

PROCEDIMIENTO PARA REVISIÓN (SIN HIDROMETRÍA) DE LA SEGURIDAD HIDROLÓGICA DE PRESAS PEQUEÑAS PARA RIEGO

PROCEDURE FOR HYDROLOGICAL SAFETY ASSESSMENT OF SMALL IRRIGATION DAMS (WITHOUT HYDROMETRY)

Daniel F. Campos-Aranda*

Universidad Autónoma de San Luis Potosí. Genaro Codina # 240. 78280. San Luis Potosí, San Luis Potosí (campos_aranda@hotmail.com)

RESUMEN

En este trabajo se define el concepto de seguridad hidrológica de las presas, se citan varias definiciones sobre cuencas y presas pequeñas como marco de referencia del objetivo del trabajo. Se describe cómo se procesó la información hidrométrica de gastos y volúmenes anuales disponible en 16 presas importantes de México. Con base en los resultados de tales análisis se formula un procedimiento de seis pasos para construir hidrogramas tipo Gamma esbeltos y aplanados en cuencas pequeñas sin datos hidrométricos, los cuales permiten la revisión de la seguridad hidrológica de una presa pequeña. Se expone una aplicación numérica de contraste y dos conclusiones indican que el procedimiento es simple, fácil de aplicar y sus resultados son de vital importancia, sobre todo en presas bajo riesgo hidrológico en las cuales hay que establecer soluciones cuantitativas para sobre elevar la cortina o ampliar la capacidad del vertedor de excedencias. Un procedimiento como el desarrollado es importante ya que existen miles de presas pequeñas para riego en México, que no disponen de la información hidrométrica citada y que, sin embargo, requieren de manera urgente ser revisadas hidrológicamente.

Palabras clave: Cuencas pequeñas, hidrogramas Gamma, presas pequeñas, seguridad hidrológica, tiempo al pico.

INTRODUCCIÓN

El diseño y la revisión por seguridad hidrológica de una presa o almacenamiento implican la determinación de la elevación máxima de la superficie libre del agua en el embalse, como resultado del paso de la llamada avenida de diseño, la cual es evacuada por el vertedor y además controlada por éste cuando tiene compuertas. Esta elevación, conocida como NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias), permite definir el nivel mínimo de la corona de la cortina de la presa al sumarle el Bordo Libre, que es la altura de cortina que absorbe el oleaje que

ABSTRACT

In this paper is defined the concept of hydrologic dam safety, and several definitions of watersheds and small dams are cited as the framework for the objective of this study. A description is given of how the available hydrometric information on annual flows and volumes of 16 important Mexican dams was processed. Based on the results of these analyses, a six-step procedure was formulated to construct slender and flat Gamma-type hydrographs for small watersheds for which there is no hydrometric data. With these hydrographs, hydrologic safety of a small dam can be assessed. A numerical contrast application is presented and two conclusions indicate that the procedure is simple and easily applied, and that the results are of vital importance, especially for dams with hydrologic risk for which quantitative solutions are necessary when the dam is to be raised or the capacity of the spillways is to be enlarged. A procedure such as this is important since there are thousands of small irrigation dams in México for which this hydrometric information is not available and which urgently require hydrological evaluation.

Key words: Small watersheds, Gamma hydrographs, small dams, hydrological safety, peak time.

INTRODUCTION

Design and inspection for hydrological safety of a dam or reservoir imply the need to determine the maximum height of the free water surface in a reservoir, as the result of the transit so called design flood, which is evacuated through the spillway and is also controlled if it has gates. This elevation, known as EMWL (extraordinary maximum water level), allows definition of the minimum height of the dam crest when added to the freeboard, which is the part of the dam above the maximum water level that absorbs waves produced by wind to prevent overflow that may cause risk of damage and failure. A dam will be hydrologically safe if, during the inspection process, the new design flood defines an EMWL that is less than that of the project, or equal to its current EMWL. Otherwise, it will be unsafe.

*Autor responsable ♦ Author for correspondence.

Recibido: Abril, 2007. Aprobado: Mayo, 2008.

Publicado como ENSAYO en *Agrociencia* 42: 551-563. 2008.

produce el viento, para que el agua no la desborde y cause daños originando un riesgo de falla. Una presa será segura hidrológicamente si durante su proceso de revisión la nueva avenida de diseño define un NAME inferior al del proyecto, o igual al que tiene actualmente; en caso contrario es insegura.

La cuenca topográfica es la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en el área es descargado a través de una salida única. Una división relativamente reciente de las cuencas topográficas las clasifica en rurales y urbanas; las segundas presentan áreas importantes o su totalidad con urbanización y por ello su respuesta hidrológica es más rápida y de mayor intensidad, pues la infiltración se reduce y la precipitación en exceso se incrementa.

Otra clasificación (Témez, 1978) distingue entre cuencas pequeñas y grandes según su comportamiento hidrológico, y aunque esta distinción está estrechamente relacionada al tamaño de la cuenca, también influyen las características de las tormentas y sus condiciones físicas. Una cuenca es pequeña cuando la cantidad y distribución del escurrimiento son influenciadas principalmente por las condiciones físicas del suelo y su cobertura vegetal; en una cuenca grande el efecto del almacenamiento que proporciona la red de cauces y los acuíferos es muy pronunciado. Para fines de este trabajo se entenderá por presa pequeña aquella que tiene una cuenca rural pequeña.

La base de datos de la Comisión Nacional del Agua registra 4800 presas construidas en México, con alturas de cortina que varían de 3 a 260 metros y capacidades que van desde menos de 0.50 Mm³ (millón de m³) hasta más de 18 000 Mm³ (Oliva, 1999). La mayoría de estas presas aprovechan para riego los escurrimientos de cuencas rurales pequeñas las cuales no cuentan con datos de aforo, o bien en dichas presas no hay un registro de su operación. En ambos casos no será factible contar con registros de gastos máximos y mucho menos del correspondiente volumen de cada avenida anual. Sin embargo, muchas de esas presas pequeñas, por su ubicación, pueden ser consideradas peligrosas; otras quizás han sufrido modificaciones y requieren una revisión de su seguridad hidrológica.

El objetivo de este trabajo es exponer en detalle el procesamiento seguido a la información disponible sobre gastos y volúmenes máximos anuales, para formular un procedimiento que permite revisar la seguridad hidrológica de una presa pequeña, a través del tránsito de hidrogramas de diseño tipo función de densidad de probabilidad Pearson tipo III, los cuales se pueden construir en cuencas sin aforos, con base exclusivamente en su estimación del tiempo al pico y

The topographic watershed is the total area drained by a current or interconnected system of watercourses into a single outlet. A relatively recent division of topographic watersheds classifies them into rural and urban. The latter have major urban areas, or are totally urbanized, and, therefore, have a more rapid, and more intense hydrologic response, since infiltration decreases and excess runoff increases.

Another classification distinguishes small from large watersheds, according to their hydrologic behavior. Although this distinction is closely related to watershed size, it is also influenced by the characteristics of rainstorms and physical conditions of the watershed. A watershed is small when the amount and distribution of runoff are affected principally by physical conditions of the soil and its plant cover. In a large watershed the effect of storage that the system of watercourses and aquifers provides is strongly marked. For purposes of this study, a small dam will be understood as one that receives runoff from a small rural watershed.

The database of the National Water Commission contains information on 4 800 dams constructed in México, with heights from 3 to 260 m and storage capacities that vary from less than 0.50 Mm³ (million m³) to 18 000 Mm³ (Oliva, 1999). Most of these dams are used for irrigation catching the runoff from the small rural watersheds for which no hydrometric data is available, or there is no record of the dam's operation. In either case, it is not feasible to obtain records of maximum flows and even less so of volumes of all annual floods. However, many of these small dams, because of their location, may be dangerous; others may have undergone modifications and require hydrologic safety inspection.

The objective of this paper is to describe, in detail, how available information on maximum annual flows and volumes was processed to formulate a procedure that allows hydrological safety assessment of a small dam through the transit of design hydrographs using the type III Pearson probability density function, which can be constructed in watershed without hydrometric measurements, based exclusively on estimated time to peak and on known maximum design flow, or by estimating maximum flood volume.

