciones del gasto máximo obtenidas con el modelo, columna 15 de la tabla 2, son coincidentes con los órdenes de magnitud que establecen las ecuaciones 15 y 16. Lo anterior es sumamente importante, pues implica que el modelo reproduce la experiencia mundial de las fallas ocurridas en presas con cortinas de tierra; permitiendo además obtener el hidrograma de salidas, como se ilustra en las figuras 1 y 2 para una presa pequeña y otra grande.

Respecto a los límites de aplicación del modelo, conviene destacar que la reproducción aceptable que hace del hidrograma de salidas de la falla en la presa Teton, implica que puede ser aplicable a cortinas y almacenamientos de hasta 90 metros y 308 Mm<sup>3</sup>, respectivamente, que fueron las características físicas de esta presa (300 ft y 250,000 acre-ft).

Tabla 2. Datos generales de las presas pequeñas con cortina de tierra de altura mayor de 10 metros y capacidad de conservación comprendida entre 1.00 y 30.00 Mm3 (SRH, 1976)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Núm. orden	Núm. orden	Nombre	Año Termin.	Arroyo o Río	Estado	Hc (m)	Cc (Mm <sup>3</sup> )	S <sub>almc</sub> (Mm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (Mm <sup>2</sup> )	b (m)	T <sub>f</sub> (min)	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>MAX</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	T <sub>p</sub> (min)
1	511	Las Grullas	1959	San Francisco	AGS.	11	1.32	0.15	0.154	38.0	39.8	1145	3747	922	14
2	541	El Cedazo	1960	El Cedazo	AGS.	12	1.00	0.20	0.125	36.7	34.3	1129	3693	781	12
3	48	Hipólito	1963	El Tullillo	COAH.	15	9.00	1.00	0.767	71.1	76.0	2863	9349	4029	23
4	147	El Centenario	1936	San Diego	COAH.	13	15.00	2.00	1.538	84.4	115.7	3391	11067	4302	23
5	524	La Parrilla	1959	El Tullillo	COAH.	11	3.60	0.90	0.532	56.6	73.9	1907	6234	2144	20
6	637	La Lagunilla	1962	Boca de Domingo	COAH.	20	5.80	1.40	0.465	67.2	51.3	2954	9643	4430	23
7	845	Nacapa	1968	Nacapa	COAH.	13	3.50	0.42	0.350	52.5	55.2	1842	6022	1956	19
8	864	Corralitos	1969	Armería	COL.	13	1.02	0.20	0.117	37.0	31.9	1173	3837	739	11
9	536	El Agujito	1960	El Agujito	CHIH.	10	1.05	0.21	0.157	37.0	42.2	1068	3496	862	14
10	673	El Porrazo	1963	Florido	CHIH.	15	2.00	0.30	0.183	45.0	37.2	1588	5193	1459	16
11	737	El Cuervo	1965	San Ignacio	CHIH.	19	3.11	0.60	0.243	53.6	38.0	2166	7076	2491	19
