

LA SEGURIDAD DE PRESAS DESDE LA PERSPECTIVA HIDROLÓGICA CONFERENCIA ENZO LEVI 2010

• Aldo I. Ramírez •
Centro del Agua para América Latina y el Caribe, México

Resumen

Aunque el principal objetivo de una presa es la satisfacción de una demanda, la mayoría de éstas se construyen con múltiples propósitos, uno de los cuales es el control de avenidas. La determinación de la capacidad de control y las obras de excedencia se conoce como diseño hidrológico, y su bondad es un indicativo directo de la seguridad hidrológica de la presa. Si se presenta un evento mayor al utilizado para el diseño, se dice que la presa falla hidrológicamente, aun cuando la propia estructura no sufra daños. En este artículo se reconoce que la falla de estas estructuras es relativamente común y se establecen comentarios precisos sobre la selección del nivel de seguridad del diseño, a través del periodo de retorno, y sobre los diferentes enfoques en la estimación de avenidas una vez fijado éste. En particular, se establece la bondad y pertinencia del uso del enfoque bivariado en la atención del problema. En virtud del nuevo enfoque, se deriva la necesidad de revisar los criterios en la selección del periodo de retorno de diseño, ahora sobre la base de que las probabilidades de excedencia pueden asociarse simultáneamente con diversas variables aleatorias.

Palabras clave: seguridad de presas, diseño hidrológico, análisis bivariado, periodo de retorno conjunto.

Introducción

Desde tiempos ancestrales, el hombre ha construido barreras sobre los ríos para almacenar, controlar o derivar el agua. La presencia de esas barreras genera lagos artificiales llamados embalses; al sistema formado por ese vaso de almacenamiento y la barrera, denominada cortina, se le conoce como presa. El objetivo más común de una presa es regular los escurrimientos de un río, almacenando temporalmente el volumen que escurre en época de lluvias, para que luego éste sea usado en el estiaje. Aunque el principal fin es la satisfacción de la demanda, cada vez más presas se construyen con múltiples propósitos. Así, es típico que los embalses tengan una cierta capacidad para el control de las avenidas, es decir, de amortiguar los efectos de los eventos

que ingresan al vaso. La determinación de dicha capacidad de control y la definición de las obras de excedencias se conoce como diseño hidrológico. El volumen disponible para el control se conoce como súper-almacenamiento, y está definido como la capacidad entre la condición normal de operación o nivel de conservación, y el máximo nivel que se puede alcanzar dentro del vaso. El diseño hidrológico de la presa se obtiene al transitar la avenida de diseño por el vaso, y la bondad de éste es indicativa de la seguridad de la presa desde el punto de vista hidrológico. Si se presenta un evento mayor al utilizado en el diseño, se dice que la presa ha fallado hidrológicamente, aun cuando la propia estructura no haya sufrido daños. Tales aspectos se presentan en este artículo, abordando con especial énfasis la fase propia de la selección del evento de diseño.

La existencia de presas y su falla

Los primeros registros relacionados con el intento de regular y contener las aguas datan de un poco más de cinco mil años (cuadro 1). Los casos documentados más antiguos corresponden a las presas Jawa, en Jordania, y Kafara, en Egipto, construidas alrededor de 3000 a.C y 2600 a.C, respectivamente. Ambas presas tuvieron como principal objetivo el almacenamiento del agua en épocas de abundancia para su posterior uso en tiempos de déficit.

En el caso de México, el primer registro corresponde a la presa denominada "El Purrón", ubicada en Puebla, en el Valle de Tehuacán, sobre el arroyo Lencho Diego. Hernández y Herrerías (2004) ubican el inicio de la construcción de la presa en el año 750 a.C. y un término de todas sus etapas cercano al año 300 de nuestra era. El objetivo primordial de El Purrón fue el almacenamiento. La presa, descubierta por Woodbury y Neely alrededor de 1970, fue construida con un volumen de aproximadamente 370 mil metros cúbicos de piedra y tierra compactada, y tan sólo en su

última fase de edificación pudo haber requerido del trabajo de unos 4 300 hombres. Se dice que llegó a tener unos 18 m de altura, más de 400 m de largo y cerca de 100 m de ancho en la base (Hernández y Herrerías, 2004). La capacidad útil pudo estar entre los 2.5 y 5 millones de metros cúbicos. Actualmente, se conserva aún una buena parte de la estructura, ubicada cerca de la población de Coxcatlán.