MATERIALS AND METHODS

Hydrometric information used

The information used is that available on maximum annual flows and volumes of 16 important dams in México (Aldama *et al.*, 2006). The general characteristics of this information are shown in Table 1, presented in the same order as the reference cited. The total number of processed flow-volume data pairs was

conociendo el gasto máximo de diseño, o bien con una estimación del volumen máximo de la avenida.

MATERIALES Y MÉTODOS

Información hidrométrica utilizada

Corresponde a la disponible sobre gastos máximos anuales y sus volúmenes en 16 presas importantes en México (Aldama *et al.*, 2006). Las características generales de esta información están en el Cuadro 1, cuyo orden de presentación corresponde a la de la referencia de que procede. El total de pares de datos de gasto-volumen procesados fue 625. En el Cuadro 2 se presentan los gastos pico ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) y sus volúmenes bajo el hidrograma en millones de m^3 (Mm^3), para las presas Madín y La Angostura, las cuales definen extremos del tiempo al pico (Cuadro 3).

Cálculo del tiempo al pico representativo

Un hidrograma de tormenta aislada es una gráfica de la respuesta de una cuenca a un aguacero; en las ordenadas se representa al gasto y en las abscisas al tiempo. El hidrograma tiene una rama ascendente que termina en el gasto máximo o pico (Qp , $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$), en una duración llamada tiempo al pico (Tp , s) y una rama descendente con una duración llamada recesión (Tr). El área bajo el hidrograma es el volumen (V , m^3) de la avenida. Primero se determinó el Tp de cada par de datos de gasto-volumen, considerando el modelo de hidrograma triangular propuesto por el U. S. Soil Conservation Service (Snider, 1972), cuyo tiempo de recesión es 1.667 veces el Tp ; por tanto:

$$Tp = \frac{3 \cdot V}{4 \cdot Q} \quad (1)$$

625. Table 2 presents the peak flows ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) and their volumes under the hydrograph in millions of m^3 (Mm^3), for the Madin and La Angostura dams, which define the extremes in times to peak (Table 3).

Calculation of time to representative peak

An isolated storm hydrograph is a graph of the response of the watershed to one rainstorm. Flow is represented on the ordinates and time on the abscissas. The hydrograph has an ascending branch that ends in the maximum flow, or peak (Qp , $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$), within a period called time to peak (Tp , s) and a descending branch with a duration called recession (Tr). The area under the hydrograph in the flood volume (V , m^3). First, the Tp of each pair of flow-volume data was determined, considering the triangular hydrograph model proposed by the U.S. Soil Conservation Service (Snider, 1972), whose recession time is 1.667 times Tp ; therefore,

$$Tp = \frac{3 \cdot V}{4 \cdot Q} \quad (1)$$

The two-parameter type III Pearson distribution, also called the Gamma model (Campos, 2005), was adjusted to each series formed by the calculated Tp (equation 1), as many values as there are flow-volume pairs for each dam (Table 1) to obtain the value with 75% probability of surplus, population median [$P(X > x) = 50\%$] and the mode. The results are presented in Table 3, together with other sample statistics.

Gamma hydrographs and estimation of parameters

By multiplying V by the density probability function of the type III Pearson distribution, a hydrograph representing an isolated

Cuadro 1. Características generales de la información procesada (Aldama *et al.*, 2006).

Table 1. General characteristics of the processed information (Aldama *et al.*, 2006).

Nombre de la Presa:	Estado	Número de datos	Periodo de registro	Área de la cuenca (km^2)	Gasto máximo anual ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)		Volumen máximo anual (Mm^3)	
					Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
1. Abelardo L. Rodríguez	B.C.N.	44	1938–2002	2 430	0.04	587.21	0.01	67.94
2. Venustiano Carranza (Don Martín)	Coahuila	56	1930–1999	31 034	29.50	4 320.70	3.75	983.02
3. Belisario Domínguez (La Angostura)	Chiapas	33	1950–2005	18 537	1 224.14	7 839.00	518.34	10 218.92
4. La Boquilla	Chihuahua	64	1935–1999	21 003	38.44	3 467.01	12.97	1 108.35
5. Madín	E.de M.	30	1931–1972	171	5.68	300.00	0.10	2.50
6. Ignacio Allende (La Begoña)	Guanajuato	27	1943–1977	4 984	14.82	1 050.00	1.04	179.60
7. Adolfo López Mateos (El Infiernillo)	Michoacán	44	1955–2003	108 000	1 125.00	25 240.00	500.00	8 472.00
8. Benito Juárez (El Marqués)	Oaxaca	26	1961–1999	9 697	130.40	5 080.20	34.82	1 038.70
9. Eustaquio Buelna (Guamúchil)	Sinaloa	37	1939–1998	1 630	65.30	13 881.00	2.52	228.24
10. Sanalona	Sinaloa	38	1947–1999	3 250	120.19	2 381.30	23.25	414.90
11. Luis Donaldo Colosio (Huites)	Sinaloa	52	1941–1992	26 020	593.00	15 000.00	97.00	2 967.00
12. Josefa Ortiz de Domínguez (El Sabino)	Sinaloa	34	1948–2001	2 268	42.40	668.50	1.49	129.45
13. Adolfo López Mateos (Humaya)	Sinaloa	26	1974–1999	10 972	127.00	9 245.00	50.00	4 580.00
14. Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	Sonora	61	1941–2002	10 719	273.00	6 390.00	10.92	636.47
15. Plutarco Elías Calles (El Novillo)	Sonora	22	–	58 280	417.00	5 265.00	51.42	1 734.51
16. La Parota	Guerrero	31	1967–2003	7 067	662.00	11 646.00	95.43	2 355.71

Cuadro 2. Información disponible sobre gastos ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) y volúmenes (Mm^3) máximos anuales y sus parámetros de forma (γ) y escala (β) calculados en las presas indicadas.**Table 2. Available information on maximum annual flows ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) and volumes (Mm^3) and their shape (γ) and scale (β) parameters calculated for the indicated dams.**

Núm. de dato	Presa Madín, Estado de México. ($T_p = 1.8 \text{ h}$)					Presa Belisario Domínguez, Chiapas. ($T_p = 170.0 \text{ h}$)				
	Año	Gasto	Volumen	γ	β	Año	Gasto	Volumen	γ	β
1	1931	59.00	1.06	1.966	6 705.3	1950	1 695.00	1 429.87	4.469	176 408
2	1932	14.50	0.16	3.327	2 785.0	1951	1 280.00	1 496.66	2.879	325 627
3	1933	39.90	0.65	2.146	5 653.7	1952	1 972.00	2 945.11	2.208	506 657
4	1934	73.90	0.91	2.898	3 413.8	1953	1 705.00	1 832.38	3.197	278 562
5	1935	85.20	1.12	2.684	3 848.4	1954	1 638.00	1 063.90	6.742	106 574
6	1936	87.90	0.46	10.799	661.3	1955	2 127.00	3 072.94	2.281	477 690
7	1937	53.45	1.14	1.723	8 966.7	1956	2 527.00	3 406.06	2.451	421 866
8	1938	52.07	0.28	10.289	697.6	1957	1 594.00	2 592.54	2.040	588 463
9	1939	33.11	0.49	2.359	4 767.7	1958	1 401.67	1 515.10	3.174	281 567
10	1940	28.89	0.26	4.420	1 894.9	1959	1 498.00	1 609.65	3.198	278 476
11	1941	109.40	0.81	5.976	1 302.1	1960	2 593.00	4 834.29	1.823	743 822
12	1942	59.38	1.04	2.010	6 416.3	1961	2 068.00	1 043.13	10.414	65 007
13	1943	97.10	1.40	2.424	4 549.7	1962	2 398.00	5 683.98	1.554	1 104 184
14	1944	106.50	0.85	5.305	1 502.2	1963	3 526.55	3 105.15	4.197	191 412
15	1945	18.92	0.19	3.777	2 333.2	1964	1 760.00	2 558.16	2.267	482 861
16	1946	15.96	0.13	5.140	1 565.4	1965	1 829.27	3 781.98	1.692	884 197
17	1947	45.40	0.20	14.761	470.9	1966	1 867.70	4 889.38	1.474	1 291 874
18	1948	43.70	1.09	1.560	11 576.4	1967	1 224.14	890.92	5.606	132 861
19	1949	32.60	0.27	5.009	1 616.3	1968	2 076.38	1 030.21	10.725	62 932
20	1950	31.40	0.19	8.370	879.2	1969	2 434.50	10 218.92	1.236	2 592 441
21	1951	57.30	0.24	16.204	426.2	1970	3 342.82	5 534.23	2.008	606 888
22	1952	125.00	1.14	4.334	1 943.5	1971	1 970.83	2 317.58	2.860	329 058
23	1953	38.90	0.25	7.552	989.0	1972	1 517.35	518.34	21.332	30 100
24	1954	19.70	0.15	5.714	1 374.6	1973	3 302.10	3 233.23	3.615	234 000
25	1955	40.40	0.32	5.368	1 483.4	1997	3 644.03	3 549.54	3.641	231 724
26	1956	37.70	0.35	4.223	2 010.5	1998	7 839.00	5 480.59	5.978	122 937
27	1957	28.10	0.21	5.888	1 325.8	1999	5 768.97	4 813.54	4.543	172 752
28	1958	122.00	2.02	2.114	5 817.3	2000	3 351.34	3 113.76	3.887	211 950
29	1959	5.68	0.10	2.001	6 474.4	2001	2 465.80	2 115.81	4.358	182 229
30	1972	300.00	2.50	4.962	1 635.5	2002	2 820.80	1 374.72	11.074	60 753
31	–	–	–	–	–	2003	2 284.74	1 274.96	8.722	79 255
32	–	–	–	–	–	2004	2 614.86	1 124.42	13.892	47 470
33	–	–	–	–	–	2005	1 648.62	6 798.38	1.242	2 528 890