12	951	Centenario de Juárez	1972	Galindo	CHIH.	14	2.46	0.65	0.292	50.9	48.6	1817	5939	2041	19
13	1002	El Salto	1974	San Antonio	CHIH.	12	1.10	0.40	0.175	40.9	40.6	1296	4241	1099	15
14	1004	Texcoco	1974	Texcoco	CHIH.	12	2.15	0.30	0.242	45.3	47.7	1481	4842	1411	17
15	1005	Texcoco	1974	Texcoco	CHIH.	11	1.90	0.20	0.218	42.5	47.4	1321	4323	1169	16
16	579	Veinte Amigos	1960	Yerbaniza	DGO.	15	2.00	0.10	0.150	42.2	33.6	1462	4782	1154	14
17	644	San Jacobo	1962	Caballos	DGO.	11	1.10	0.05	0.111	34.3	33.8	1002	3279	662	11
18	719	S. A. de la Laguna	1964	Santa Clara	DGO.	14	4.21	0.30	0.354	54.2	53.5	1968	6432	2355	20
19	883	Rancho Viejo	1969	Agua Zarca	DGO.	16	1.10	0.20	0.100	37.9	26.6	1305	4268	723	9
20	349	El Palote	1954	de Los Gómez	GTO.	15	10.00	1.50	0.917	75.3	83.1	3082	10062	4794	24
21	418	Támula	1956	Támula	GTO.	13	1.30	0.10	0.119	37.2	32.2	1182	3868	847	13
22	547	Gambuila	1960	Gambuila	GTO.	13	1.50	0.10	0.135	38.7	34.2	1243	4066	933	13
23	874	Ignacio Aldama	1969	Tributario Lerma	GTO.	13	1.81	0.19	0.176	42.1	39.1	1387	4537	1158	15
24	149	Debodé	1936	Actopan	HGO.	24	6.95	0.80	0.373	66.8	41.9	3134	10231	4904	23
25	537	Los Ángeles	1960	Omitlán	HGO.	16	4.50	0.20	0.313	54.6	47.0	2086	6818	2538	20
26	634	Huatongo	1962	Acayuca	HGO.	13	1.85	0.15	0.171	41.8	38.6	1372	4488	1164	15
27	707	La Loma	1964	Batha	HGO.	18	1.20	0.20	0.094	38.8	24.4	1404	4593	732	8
28	709	Metepic	1964	Tortugas	HGO.	15	6.30	0.60	0.520	62.8	62.6	2440	7970	3329	22
29	910	Julian Villagran	1970	de La Vega	HGO.	21	2.00	0.40	0.143	46.9	27.7	1891	6180	1322	13
30	985	Peña Alta	1973	Peña Alta	HGO.	27	3.00	1.00	0.204	57.5	29.2	2692	8791	2470	17
31	182	La Quemada II	1941	La Quemada	JAL.	10	1.09	0.11	0.137	35.4	39.3	1007	3296	770	13
32	229	El Estribón	1946	Yahualica	JAL.	24	6.50	0.50	0.323	63.8	39.0	2758	9643	4286	22
33	315	Mexitacacán	1952	Mexitacacán	JAL.	24	1.30	0.30	0.085	41.7	20.1	1708	5583	544	3
34	395	El Cuervo	1956	La Tejada	JAL.	11	4.40	0.20	0.445	53.4	67.7	1773	5796	1820	19
35	478	La Joya	1958	La Joya	JAL.	11	5.00	0.80	0.636	59.9	80.9	2054	6711	2194	20
36	481	Ojo de Agua	1958	Tepehuaje	JAL.	10	2.60	0.42	0.365	48.4	64.3	1510	4938	1478	18
37	485	Partidas	1958	Partidas	JAL.	10	2.60	0.30	0.335	47.1	61.6	1458	4767	1471	18
38	543	La Concha	1960	La Providencia	JAL.	17	1.70	0.20	0.129	42.1	29.3	1525	4988	1011	12