Se estima que actualmente existen alrededor de 800 000 presas en todo el mundo; de las cuales, cerca de 45 000 cumplían, al año 2000, con los criterios de clasificación establecidos por la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés y CIGB, por sus siglas en francés) para ser consideradas como grandes presas (ICOLD, 2003). Estos criterios establecen una altura mínima de cortina de 15 m y un volumen de al menos tres millones de metros cúbicos (WCD, 2000) (cuadro 2).

De acuerdo con Conagua (2010), en México existen 667 presas que se ajustan a esa descripción, aunque se acepta que, en total, en el país existen al menos 4 462 presas y bordos.

Aunque en general las presas son construidas con base en un propósito principal, la

Cuadro 1. Primeras presas registradas en el mundo.

Año	Presa	País	Función principal
3000 a.C.	Jawa	Jordania	Almacenamiento
2600 a.C.	Saad el-Kafara	Egipto	Almacenamiento
2500 a.C.	Gabarbands	Baluchistán	Almacenamiento
1500 a.C.	Marib	Yemen	Derivación
1260 a.C.	Kofini	Grecia	Derivación
1250 a.C.	Karakuyu	Turquía	Almacenamiento
950 a.C.	Shiloah	Israel	Almacenamiento
703 a.C.	Kisiri	Iraq	Derivación
~700 a.C.	El Purrón	México	Almacenamiento
581 a.C.	Anfengtang	China	Almacenamiento
370 a.C.	Panda	Sri Lanka	Almacenamiento
275 a.C.	Musawwarat	Sudán	Almacenamiento

Fuente: recopilación del autor con información base de la Enciclopedia Británica (Dam, 2010).

Cuadro 2. Presas en el mundo (al año 2000).

País	Número de presas
China	22 000
Estados Unidos	6 575
India	4 291
Japón	2 675
España	1 196
Corea del Sur	765
Canadá	739
Turquía	625
Francia	569
Brasil	594
...	...
México (2010)*	667

Fuente: WCD, 2000.

mayoría de ellas cumple además con otras funciones, ya sean productivas o lúdicas. Así, en el ámbito mundial, ICOLD (2007) registra cerca de 72% de las grandes presas como de propósito único y el restante 28% como de propósito múltiple. En orden de importancia, los propósitos de las presas son los siguientes: satisfacción de la demanda, ya sea para riego o abastecimiento (61%), y generación de energía eléctrica (17%). A estos dos usos principales se ha sumado ya el correspondiente al control de inundaciones, mismo que en el mundo alcanza el 10% en cuanto a grandes presas se trata.

En virtud de las tendencias del desarrollo económico de todos los países, el crecimiento de la población y el consiguiente incremento de la demanda de agua, se estima que esta distribución no cambiará significativamente en el futuro. Sin embargo, en vista del cambio climático, la construcción de más embalses para el control de inundaciones podría aumentar en zonas particulares donde se esperan incrementos en la precipitación o una mayor incidencia de ciclones tropicales intensos.

ICOLD reporta también la existencia de un poco más de 154 presas enormes, las cuales tienen cortinas de más de 150 m de altura, más de 15 millones de metros cúbicos de capacidad de almacenamiento o más de 1 000 mega Watts de capacidad de generación hidroeléctrica (ICOLD, 2003). De las más de 45 000 grandes presas en el mundo, cerca del 75% se han construido en los últimos cincuenta años, de tal forma que la edad en la infraestructura es un factor cada vez más importante.

Así como existen registros muy antiguos relacionados con la construcción de presas, también los registros asociados con su falla son añejos. Si la construcción de la primera presa data de un poco más de 5 000 años de antigüedad, el primer registro de la falla de estas estructuras se ubica cerca del año 2600 a.C. Esta falla se trata precisamente de la presa Kafara, en Egipto. Un registro de todas las eventualidades relacionadas con los embalses

hace evidente que la falla de las presas es una situación más común de que lo imaginamos.

De acuerdo con McCully (2001), se estima solamente que del siglo XII en adelante se han suscitado unas dos mil fallas de grandes presas y que de 1900 a la fecha se han tenido unas 200 fallas notables. De estas fallas, el 40% se han derivado de la falta de capacidad en la obra de excedencias.

Sólo por citar un ejemplo de la situación, la Universidad de Stanford mantiene el Programa Nacional sobre el Desempeño de las Presas (National Performance of Dams Program, NPDP, 2010) desde 1994, con el fin de documentar incidentes y fallas de presas en Estados Unidos. A la fecha hay 1 107 eventos reportados al Programa y nuevamente cerca del 40% de éstos se han asociado con la falta de capacidad en las obras de excedencia o el desborde.