A cada serie formada por los T_p calculados (ecuación 1), tantos como número de pares de gasto-volumen se tiene en cada presa (Cuadro 1), se les ajustó la distribución Pearson tipo III de dos parámetros, también conocida como modelo Gamma (Campos, 2005), para obtener el valor con probabilidad de excedencia de 75 %, la mediana poblacional [$P(X > x) = 50\%$] y la moda. Los resultados se presentan en el Cuadro 3, junto con otras estadísticas muestrales.

Hidrogramas Gamma y estimación de sus parámetros

Multiplicando por V la función de densidad de probabilidad de la distribución Pearson tipo III, se puede representar un hidrograma de tormenta aislada, cuya expresión es (Croley, 1980a, 1980b):

$$q(t) = \frac{V (t/\beta)^{\gamma-1} \cdot e^{-(t/\beta)}}{\beta \cdot \Gamma(\gamma)} \quad (2)$$

thunderstorm can be constructed with the expression (Croley, 1980a, 1980b):

$$q(t) = \frac{V (t/\beta)^{\gamma-1} \cdot e^{-(t/\beta)}}{\beta \cdot \Gamma(\gamma)} \quad (2)$$

where $q(t)$ = flow ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) at any time t in seconds; V = volume (m^3), γ = shape parameter, and β = scale parameter, both positive, the first adimensional and the second with time units (s); $\Gamma(\cdot)$ = Gamma function with the following properties (Davis, 1972; Campos, 2005):

$$\begin{aligned} \Gamma(\gamma) &= (\gamma - 1)! & \text{for } \gamma &= 1, 2, 3, \dots \\ \Gamma(\gamma + 1) &= \gamma \cdot \Gamma(\gamma) & \text{for } \gamma &> 0 \\ \Gamma(1) &= \Gamma(2) = 1; & \Gamma(1/2) &= \sqrt{\pi} \end{aligned}$$

The derivate of equation 2 with respect to time, equaled to zero and solving for t leads to:

Cuadro 3. Estimaciones del tiempo al pico con la fórmula de hidrograma triangular ($Tp=3 \cdot V/4 \cdot Q$) y su procesamiento con la distribución Gamma.**Table 3. Estimations of peak time with the triangular hydrogram formula ($Tp=3 \cdot V/4 \cdot Q$) and its processing with Gamma distribution.**

Nombre de la presa	Valores (h) del tiempo al pico (Tp)						
	Mínimo	Cociente mín/Mo	$P(X>x)=75\%$	Moda (Mo)	Mediana poblacional	Mediana muestral	Máximo
1. Abelardo L. Rodríguez	18.519	0.527	29.963	35.141	41.198	37.191	104.167
2. Venustiano Carranza (Don Martín)	20.253	0.497	35.937	40.751	54.953	47.181	217.574
3. Belisario Domínguez (La Angostura)	71.168	0.421	147.944	169.185	222.853	203.988	874.488
4. La Boquilla	18.595	0.323	49.514	57.630	71.314	70.874	169.474
5. Madín	0.873	0.481	1.548	1.815	2.137	1.887	5.196
6. Ignacio Allende (La Begoña)	2.180	0.170	11.344	12.816	17.447	15.477	51.688
7. Adolfo López Mateos (El Infiernillo)	18.862	0.324	52.753	58.244	83.672	74.480	377.863
8. Benito Juárez (El Marqués)	18.343	0.447	36.186	41.007	55.390	55.197	137.581
9. Eustaquio Buelna (Guamúchil)	1.691	0.396	3.794	4.266	5.879	5.719	23.322
10. Sanalona	17.999	0.453	34.113	39.700	49.149	48.478	132.270
11. Luis Donaldo Colosio (Huites)	24.689	0.538	40.730	45.913	62.861	53.419	336.377
12. Josefa Ortiz de Domínguez (El Sabino) [†]	7.321	0.556	11.232	13.172	15.005	14.012	44.630
13. Adolfo López Mateos (Humaya)	33.494	0.460	63.351	72.837	94.378	89.696	352.823
14. Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	2.417	0.141	14.617	17.107	20.507	21.021	61.709
15. Plutarco Elías Calles (El Novillo)	14.099	0.432	28.472	32.609	42.761	37.573	109.225
16. La Parota	12.779	0.412	26.605	30.987	38.219	37.097	118.125
Valores medianos:	–	0.440	–	–	–	–	3.710

[†] Considerando 32 datos. Se eliminaron los años 1968 y 1969.

donde $q(t)$ = gasto ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) en cualquier tiempo t en segundos;
 V = volumen (m^3), γ = parámetro de forma y β el de escala, ambos positivos, el primero adimensional y el segundo con unidades de tiempo (s); $\Gamma(\cdot)$ = función Gamma con las propiedades siguientes (Davis, 1972; Campos, 2005):

$$\begin{aligned}\Gamma(\gamma) &= (\gamma - 1)! && \text{para } \gamma = 1, 2, 3, \dots \\ \Gamma(\gamma + 1) &= \gamma \cdot \Gamma(\gamma) && \text{para } \gamma > 0 \\ \Gamma(1) &= \Gamma(2) = 1; && \Gamma(1/2) = \sqrt{\pi}\end{aligned}$$