Tabla 2. Datos generales de las presas pequeñas con cortina de tierra de altura mayor de 10 metros y capacidad de conservación comprendida entre 1.00 y 30.00 Mm<sup>3</sup> (SRH, 1976)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Núm. orden	Núm. orden	Nombre	Año Termin.	Arroyo o Río	Estado	Hc (m)	Cc (Mm <sup>3</sup> )	S <sub>áreas</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A <sub>s</sub> (Mm <sup>2</sup> )	b (m)	T <sub>f</sub> (min)	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>MAX</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	T <sub>p</sub> (min)
39	750	Peñas de León	1965	Agua de Obispo	JAL.	11	2.20	0.80	0.382	50.9	62.7	1664	5440	1800	19
40	797	La Cantera	1967	La Cantera	JAL.	16	1.43	0.45	0.160	44.0	33.6	1582	5174	1370	15
41	884	S.Cruz de la Soledad	1969	Los Sabinos	JAL.	12	1.20	0.80	0.267	46.8	50.1	1542	5042	1623	18
42	998	El Marijo	1974	El Marijo	JAL.	14	3.00	0.50	0.304	51.6	49.5	1847	6037	2038	20
43	189	Embajomuy	1942	Cristo	MEX.	20	1.40	0.10	0.083	38.6	21.6	1449	4738	526	4
44	219	J.Trinidad Fabela	1945	Del Salto	MEX.	19	6.50	3.50	0.803	78.5	69.1	3546	11571	6060	25
45	630	Dolores	1962	La Gavia	MEX.	15	3.34	0.16	0.249	49.6	43.4	1803	5892	1856	18
46	782	Los Quelites	1966	El Quelite	MEX.	10	1.14	0.46	0.229	41.7	50.9	1246	4077	1102	16
47	67	La Purísima	1910	Trib. Río Tuxpan	MICH.	12	1.00	0.20	0.125	36.7	34.3	1129	3693	781	12
48	178	Tarécuato	1940	Tarécuato	MICH.	15	1.20	1.55	0.338	54.7	50.5	2044	6680	2444	20
49	230	Laguna Fresno	1946	Cachivi	MICH.	18	13.20	1.00*	0.872	79.1	74.0	3509	11452	5980	25
50	235	Pucuat	1946	Pucuat	MICH.	15	9.76	1.54	0.907	75.0	82.7	3069	10020	4786	24
51	248	Sabaneta	1948	Chiquihuite	MICH.	17	5.50	1.00	0.471	63.6	56.0	2596	8479	3522	22
52	264	Las Fuentes	1949	Sahuayo	MICH.	16	2.10	0.40	0.163	47.2	31.2	1839	6011	1542	15
53	330	De Gonzalo	1953	Las Nutrias	MICH.	10	10.00	0.80	1.200	70.9	116.5	2466	8054	2726	21
54	431	Los Fresnos	1957	Los Fresnos	MICH.	14	3.50	1.20	0.464	59.1	61.2	2200	7188	2756	21
55	454	Tuxpan	1957	Tuxpan	MICH.	23	18.00	2.00	1.000	90.3	70.1	4544	14818	9144	27
56	766	Antonio Rodríguez	1966	Zinápapo	MICH.	14	7.50	2.80	1.036	76.3	91.5	3062	9996	4102	23
57	768	Caballerías	1966	San Miguel	MICH.	10	1.92	0.18	0.237	42.2	51.8	1264	4135	1100	16
58	794	Las Alazanas	1967	Las Alazanas	MICH.	13	5.20	1.10	0.612	62.8	72.9	2319	7574	2730	21
59	817	Santa Fe del Río	1967	Santa Fe del Río	MICH.	10	2.65	0.45	0.378	49.0	65.3	1531	5007	1481	18
60	904	I. López Rayón	1970	La Yerbabuena	MICH.	17	3.20	0.80	0.306	55.4	45.1	2174	7103	2630	20
61	906	José Antonio Torres	1970	Quiringuicharo	MICH.	14	1.50	0.40	0.179	43.5	38.0	1484	4854	1401	16
62	925	Albino García	1971	Quiringuicharo	MICH.	14	2.20	1.40	0.393	56.0	56.3	2054	6711	2361	20
63	783	Rancherías	1966	Rancherías	N.L.	17	1.09	0.16	0.088	37.1	24.1	1299	4250	638	7
64	793	Aguaqueguas	1967	de Vázquez	N.L.	20	7.80	4.20	0.915	83.4	71.9	3904	12737	7315	26
65	826	El Carmen	1968	El Carmen	N.L.	12	1.06	0.24	0.138	37.9	36.1	1177	3850	872	13
66	841	Loma Larga	1968	La Laja	N.L.	14	2.00	1.50	0.411	56.8	57.6	2092	6835	2736	21
67	862	El Cinco	1969	Los Bueyes	N.L.	10	2.50	1.40	0.600	56.8	82.4	1853	6057	1799	19
68	870	La Estrella	1969	Chocolate	N.L.	18	3.00	1.70	0.403	61.8	50.3	2552	8336	3611	22
69	886	Santa Rosa	1969	La Pita	N.L.	13	1.20	1.40	0.362	53.1	56.1	1867	6103	2265	20
70	920	Servando T.de Mier	1970	Blancas	N.L.	12	1.80	0.60	0.275	47.2	50.9	1562	5106	1621	18
71	820	El Águila	1968	Blanco	OAX.	18	1.00	0.20	0.083	37.3	22.9	1334	4363	616	6
72	894	El Capulín	1970	Mixtlahuaca	OAX.	15	1.00	0.20	0.138	41.1	32.3	1414	4625	1028	13
73	66	Nexapa	1910	Xaltepuxtla	PUE.	34	15.50	1.50	0.566	86.6	43.4	4960	16173	10556	27
74	68	Los Reyes	1910	Apaxtla	PUE.	24	26.05	6.45	1.757	109.8	91.0	5936	19348	13796	29
75	240	Cacaloapan	1948	Canal Valsequillo	PUE.	16	20.00	2.20	1.594	92.0	106.1	4082	13318	6338	25
76	70	Capulín del Batán	1955	Agua Fria	QRO.	15	2.08	0.45	0.214	47.2	40.1	1692	5530	1638	17
77	361	Ceja de Bravo	1955	Ceja de Bravo	QRO.	10	4.50	0.50	0.575	56.0	80.6	1821	5952	1788	19