Sin duda, la edad de la infraestructura es uno de los aspectos importantes en cuanto a seguridad hidrológica. En este sentido, de acuerdo con Arreguín (2005), en México, la Comisión Nacional del Agua mantiene una base de datos con 2 310 registros con edad de las presas. De éstas, casi el 73% tiene una edad superior a los treinta años, un 44% cuenta ya con más de cuarenta años de existencia y una cuarta parte de todas las presas sobrepasa los cincuenta años de edad. Recordando que precisamente este último dato se considera en muchos estudios como vida útil de los proyectos, estamos ante el hecho de que el 25% de las obras han cumplido ya con su objetivo e inician su franco envejecimiento. Sin duda alguna, y en particular con respecto a la seguridad hidrológica de los embalses, éste es un aspecto de mucha importancia. Es indudable que después de cincuenta años se tiene mayor información, ya sea directa o indirecta, sobre los eventos generados en la cuenca de aportación del vaso, por lo que una revisión del estudio hidrológico con fines de actualizar la avenida de diseño será prácticamente obligatoria.

Fallas en presas

En general, las fallas de las presas pueden tener su origen en diversas causas:

- Fallas en el diseño estructural.
- Fallas en el diseño sísmico.
- Fallas por operación.
- Fallas en el diseño hidrológico.
- Actos deliberados de sabotaje y terrorismo (Steward, 2006).

Una gran presa tiene también un enorme potencial de daño ante una eventual falla. La gran masa de líquido almacenado, al ser liberado en relativamente corto tiempo puede alcanzar, por un lado, enormes gastos máximos (o pico) y, por el otro, muy importantes velocidades. Estas dos características en forma conjunta brindan el carácter de catastrófico al evento de falla de una presa. En la historia registrada se encuentran diversos eventos que por su magnitud son dignos de recordar. En el cuadro 3 se muestra una relación de los eventos que han generado el mayor número de decesos. Es de resaltar el caso de las presas chinas Ban qiao y Shimantan, esta última aguas abajo de la primera, las cuales fueron las causantes de muerte de más de 230 000 personas en 1975 (Yi, 1998).

Para el caso en comento, el evento de diseño correspondiente a la presa Ban qiao fue obtenido para un periodo de retorno de 1 000 años, mientras que el de la presa Shimantan fue de solamente 500 años. El evento sucedido en 1975 generó precipitaciones de hasta 1 600 mm acumulados en 24 horas e intensidades máximas de 190 mm/h y, de acuerdo con estudios técnicos, alcanzó un intervalo de recurrencia de unos 2 000 años, mismos que claramente excedían el nivel de seguridad de ambos embalses. El resultado fue catastrófico. El rompimiento de Ban qiao generó una onda de avenida que no pudo ser controlada por Shimantan. Hasta 1 670 millones de m³ fueron liberados en 5.5 h, dando un gasto máximo cercano a 80 000 m³/s. La onda de avenida por el rompimiento llegó a los 12 km de ancho y hasta 7 m de profundidad, y alcanzó velocidades de traslado de unos 50 km/h.

Jansen (1983) indica que las presas “requieren de ingeniería defensiva, lo que implica listar todas las fuerzas imaginables que pueden estar involucradas, la inspección de todas las circunstancias posibles y la incorporación de elementos de protección para el manejo de todas y cada una de las condiciones”. Claramente, esto es imposible, pero en la medida que nos acerquemos a ese ideal, mejoraremos la seguridad de estas grandes estructuras.

Cuadro 3. Fallas en presas importantes por el número de muertes provocado.

Presa	País	Altura (m)	Inicio de operación	Año	Causa	Muertes
Iruhaike	Japón	28	1633	1868	Desbordamiento	> 1 000
El Habra*	Argelia	36	-	1881	Desbordamiento	209
South Fork	EU	22	1853	1889	Desbordamiento	2 209
Tigra	India	24	1917	1917	Desbordamiento	> 1 000
Oros	Brasil	54	En construcción	1960	Desbordamiento	1 000
Panshet Khadakwasla	India India	54 42	En construcción 1879	1961	Estructural/ desbordamiento	> 1 000
Vaiont	Italia	261	1960	1963	Desborde/deslizamiento de tierra	2 600
Ban qiao Shimantan	China	118	1950's	1975	Desbordamiento	~230 000
Machhu II	India	26	1972	1979	Desbordamiento	> 2 000

Fuente: recopilación del autor con información base de McCully (2001).