La derivada de la ecuación 2 respecto del tiempo, igualada a cero y despejando el valor de t , conduce a:

$$t = Tp = \beta \cdot (\gamma - 1) \quad (3)$$

fórmula que corresponde a la moda según esta distribución. La adopción del hidrograma Gamma para representar a las crecientes de diseño es arbitraria y conveniente, pero igual lo es cualquier otra parametrización desarrollada y utilizada; por ejemplo, las propuestas por Aldama y Ramírez (1998). Combinando la ecuación 3 y la 2 evaluada en (Qp, Tp) se obtiene:

$$Qp \cdot Tp / V = (\gamma - 1)^\gamma \exp(1 - \gamma) / \Gamma(\gamma) \quad (4)$$

expresión que se utiliza como base de un proceso iterativo de solución para estimar γ y luego β con la ecuación 3 (Croley, 1980a, 1980b):

cuando $Qp \cdot Tp / V > 0.277$

$$t = Tp = \beta \cdot (\gamma - 1) \quad (3)$$

a formula that corresponds to the mode, according to this distribution. The adoption of the Gamma hydrograph to represent the design flood is arbitrary and convenient, but so is any other parameterization developed and used, for example, that proposed by Aldama and Ramírez (1998). Combining equation 3 and 2 evaluated in (Qp, Tp) we obtain:

$$Qp \cdot Tp / V = (\gamma - 1)^\gamma \exp(1 - \gamma) / \Gamma(\gamma) \quad (4)$$

this expression is used as the basis of an iterative solution process for estimating γ and then β with equation 3 (Croley, 1980a, 1980b)

when $Qp \cdot Tp / V > 0.277$

$$\gamma' = \left\{ Qp \cdot Tp \cdot \Gamma(\gamma) \cdot \exp(\gamma - 1) / [V(\gamma - 1)^\gamma] \right\}^\gamma \quad (5)$$

when $Qp \cdot Tp / V < 0.277$

$$\gamma' = 1 + [Qp \cdot Tp \cdot \Gamma(\gamma) \cdot \exp(\gamma - 1) / V]^{1/\gamma} \quad (6)$$

γ' is an improved estimation of the shape parameter, in such a way that the process will end when

$$\frac{|\gamma' - \gamma|}{\gamma'} \leq 0.000001 \quad (7)$$

$$\gamma' = \{Qp \cdot Tp \cdot \Gamma(\gamma) \cdot \exp(\gamma - 1) / [V(\gamma - 1)^\gamma]\} \gamma \quad (5)$$

cuando $Qp \cdot Tp / V < 0.277$

$$\gamma' = 1 + [Qp \cdot Tp \cdot \Gamma(\gamma) \cdot \exp(\gamma - 1) / V]^{1/\gamma} \quad (6)$$

γ' es una estimación más aproximada del parámetro de forma, de manera que el proceso terminará cuando:

$$\frac{|\gamma' - \gamma|}{\gamma'} \leq 0.000001 \quad (7)$$

El valor 0.277 fue seleccionado por Croley (1980 a,b) por ensayo y error al utilizar la tolerancia indicada (10^{-6}) y un valor inicial de 2 para γ . En estos cálculos, la función gamma $\Gamma(\gamma)$ se estima con la expresión:

$$\frac{\sqrt{\frac{2\pi}{\gamma+m}} (\gamma+m)^{\gamma+m} \exp \left[-\gamma - m + \frac{1}{12(\gamma+m)} - \frac{1}{360(\gamma+m)^3} \right]}{(\gamma+m-1)(\gamma+m-2) \cdots (\gamma+1)\gamma} \quad (8)$$

La aproximación a la ecuación 8 aumenta con el valor de m , un valor de $m = 5$ fue utilizado por Croley (1980b) y conduce a una exactitud de 6 a 7 dígitos significativos. En Davis (1972) se pueden consultar otros algoritmos de estimación más simples.

Relaciones γ - β

Para obtener las parejas anuales de parámetros de forma y escala (γ , β) que definen a los hidrogramas Gamma que representan a cada gasto pico anual y su correspondiente volumen máximo, se procesaron con el algoritmo de Croley (ecuaciones 4 a 8), las series de datos de gasto-volumen de cada presa, utilizando el valor redondeado de la moda del Tp obtenido con la ecuación 1 y mostrado en el Cuadro 3. Por ejemplo, para las series de datos expuestas en el Cuadro 2, los resultados obtenidos se muestran en este mismo, así como los valores adoptados para el Tp , (1.8 y 170 h). En el Cuadro 4 se presentan los valores mínimo y máximo de los parámetros de forma y escala encontrados en cada una de las 16 series de datos de gasto-volumen de cada presa.

Al dibujar en un papel logarítmico los resultados del Cuadro 2 llevando a las ordenadas los valores del parámetro de forma y a las abscisas las magnitudes del parámetro de escala, se definen las relaciones extremas que se presentan en la Figura 1. En ella también se han dibujado otras ocho series de resultados. El tramo de línea punteada corresponde a la presa Adolfo López Mateos (El Infiernillo), la cual se traslapa con los resultados de la presa La Boquilla, pues ambas tienen un tiempo al pico de 58 h.

La Figura 1 verifica la ecuación 3, pero además permite establecer dos regiones de comportamiento diferente de cada relación

The value 0.277 was selected by Croley (1980 a,b) by trial and error when using the indicated tolerance (10^{-6}) and an initial value of 2 for γ . In these calculations, the Gamma function $\Gamma(\gamma)$ is estimated with the expression

$$\frac{\sqrt{\frac{2\pi}{\gamma+m}} (\gamma+m)^{\gamma+m} \exp \left[-\gamma - m + \frac{1}{12(\gamma+m)} - \frac{1}{360(\gamma+m)^3} \right]}{(\gamma+m-1)(\gamma+m-2) \cdots (\gamma+1)\gamma} \quad (8)$$

Approximation to equation 8 increases with the value of m ; $m=5$ was used by Croley (1980b) and leads to a precision of 6 to 7 significant digits. Other simpler estimation algorithms can be consulted in Davis (1972).

γ - β relationships

To obtain annual pairs of shape and scale (γ and β) parameters that define the Gamma hydrographs, which represent each annual peak flow and its corresponding maximum volume, the series of flow-volume data of each dam was processed with Croley's algorithm (equations 4 to 8) using the rounded off value of the Tp mode obtained with equation 1 and shown in Table 3. For example, for the series of data presented in Table 2, the obtained results are shown in the same, as are the values adopted for Tp (1.8 and 170 h). Table 4 shows the minimum and maximum values of the shape and scale parameters found in each of the 16 series of data on discharge-volume.

When the results of Table 2 were drawn on logarithmic paper, with shape parameter values on the ordinates and the scale parameter magnitudes on the abscissas, the extreme relationships, which are presented in Figure 1, are defined. In this Figure, another eight series of results have been drawn. The section of the dotted line corresponds to the Adolfo López Mateos dam (Infiernillo), overlapping the results for the La Boquilla dam since both have a time to peak of 58 h.

Figure 1 confirms equation 3; it also establishes two regions of behavior that is different for each γ - β relationship. The first, for large γ values and smaller β values, is obtained when the data show a high flow peak and low volume, the straight section of this relationship. The second occurs in the curved section and corresponds to small γ parameter values and larger β values, originated by hydrographs with low peak flow and large volume. That is, slender hydrographs lead to high values of the shape parameter ($\gamma > 10.0$) and broad based hydrographs lead to low magnitudes ($\gamma < 1.6$), as shown in Table 4.

The procedure proposed is based on these two properties, which are observed in actual hydrographs and generate slender and flat hydrographs. The results of Table 4 indicate, for the dams with smaller catchment areas (Madín, Eustaquio Buelna and Abelardo L. Rodríguez dams), that the minimum-maximum shape parameters (γ) were 1.56-16.20, 1.20-20.94, and 1.53-13.79. Based on these magnitudes, it was considered convenient to adopt 1.40 and 14.0 as γ values for the initial hydrologic design.