Tabla 2. Datos generales de las presas pequeñas con cortina de tierra de altura mayor de 10 metros y capacidad de conservación comprendida entre 1.00 y 30.00 Mm3 (SRH, 1976)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Núm. orden	Núm. orden	Nombre	Año Termin.	Arroyo o Río	Estado	Hc (m)	Cc (Mm <sup>3</sup> )	S <sub>almac</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A <sub>s</sub> (Mm <sup>2</sup> )	b (m)	T <sub>f</sub> (min)	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>MAX</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	T <sub>p</sub> (min)
78	265	González N. Santos	1949	El Peaje	SLP	33	9.30	1.00	0.358	74.0	35.0	4005	13065	5941	23
79	136	Jecolúa	1934	Jecolúa	SIN.	10	3.20	0.50	0.445	51.6	70.9	1639	5357	1736	19
80	483	Ortiz	1958	San Marcial	SON.	11	30.00	2.00	3.182	100.2	180.9	3986	13004	4795	23
81	649	Villaverde	1962	Villaverde	SON.	10	1.65	0.20	0.215	40.9	49.3	1214	3973	957	15
82	238	Santa Engracia	1958	Santa Engracia	TAM.	10	4.30	3.20	1.230	71.5	117.9	2491	8136	2740	21
83	982	La Navaja	1973	Derramadero	TAM.	11	1.45	0.30	0.200	41.4	45.3	1275	4171	1179	16
84	614	El Sol y La Luna	1961	Ixcotla	TLAX.	12	1.15	0.31	0.160	39.8	38.9	1251	4092	969	14
85	624	La Cañada	1962	De Axocapa	TLAX.	12	1.68	0.42	0.228	44.5	46.3	1444	4724	1418	17
86	642	Recoba	1962	Totolac	TLAX.	15	1.32	0.34	0.145	41.7	33.0	1440	4711	1169	14
87	819	Teometitla	1967	Teometitla	TLAX.	13	1.60	0.25	0.171	41.8	38.6	1372	4488	1164	15
88	909	J.M.Guridi y Alcocer	1970	La Cantera	TLAX.	14	1.40	0.43	0.177	43.4	37.8	1478	4834	1215	15
89	987	Tenexac	1973	Tenexac	TLAX.	17	1.50	0.50	0.162	45.2	32.8	1672	5467	1425	15
90	730	Boquillas	1965	El Grande	ZAC.	15	1.10	0.15	0.098	36.8	27.2	1229	4020	689	9
91	733	Calera	1965	La Calera	ZAC.	14	1.56	0.24	0.154	41.5	35.3	1397	4571	1089	14
92	769	El Cantil	1966	Saladillo	ZAC.	16	1.15	0.10	0.088	36.3	24.9	1235	4040	600	7
93	803	Encino Mocho	1967	Encino Mocho	ZAC.	15	1.40	0.30	0.143	41.6	32.9	1435	4693	1172	14
94	822	Arroyo de Enmedio	1968	de Enmedio	ZAC.	15	2.50	0.60	0.267	50.7	44.8	1853	6057	2134	19
95	824	La Bomba	1968	La Bomba	ZAC.	16	2.00	0.70	0.234	49.8	40.7	1853	6057	1945	18
96	835	El Izote	1968	Santa Ma.de la Paz	ZAC.	19	1.00	0.20	0.079	37.4	21.7	1364	4461	521	4
97	908	José María Coss	1970	El Tecolote	ZAC.	14	2.00	0.60	0.250	48.4	44.9	1705	5574	1781	18