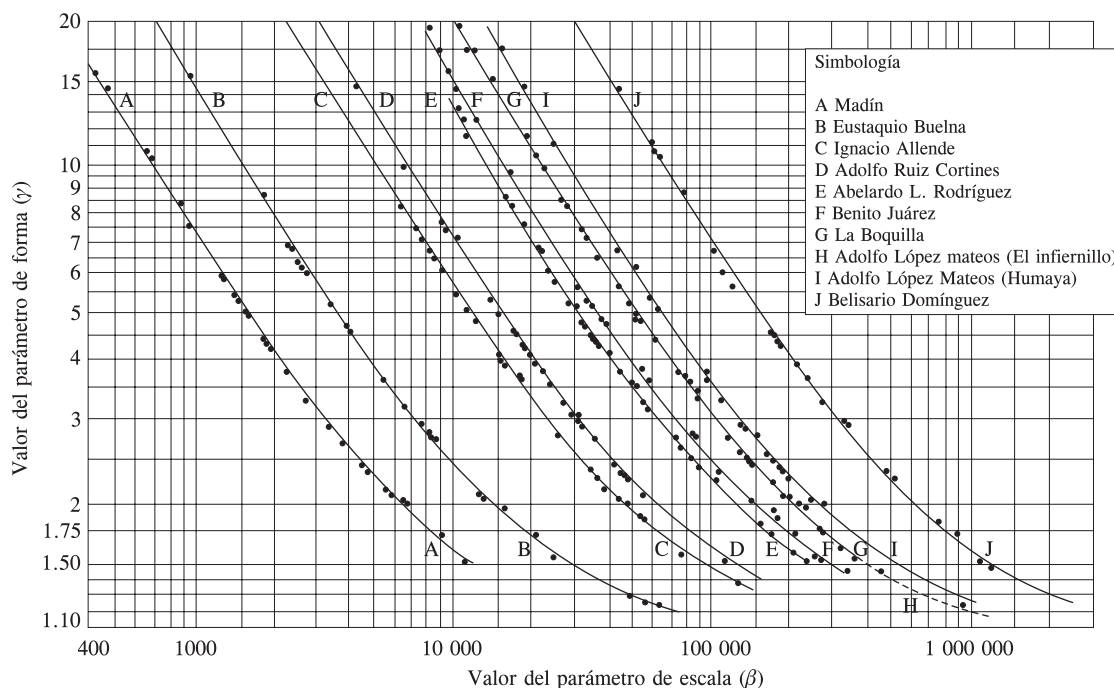
Cuadro 4. Valores mínimos y máximos de los parámetros de forma (γ) y escala (β) del hidrograma Gamma, calculados con un tiempo al pico igual a la moda.**Table 4. Minimum and maximum values of the shape (γ) and scale (β) parameters of the Gamma hydrograph, calculated with time to peak equal to the mode.**

Nombre de la presa:	Tiempo al pico (h)	Parámetros:			
		γ mínimo	γ máximo	β mínimo	β máximo
1. Abelardo L. Rodríguez	35.0	1.533	13.790	9 851	236 311
2. Venustiano Carranza (Don Martín)	40.0	1.218	14.952	10 321	659 069
3. Belisario Domínguez (La Angostura)	170.0	1.236	21.332	30 100	2 592 441
4. La Boquilla	58.0	1.549	22.092	9 899	380 289
5. Madín	1.8	1.560	16.204	426	11 576
6. Ignacio Allende (La Begoña)	13.0	1.342	22.961	2 131	136 910
7. Adolfo López Mateos (El Infiernillo)	58.0	1.171	10.928	21 031	1 219 604
8. Benito Juárez (El Marqués)	41.0	1.442	18.823	8 282	334 083
9. Eustaquio Buelna (Guamúchil)	4.0	1.199	20.939	722	72 472
10. Sanalona	40.0	1.452	18.620	8 172	318 618
11. Luis Donaldo Colosio (Huites)	46.0	1.147	13.434	13 318	1 125 553
12. Josefa Ortiz de Domínguez (El Sabino)	13.0	1.042	12.309	4 138	1 116 644
13. Adolfo López Mateos (Humaya)	72.0	1.253	17.497	15 712	1 025 696
14. Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	17.0	1.392	21.292	3 016	156 210
15. Plutarco Elías Calles (El Novillo)	33.0	1.451	20.527	6 084	263 244
16. La Parota	31.0	1.364	21.963	5 324	306 452
Valores extremos:	1.8-170.0	1.042	22.961	426	2 592 441

γ - β : la primera para valores grandes de γ y menores de β , se obtiene cuando los datos presentan gasto pico grande y volumen reducido, es el tramo recto de tal relación; la segunda ocurre en el tramo curvo y corresponde a valores pequeños del parámetro γ y mayores de β , originados por hidrogramas de gasto pico reducido y gran volumen. Es decir que los hidrogramas esbeltos conducen

Proposed procedure

For small watersheds, 1300 km², that is 500 mi², is accepted as an arbitrary limit within which, according to Morris (1982), it is likely that the rainfall from a non-cyclonic phenomenon will equal the magnitude of the floods caused by cyclonic rains. This implies

**Figura 1. Relaciones γ - β encontradas con los datos gasto-volumen anuales en las 10 presas indicadas.****Figure 1. γ - β relationships found with the annual flow-volume data in the 10 indicated dams.**

a valores grandes del parámetro de forma ($\gamma > 10.0$) y los hidrogramas de base amplia a magnitudes reducidas ($\gamma < 1.6$), según se muestra en el Cuadro 4.

El procedimiento que se propone se basa en estas dos propiedades observadas en los hidrogramas reales, por ello genera un hidrograma esbelto y uno aplanado. Los resultados del Cuadro 4 indican, para las presas con menor área de cuenca (Madín, Eustaquio Buelna y Abelardo L. Rodríguez), que los parámetros de forma (γ) mínimo-máximo fueron de 1.56-16.20, 1.20-20.94 y 1.53-13.79. Con base en tales magnitudes se consideró conveniente adoptar como valores de γ para el diseño hidrológico inicial 1.40 y 14.0.

Procedimiento propuesto

Se acepta como límite arbitrario para las cuencas pequeñas 1300 km², es decir, las 500 mi² en las que según Morris (1982), es muy probable que la lluvia originada por un fenómeno no ciclónico iguale la magnitud de las crecientes derivadas de las precipitaciones ciclónicas. Esto implica que en las cuencas pequeñas es aceptable esperar que sean abarcadas en su totalidad por los eventos extraordinarios que en ellas ocurran, lo cual conduce a hidrogramas que siempre alcanzan el tiempo al pico, y por ello el procedimiento propuesto construye este tipo de hidrogramas de diseño. El proceso tiene seis pasos:

1) Para la presa pequeña bajo análisis se define su cuenca topográfica y su colector principal, evaluando su área y la longitud y pendiente promedio. Con base en las magnitudes anteriores se calcula el tiempo de concentración (T_c) de la cuenca; por ejemplo, a través de fórmulas empíricas (Témez, 1978; Campos, 2007). El T_c se define como el tiempo que tarda el escurrimiento de la tormenta en viajar desde el punto hidráulicamente más distante hasta la salida de la cuenca. Se acepta que el T_c es una aproximación del tiempo al pico (T_p) de los hidrogramas de diseño.

2) A partir de las características físicas de la presa estudiada se establece el periodo de retorno de diseño, según la Norma Hidrológica de 1996 (GASIR, 1996), la cual se reproduce en el Cuadro 5.

3) Con base en métodos regionales de estimación de crecientes (Escalante y Reyes, 2002; Campos, 2006), se calcula el gasto máximo asociado al periodo de retorno de diseño. Únicamente en estudios de gran visión, o para cálculos provisionales, se pueden utilizar las envolventes regionales (Ramírez *et al.*, 2005).

4) Se define un hidrograma esbelto, para un valor del parámetro de forma (γ) de 14, calculando el correspondiente valor del parámetro de escala (β) con la ecuación 3, al utilizar el T_p en segundos, calculado en el paso 1. Con base en los valores de Q_p y T_p y la pareja de valores de γ y β se calcula el volumen máximo (V) respectivo del hidrograma usando de la ecuación 2 modificada, ésta es:

$$V = \frac{Q_p \cdot \beta \cdot \Gamma(\beta)}{(T_p / \beta)^{\gamma-1} \cdot e^{-T_p / \beta}} \quad (9)$$

la función Gamma de β se estima con la fórmula 8. Por último, se calcula y dibuja el hidrograma respectivo con la ecuación 2.

that extraordinary events can be expected to extend over the entire area of small watersheds, leading to hydrographs that always reach time to peak. For this reason, the proposed procedure constructs this type of design hydrograph. The process consists of six steps:

1) For the small dam under analysis, its topographic watershed and main watercourse are defined by assessing its area and its average length and slope. Based on the above magnitudes, the watershed's concentration time (T_c) is calculated, for example, with empirical formulas (Témez, 1978; Campos, 2007). T_c is defined as the time runoff from a thunderstorm takes to get to the watershed outlet from the hydraulically farthest point. It is accepted that T_c is an approximation of time to peak of the design hydrographs.