Simbología:

- Hc altura de cortina (dato)  
Cc capacidad de conservación (dato)  
S<sub>almac</sub> sobrealmacenamiento (dato)  
V volumen máximo almacenado (ecuación 17, no expuesto en la tabulación)  
A<sub>s</sub> área media del vaso, considerado prismático (A<sub>s</sub> = V/Hc)  
b estimación del ancho promedio de la brecha (ecuación 13)  
T<sub>f</sub> estimación del tiempo de falla (ecuación 14)  
Q<sub>max</sub> estimación del gasto máximo (ecuación 15)  
Q<sub>MAX</sub> estimación del gasto máximo (ecuación 16)  
Q<sub>p</sub> gasto máximo calculado con el modelo (ecuación 12)  
T<sub>p</sub> tiempo de ocurrencia del Q<sub>p</sub> calculado con el modelo  
\* valor estimado

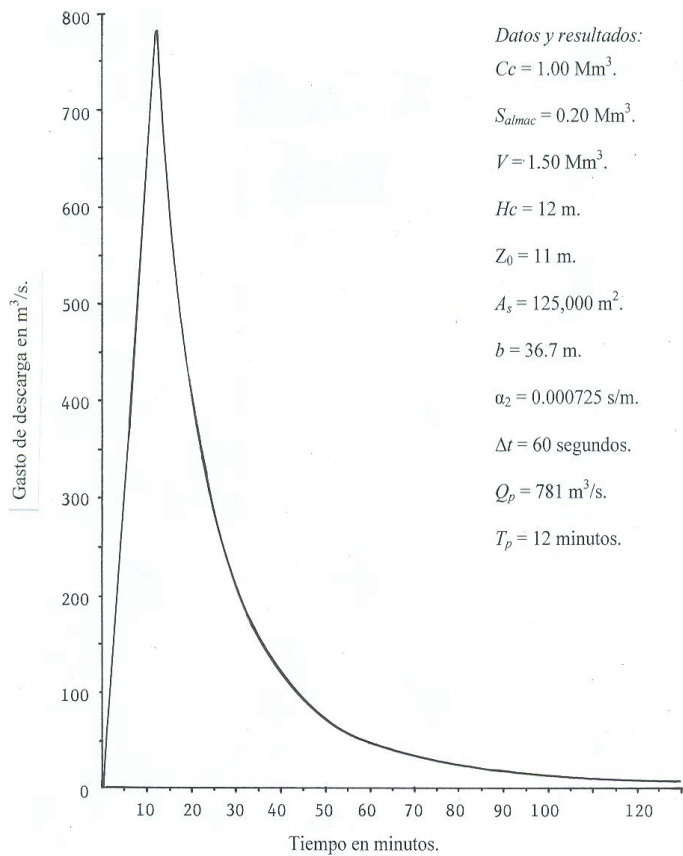


Figura 1. Hidrograma de salidas por rompimiento de la Presa El Cedazo, Aguascalientes, obtenido con el modelo de Singh y Scarlatos (1988)