2) Using the physical characteristics of the dam under study, the design return period is established in accordance with the 1996 Hydrologic Norm (GASIR, 1996), which is reproduced in Table 5.

3) Based on regional methods for estimating floods (Escalante and Reyes, 2002; Campos, 2006), the maximum flow associated to the design return period is calculated. Only in preliminary great vision studies, or for provisional calculations, can regional envelopes be used (Ramírez *et al.*, 2005).

4) A slender hydrograph is defined for a shape parameter value (γ) of 14, calculating the corresponding value of the scale parameter (β) with equation 3 using the T_p in seconds calculated in step 1. Based on the values of Q_p , T_p , and the pair of γ and β values, the respective maximum volume (V) of the hydrograph is calculated with the modified equation 2; that is,

$$V = \frac{Q_p \cdot \beta \cdot \Gamma(\beta)}{(T_p / \beta)^{\gamma-1} \cdot e^{-T_p / \beta}} \quad (9)$$

the Gamma function of β is estimated with equation 8. Finally, the respective hydrograph is calculated and drawn with equation 2.

5) Adopting a value of 1.4 for the γ parameter, with equation 3 the corresponding magnitude of the scale parameter β is obtained using T_p in seconds. Based on the maximum volume (V_m) estimated with the following procedure, time to peak and the γ - β pair, the respective peak discharge is obtained with the modified equation 9. With equation 2, the long-duration hydrograph is calculated and drawn.

Estimation of V_m : for the design return period (step 2), maximum daily precipitation is calculated with available rainfall data for the watershed under study. This calculation is corrected by single fixed observation interval (Weiss, 1964), multiplied by 1.13 to transform it into a 24 h period. Based on the equation of the world envelope of maximum rainfalls of different durations (WMO, 1973; Smith, 1993), the estimated value for 24 h is distributed over time. For example, if the maximum design rainfall in 24 h was calculated at 600 mm and time to peak is 2.5 h, design rainfall (P_d) associated with that duration, according to the world envelope equation will be

$$P = 421.6 \cdot D^{0.475} \quad (10)$$

Cuadro 5. Norma hidrológica para avenidas de diseño en presas de almacenamiento para agua potable, riego o generación de energía hidroeléctrica (GASIR, 1996).**Table 5. Hydrologic norm for design floods in dams for storage of potable water, for irrigation or for generation of hydroelectric power (GASIR, 1996).**

Categoría	Características de la presa		Potencial de daños		Creciente de diseño
	Almacenamiento, en Mm ³	Altura, m	Pérdida de vidas	Daños materiales [†]	
Pequeña	< de 1.50	< de 15	ninguna moderada considerable	menor que el CP del orden del CP mayor que el CP dentro de la CFP	Tr = 500 años Tr = 1000 años Tr = 10 000 años Tr = 1000 a 10 000 años
Mediana	entre 1.5 y 60.0	> 12 y < 30	ninguna moderada considerable	ligeramente > de la CFP mayor que la CFP	Tr = 10 000 años Tr ≥ 10 000 años [‡]
Mayor	> de 60.0	> de 18	considerable	Excesivos [§]	Tr ≥ 10 000 años ^p

[†] CP = costo de la presa. CFP = capacidad financiera del propietario.

[‡] Tormentas severas, maximizadas y transpuestas.

[§] O como norma política establecida.

^p Creciente máxima posible, basada en el análisis hidrometeorológico. Análisis de maximización de tormentas locales y transposición.

5) Adoptando un valor del parámetro γ de 1.4 se obtiene, con la ecuación 3, la magnitud correspondiente del parámetro de escala β , utilizando el T_p en segundos. Con base en el volumen máximo (V_m) estimado según procedimiento siguiente, el tiempo al pico y la pareja de γ y β , se obtiene el gasto pico respectivo con la ecuación 9 modificada. Con la ecuación 2 se calcula y dibuja el hidrograma de duración amplia.

Estimación del V_m : para el periodo de retorno de diseño (paso 2), se calcula para la cuenca estudiada su precipitación máxima diaria, con base en las estaciones pluviométricas disponibles. El cálculo anterior se corrige por intervalo fijo y único de observación (Weiss, 1964), multiplicándola por 1.13 para transformarla a 24 h de duración. Con base en la ecuación de la envolvente mundial de lluvias máximas para diferentes duraciones (WMO, 1973; Smith, 1993), se distribuye en el tiempo el valor estimado para 24 h. Por ejemplo, si la precipitación máxima de diseño en 24 h se calculó en los 600 mm y el tiempo al pico es 2.5 h, la lluvia de diseño (Pd) asociada a tal duración de acuerdo a la ecuación de la envolvente mundial será:

$$P = 421.6 \cdot D^{0.475} \quad (10)$$

con P en mm y D en horas, entonces:

$$600 = \alpha (24)^{0.475} \therefore \alpha = 132.6$$

finalmente $Pd = 132.6 (2.5)^{0.475} = 204.9$ mm.

Al multiplicar Pd por el área de cuenca se obtiene el volumen máximo (V_m) buscado para el hidrograma de diseño aplanado. Cuando no sea posible calcular el valor V_m , por ausencia de estaciones pluviométricas dentro o en las cercanías de la cuenca de la presa pequeña analizada, se puede asignar un gasto pico del 10 a 20% del estimado en el paso 3, y entonces calcular el V_m con los valores de γ , β y T_p citados en el paso 5, usando la ecuación 9.

6) Se transitan en el embalse los dos hidrogramas calculados, para obtener el nivel máximo definido por alguno de ellos

with P in mm and D in hours, then

$$600 = \alpha (24)^{0.475} \therefore \alpha = 132.6$$

finally $Pd = 132.6 (2.5)^{0.475} = 204.9$ mm.

When Pd is multiplied by the watershed area, the maximum volume (V_m) is obtained for the flat design hydrograph. When it is not possible to calculate V_m because of the absence of pluviometric stations within or near the watershed of the small dam, a peak discharge of 10 to 20% of that estimated in step 3 can be assigned, and V_m is then calculated with the γ , β and T_p values cited in step 5 using equation 9.

6) The two hydrographs calculated transit in the reservoir to obtain the maximum level defined by one of them or EMWL. Freeboard is calculated (Springall, 1970) and is added to EMWL to establish the minimum height of the dam crest.

RESULTS AND DISCUSSION

Extrapolations to the proposed procedure

In watersheds larger than 1300 km², for which there is no hydrometric information on yearly maximum discharge and volumes, any one or combination of the following three extrapolations can be used to estimate conditions closer to reality, according to available field information on flood hydrographs:

1) Use more extreme shape parameter (γ) values, for example, 16, 18, 20 and up to 22 in the definition of the slender hydrograph, step 4 in the procedure suggested for small watersheds. These are the maximum calculated values (Table 4).

o NAME. Se calcula el bordo libre (Springall, 1970) y se suma al NAME, para establecer la altura mínima de la corona de la cortina.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Extrapolaciones al procedimiento propuesto

En cuencas superiores a 1300 km², que no tienen información hidrométrica de gasto y volúmenes máximos anuales, o bien para buscar condiciones más apegadas a la realidad según información de campo disponible sobre la ocurrencia de los hidrogramas de las crecientes, se puede emplear cualquiera o una combinación de las siguientes tres extrapolaciones:

1) utilizar valores del parámetro de forma (γ) más extremos, por ejemplo, 16, 18, 20 y hasta 22 en la definición del hidrograma esbelto, paso 4 del procedimiento sugerido en cuencas pequeñas. Tales valores corresponden a los máximos calculados (Cuadro 4).

2) emplear magnitudes del parámetro de forma (γ) de 1.3 y 1.2 en la construcción del hidrograma aplanado, paso 5 del procedimiento establecido para cuencas pequeñas. Esos valores corresponden a los mínimos calculados (Cuadro 4).

3) si los valores del Cuadro 3, mínimo y máximo de los tiempos al pico evaluados en cada serie de datos pertenecientes a las 16 presas se dividen entre el valor de su moda se obtienen los cocientes indicados en las columnas 3 y última. Los valores medianos de estos cocientes, último renglón del Cuadro 3, se podrán utilizar como parámetros de diseño en cuencas grandes para estimar el tiempo al pico reducido, es decir el 44% del original en los hidrogramas esbeltos, así como el tiempo al pico ampliado, o sea 3.71 veces el original en los hidrogramas aplanados.

Aplicación numérica de contraste

Presa Eustaquio Buelna (Guamúchil)

Tiene un área de cuenca de 1630 km² (Cuadro 1). Empezamos calculando el gasto pico correspondiente al periodo de retorno de diseño de 10 000 años; con base en los resultados regionales encontrados por Campos (1994) para la Región Hidrológica No. 10, se obtiene:

$$Q_{2.33} = 14.776 \cdot A^{0.48} = 14.776 \cdot (1630)^{0.48} \\ = 514.53 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$Q_{10\,000}/Q_{2.33} = 67.236 \therefore Q_{10\,000} = 67.236 \cdot (514.53) \\ \cong 34\,595 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

2) Use shape parameter (γ) magnitudes of 1.3 and 1.2 in the construction of the flat hydrograph, step 5 of the procedure established for small watersheds. These are the minimum calculated values (Table 4).

3) If the minimum and maximum time to peak values of Table 3 evaluated in each series of data on the 16 dams are divided by the value of the mode, the coefficients indicated in the third and last columns are obtained. The median values of these coefficients, last row of Table 3, can be used as design parameters in large watersheds to estimate reduced time to peak, that is, 44% of the original in the slender hydrographs, as well as amplified time to peak, or 3.71 times the original in the flat hydrographs.

Numerical contrast application

Eustaquio Buelna (Guamúchil) Dam

The watershed area of 1630 km² (Table 1) drains into this dam. We begin by calculating the peak flow corresponding to the design return period of 10 000 years. Based on the regional results found by Campos (1994) for the Hydrologic Region No. 10, we obtain

$$Q_{2.33} = 14.776 \cdot A^{0.48} = 14.776 \cdot (1630)^{0.48} \\ = 514.53 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$Q_{10\,000}/Q_{2.33} = 67.236 \therefore Q_{10\,000} = 67.236 \cdot (514.53) \\ \cong 34\,595 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

For $\gamma = 14$ and $Tp = 4$ h, with equation 3 we obtain $\beta = 1\,107\,692$ s. These values and the $Qp = 34\,595 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ define the respective maximum volume of 348.6 Mm³ with equation 9. The corresponding hydrograph is shown in Figure 2. The following dam height (H) and volume (V) data are available (Aldama *et al.*, 2006):

NWL (crest) = 58.00 m

MWOL = 64.00 m Volume = 112.74 Mm³

EMWL = 68.65 m Volume = 302.76 Mm³

Crown = 71.20 m Volume = 433.95 Mm³

Then, placing the bench mark zero at elevation 50, we obtained, for the reservoir equation:

$$V = K \cdot H^N \quad (11)$$

where $K = 19\,777.44$; $N = 3.28123$.

Transit of the design flood was done (NERC, 1975) in the same way as Aldama *et al.* (2006),

Para $\gamma = 14$ y $T_p = 4$ h se obtiene con la ecuación 3, $\beta = 1\,107\,692$ s. Los valores anteriores y el $Q_p = 34\,595\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ definen con la ecuación 9 un volumen máximo respectivo de 348.6 Mm^3 . El hidrograma correspondiente se muestra en la Figura 2. Los siguientes datos de elevaciones (H) y volúmenes (V) en la presa están disponibles (Aldama *et al.*, 2006):

NAN (cresta) = 58.00 m	
NAMO = 64.00 m	Volumen = 112.74 Mm^3
NAME = 68.65 m	Volumen = 302.76 Mm^3
Corona = 71.20 m	Volumen = 433.95 Mm^3

entonces, ubicando la cota cero en la elevación 50 se obtuvo, para la ecuación del embalse:

$$V = K \cdot H^N \quad (11)$$

donde $K = 19\,777.44$; $N = 3.28123$.

El tránsito de la creciente de diseño se realizó (NERC, 1975) al igual que en Aldama *et al.* (2006), considerando un vertedor de descarga libre a punto de derramar con longitud de cresta de 30.40 metros y coeficiente de descarga de 2.10, obteniéndose un gasto máximo de descarga de $2459.4\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ ocurriendo a las 7 horas de iniciada la creciente y definiendo un NAME de 19.41 m, es decir, 69.41 m. Como tal elevación supera al NAME de la presa, ésta es considerada insegura desde un punto de vista hidrológico; resultado que coincide con el de Aldama *et al.* (2006).

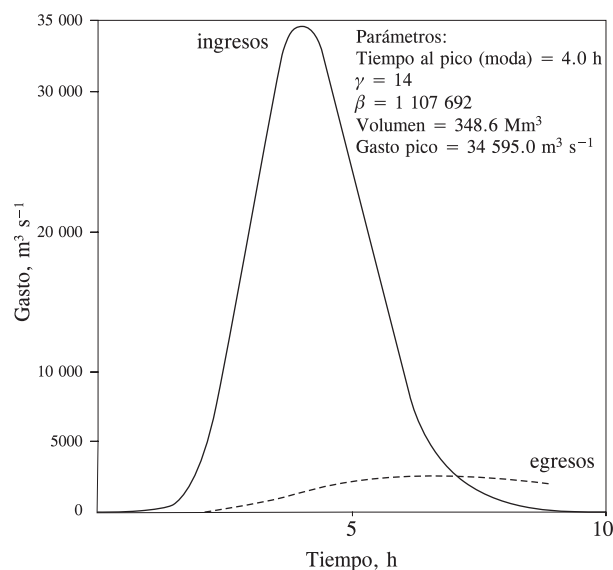


Figura 2. Hidrograma esbelto en la presa Eustaquio Buelna, Sinaloa.

Figure 2. Slender hydrograph of the Eustaquio Buelna dam, Sinaloa.

considering a free discharge spillway at overflow point with a crest length of 30.40 m and a discharge coefficient of 2.10, obtaining a maximum discharge flow of $2459\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ occurring 7 h after flood initiates and defining a EMWL of 19.41 m, that is, 69.41 m. Because this height surpasses the dam's EMWL, the dam is considered unsafe from a hydrologic view point, a result that coincides with that of Aldama *et al.* (2006).

For construction of the flat hydrograph, an extrapolation for time to peak was adopted, using a value of 15 h, resulting in $\beta = 135\,000.0$ s when $\gamma = 1.4$. With these values and $Q_p = 3500\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$, that is 10% of the maximum regional flow, a maximum volume of 902 Mm^3 is obtained. When a hydrograph such as this is transited under equal conditions as those established for the slender hydrograph, a maximum flow of $2155\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ is obtained, which occurs 52.5 h after this flood initiates, establishing a EMWL of 68.45 m. This flat hydrograph (Figure 3) generates less critical conditions than the slender hydrograph.

Ramírez and Aldama (2000) have demonstrated theoretically that the volume of the hydrograph is of major importance in the behavior of the reservoir when flooding occurs. However, in the 16 dams analyzed by Aldama *et al.* (2006), located in very different climates and watersheds varying from 171.3 to $108\,000\text{ km}^2$ (Table 1), the design hydrographs that generate critical conditions were of the slender type.

CONCLUSIONS

There are several thousand small irrigation dams in México for which hydrometric information is not available. However, it is necessary and even urgent to assess their hydrologic safety. For dams located in small rural watersheds, a procedure was formulated based on easily obtained information that leads to construction of design hydrographs that when transited in the reservoir will define the new EMWL, with which it can be concluded whether the assessed dam is safe or at hydrological risk, depending on whether the new EMWL is below or above the previous one.