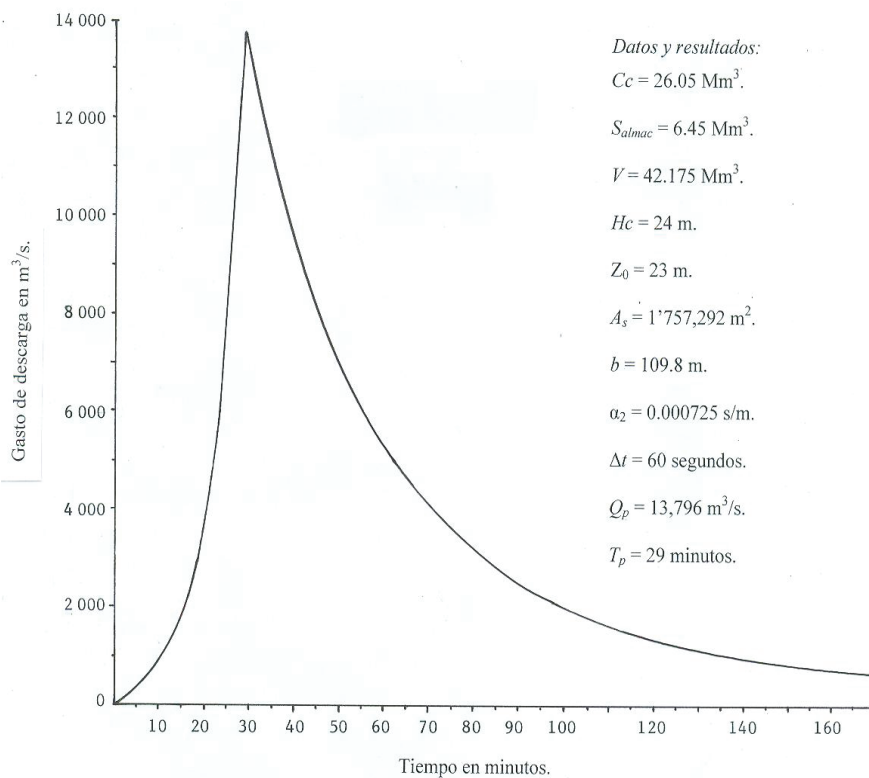


Figura 2. Hidrograma de salidas por rompimiento de la Presa Los Reyes, Puebla, obtenido con el modelo de Singh y Scarlatos (1988)

## Conclusiones

El modelo expuesto (ecuaciones 8, 9, 11 y 12), relativo al rompimiento gradual de cortinas de tierra por desbordamiento según una falla rectangular, está físicamente basado y su aplicación a cualquier presa del país requiere únicamente como datos, la altura de su cortina y el volumen almacenado al nivel máximo antes de la falla.

La aplicación del modelo, utilizando estimaciones del ancho promedio de la brecha de falla ( $b$ ), del área media del vaso ( $A_s$ ) y un coeficiente de erosividad ( $\alpha_2$ ) de 0.000725 s/m, conduce, en las 97 aplicaciones numéricas realizadas a presas pequeñas del país con cortinas de tierra, a valores del gasto máximo descargado que se apegan a la experiencia mundial de este tipo de fallas.

La sencillez del modelo y el hecho de sólo requerir dos datos físicos de la presa, lo vuelven aplicable a cualquier presa pequeña del país, en la cual se desea estimar el hidrograma de salidas debido al rompimiento de su cortina por desbordamiento. Lo anterior como requisito básico para la formulación de cualquier plan de riesgo y emergencia y la elaboración de los planos de zonas inundables y áreas de peligro, ya que es imposible garantizar un riesgo nulo en relación con la falla de una presa.