Based on the results of numerical applications, only one described, it is concluded that the suggested procedure is very easy to apply and leads to results that are extremely important in assessing hydrologic safety of a small dam. When the reservoir becomes unsafe, strategies must be formulated and revised to modify dam operation and empty it before the flooding season begins, or to study quantitatively the

Para la construcción del hidrograma aplanado se adoptó una extrapolación para el tiempo al pico; por ello se utilizó un valor de 15 h, resultando $\beta = 135\,000.0$ s cuando $\gamma = 1.4$; con tales valores y $Q_p = 3500\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$, es decir 10% del gasto máximo regional, se obtiene un volumen máximo igual a 902.3 Mm^3 . Al transitar tal hidrograma en igualdad de condiciones que las establecidas para el hidrograma esbelto, se obtiene un gasto máximo de descarga de $2155\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ que ocurre 52.5 h después de iniciada esta creciente, estableciendo un NAME de 68.45 m. Este hidrograma aplanado (Figura 3), genera unas condiciones menos críticas que el hidrograma esbelto.

Ramírez y Aldama (2000) han demostrado teóricamente que tiene gran importancia el volumen del hidrograma en el comportamiento del embalse ante la creciente. Sin embargo, en las 16 presas analizadas por Aldama *et al.* (2006), ubicadas en climas muy diferentes y con tamaños de cuenca variando de 171.3 a $108\,000\text{ km}^2$ (Cuadro 1), los hidrogramas de diseño que generaron las condiciones críticas fueron los de tipo esbelto.

CONCLUSIONES

Hay varios miles de presas pequeñas para riego en México, que no cuentan con información hidrométrica; sin embargo, es necesario y hasta urgente revisar su seguridad hidrológica. Para aprovechamientos ubicados en cuencas rurales pequeñas se ha formulado un procedimiento basado en información

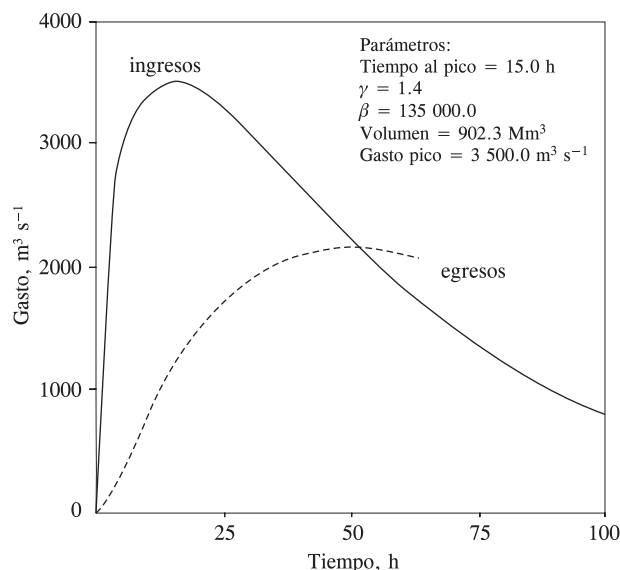


Figura 3. Hidrograma aplanado en la presa Eustaquio Buelna, Sinaloa.

Figure 3. Flat hydrograph of the Eustaquio Buelna dam, Sinaloa.

modifications that must be carried out in height of the structure or enlarging spillway capacity.

—End of the English version—



fácilmente obtenible que conduce a los hidrogramas de diseño, los cuales al ser transitados en el embalse definirán el nuevo NAME, con base en el cual se concluirá si la presa analizada es segura o está en riesgo hidrológico, según si el nuevo NAME es inferior o superior al actual.

Con base en los resultados de las aplicaciones numéricas realizadas, descrita solo una, se concluye que el procedimiento sugerido es muy fácil de aplicar y conduce a resultados sumamente importantes en relación con la seguridad hidrológica de la presa pequeña analizada. Cuando el almacenamiento resulte inseguro se deben formular y revisar estrategias para alterar su operación y mantenerla vacía antes de la época de ocurrencia de las avenidas, o bien, estudiar cuantitativamente las modificaciones que se deben realizar a su infraestructura, mediante la sobreelevación de su cortina o la ampliación de la capacidad de su vertedor de excedencias.

AGRADECIMIENTOS

Se agradecen las observaciones del editor asignado y de los dos árbitros anónimos, las cuales permitieron hacer más explícito el procedimiento sugerido.

LITERATURA CITADA

- Aldama, A. A., y A. I. Ramírez. 1998. Parametrización de hidrogramas mediante interpolantes Hermitianos. *Ingeniería Hidráulica en México XIII*: 19-28.
- Aldama, A. A., A. I. Ramírez, J. Aparicio, R. Mejía, y G. E. Ortega. 2006. Seguridad Hidrológica de las Presas en México. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Morelos. 192 p.
- Campos A., D. F. 1994. Aplicación del método del índice de crecientes en la Región Hidrológica No. 10, Sinaloa. *Ingeniería Hidráulica en México IX*: 41-55.
- Campos A., D. F. 2005. FDP Gamma Mixta. *In: Agroclimatología Cuantitativa de Cultivos*. Editorial Trillas. México, D. F. pp: 267-281.
- Campos A., D. F. 2006. Análisis probabilístico con métodos regionales. *In: Análisis Probabilístico Univariado de Datos Hidrológicos*. Avances en Hidráulica 13. AMH-IMTA. México, D. F. pp: 133-161.
- Campos A., D. F. 2007. Parámetros hidrológicos de la cuenca. *In: Estimación y Aprovechamiento del Escurrimiento*. Edición del autor. San Luis Potosí, S.L.P. pp: 41-50.
- Croley, T. E. 1980a. Dimensionless hydrographs given peak discharge. *In: Synthetic-Hydrograph Computations on Small Programmable Calculators*. University of Iowa. Iowa, USA. pp: 98-118.

- Croley, T. E. 1980b. Gamma synthetic hydrographs. *In*: Hydrologic and Hydraulic Calculation in Basic for Small Computers. University of Iowa. Iowa, USA. pp: 26-49.
- Davis, P. J. 1972. Gamma Function and related functions. *In*: M. Abramowitz & I. A. Stegun (eds). Handbook of Mathematical Functions. Dover Publications, Inc. New York, USA. pp: 253-293.
- Escalante, C., y L. Reyes. 2002. Análisis regional hidrológico. *In*: Técnicas Estadísticas en Hidrología. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México, D. F. pp: 157-202.
- GASIR (Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos). 1996. Norma Hidrológica que recomienda Periodos de Retorno para diseño de diversas obras hidráulicas. Subdirección General Técnica de la CNA. México, D. F. 6 p.
- Morris, E. C. 1982. Mixed-Population Frequency Analysis. Training Document 17 of the Hydrologic Engineering Center, U.S.A.C.E. Davis, California, U.S.A. 43 p.
- NERC (Natural Environment Research Council). 1975. Supplementary Studies (Flood routing). *In*: Flood Studies Report. London, England. pp. 486-539.
- Oliya, C. 1999. Estado actual de las presas. Breve reseña histórica. *In*: El Desarrollo de las Presas en México. Avances en Hidráulica 5. AMH-IMTA. México, D. F. pp: 33-37.
- Ramírez, A. I., y A. A. Aldama. 2000. Análisis de sensibilidad de los parámetros del hidrograma de ingresos a vasos. *In*: Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño. Avances en Hidráulica 7. AMH-IMTA. México, D. F. pp: 163-169.
- Ramírez, A. I., J. F. Gómez, y D. F. Campos. 2005. Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la república mexicana. Ingeniería Hidráulica en México XX: 99-108.
- Smith, J. A. 1993. Precipitation. *In*: Maidment, D. R. (ed). Handbook of Hydrology. McGraw-Hill, Inc. New York, USA. pp: 3.1-3.47.
- Snider, D. 1972. Hydrographs. *In*: National Engineering Handbook. Section 4: Hydrology. U. S. Soil Conservation Service. Washington, D. C., USA. pp: 16.1-16.26.
- Springall, R. 1970. Libre Bordo en Presas. Publicación No. 264. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México, D. F. 14 p.
- Témez P., J. R. 1978. Tiempo de concentración. *In*: Cálculo Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuencas Naturales. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, España. pp: 79-91.
- Weiss, L. L. 1964. Ratio of true fixed-interval maximum rainfall. Journal of Hydraulics Division 90: 77-82.
- WMO (World Meteorological Organization). 1973. Greatest known rainfalls. *In*: Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation. Operational Hydrology Report No. 1. Geneva, Switzerland. pp:175-179.