## Referencias

- Arganiz M., E. Bladé J., Dolz M. Sánchez O.A. Fuentes V.F. y De Luna F. Simulación de la ruptura de la cortina de la presa La Parota, Guerrero, México, usando un algoritmo de alta resolución. *Ingeniería Hidráulica en México*, volumen XXIV (número 3), julio-septiembre de 2009: 101-106.
- Campos-Aranda D.F. Propuesta de criterios para la elaboración de estudios hidrológicos (Segunda parte). *Ingeniería Hidráulica en México*, volumen VIII (números 2 y 3), mayo-diciembre de 1993: 17-28.
- Froehlich D.C. Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, volumen 134 (número 12), diciembre de 2008: 1708-1721.
- Fuentes-Mariles O.A., Arganiz-Juárez, M.L., De Luna-Cruz F., Franco V. Estimación numérica del hidrograma de salida de una presa debido a su ruptura. *Ingeniería. Investigación y Tecnología*, volumen XI (número 3), julio-septiembre de 2010: 267-276.
- MacDonald T.C. y Langridge-Monopolis J. Breaching Characteristics of Dam Failures. *Journal of Hydraulics Engineering*, volumen 110 (número 5), mayo de 1984: 567-586.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH). *Presas Construidas en México*, Dirección de Proyectos de Irrigación y Control de Ríos, México, D F, 1976.
- Singh V.P. *Dam Breach Modeling Technology*, Chapter 5, Empirical Models: Dimensional Analytical Solutions, pp. 101-121, Kluwer Academic Publishers. Dordrecht, The Netherlands, 1996, 242 p.
- Singh V.P. y Scarlatos P.D. Analysis of Gradual Earth-Dam Failure. *Journal of Hydraulics Engineering*, volumen 114 (número 1), enero de 1988: 21-42.
- Wahl T.L. Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. *Journal of Hydraulics Engineering*, volumen 130 (número 5), mayo de 2004: 389-397.
- Wetmore J.N. y Fread D.L. *The NWS Simplified Dam Break Flood Forecasting Model. Program Documentation and User's Guide with Example Problem*, Maryland, USA, Office of Hydrology, National Weather Service, Silver Spring, 1984, 38 p.

#### Este artículo se cita:

##### Citación estilo Chicago

Campos-Aranda, Daniel Francisco. Modelado empírico simple del rompimiento de presas pequeñas de tierra (hidrograma de salidas). *Ingeniería Investigación y Tecnología*, XIV, 03 (2013): 377-388.

##### Citación estilo ISO 690

Campos-Aranda D.F. Modelado empírico simple del rompimiento de presas pequeñas de tierra (hidrograma de salidas). *Ingeniería Investigación y Tecnología*, volumen XIV (número 3), julio-septiembre 2013: 377-388.

#### Semblanza del autor

*Daniel Francisco Campos-Aranda.* Obtuvo el título de ingeniero civil en diciembre de 1972, en la entonces Escuela de Ingeniería de la UASLP. Durante el primer semestre de 1977, realizó en Madrid, España un diplomado en hidrología general y aplicada. Posteriormente, durante 1980-1981 llevó a cabo estudios de maestría en ingeniería en la especialidad de hidráulica, en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. En esta misma institución, inició (1984) y concluyó (1987) el doctorado en ingeniería con especialidad en aprovechamientos hidráulicos. Ha publicado artículos principalmente en revistas mexicanas de excelencia: 40 en *Tecnología y Ciencias del Agua* (antes *Ingeniería Hidráulica en México*), 14 en *Agrociencia* y 12 en *Ingeniería Investigación y Tecnología*. Fue investigador nacional (nivel I) desde el 1° de julio de 1991 hasta el 31 de diciembre de 2007. Actualmente es profesor jubilado de la UASLP, desde el 1° de febrero del 2003. En noviembre de 1989 obtuvo la medalla Gabino Barreda de la UNAM y en 2008 le fue otorgado el Premio Nacional "Francisco Torres H." de la AMH, a la práctica profesional de la Hidráulica.