En cita atribuida a Lowe y Wilson en 1982, se dice que: “Cuando un gran proyecto tiene problemas, habrá que esperar grandes problemas” (McCully, 2001). Eso es precisamente lo que sucede con el caso de la falla de las presas. Este hecho es la razón principal de dedicar gran parte de los esfuerzos de los hidrólogos en desarrollar nuevos métodos que permitan obtener diseños más seguros ante el carácter meramente aleatorio de los fenómenos hidrometeorológicos.

McCully (2001) se plantea a su vez que: “Sólo recordemos que las grandes presas no son más infalibles que lo que el *Titanic* era inmundible”, frase que se ha acuñado en el sentido de que por más grande que se diseñe una estructura, es decir, por más grande que se tome el periodo de retorno para el diseño, siempre existirá la probabilidad de que se presente un evento mayor que lleve a la presa a la falla, si bien hidrológica más que estructural, en el mejor de los casos.

El diseño hidrológico de presas

El proceso de evaluación del posible impacto de los eventos hidrológicos en una estructura hidráulica y la selección de los valores de las variables significativas para su correcto funcionamiento se conoce como diseño hidrológico. En particular, el término estimación de avenidas de diseño se refiere a la obtención de las características del hidrograma de la avenida que se utilizará para determinar las dimensiones de la obra hidráulica por construir. Alternativamente, el mismo proceso se puede seguir con el fin de evaluar la bondad en el diseño de obras existentes.

El diseño de una presa comprende, en general, los siguientes aspectos: determinación de la capacidad de azolves (o muerta); la definición del nivel de aguas mínimas de operación, el cual está ligado con la operación correcta de las obras de toma; la determinación del volumen útil, el cual es la capacidad destinada a la satisfacción de las demandas y es, sin duda, el mayor volumen en presas de

múltiple propósito; y el nivel de aguas máximas extraordinarias, el cual queda definido por la capacidad de control de avenidas. En el lenguaje hidrológico es común que se haga referencia al nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO) cuando la presa está llena al volumen útil, y al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) a la máxima elevación que alcanza el agua dentro del embalse cuando se presenta el evento de diseño. La capacidad de control, definida entonces como el volumen comprendido entre NAMO y NAME, es precisamente el volumen de control de avenidas conocido también como *súper-almacenamiento*. El NAME se determina transitando el *evento de diseño* de la presa, procedimiento mediante el cual no sólo es posible calcular la capacidad de control de avenidas requerida por el sistema, sino que además permite determinar la altura de la cortina, y las dimensiones y política de operación de la obra de excedencias. En este sentido, la estimación de la “avenida de diseño” adquiere un papel esencial en el diseño hidrológico de una presa.

La avenida de diseño

El análisis y la predicción de avenidas han sido tema de muchas investigaciones en hidrología. Las revistas especializadas contienen numerosos trabajos que presentan nuevos métodos para mejorar el diseño de las obras o para estimar el error de los modelos existentes. Sin embargo, no existe un acuerdo sobre cuál enfoque es el más indicado para la determinación de las avenidas de diseño. Lo anterior obedece a que la estimación de avenidas es un problema en extremo difícil que aún no ha sido completamente resuelto.

Las metodologías existentes para la selección de avenidas de diseño son muy variadas tanto desde el punto de vista de su planteamiento conceptual como de su complejidad. En general existen dos grandes criterios: el basado en un planeamiento semi-determinista y el probabilista. El proceso de selección del evento de diseño, independientemente del

criterio seguido, se conoce en forma genérica como “estimación de la avenida de diseño”.

Con base en la información utilizada, los métodos para la estimación de avenidas pueden dividirse en métodos basados en un enfoque hidrometeorológico y métodos con enfoque hidrométrico. Los primeros, usualmente con un enfoque semideterminista, se basan en datos de precipitación y en la modelación del proceso lluvia-escurrimiento, mientras que los segundos aprovechan la información histórica de escurrimientos en el sitio específico o la región donde se ubicará la obra, pudiendo o no tomar en cuenta la información de precipitaciones. Al grupo de métodos comprendidos dentro del segundo enfoque, cuyo criterio es emi-nentemente probabilista, se le conoce con el nombre genérico de análisis de frecuencias de avenidas, aunque es de mencionar que en muchas ocasiones algunos métodos del primer segmento se basan también en un análisis de frecuencias de precipitaciones, previo a la modelación del proceso lluvia-escurrimiento.

Se han suscitado muchas discusiones acerca de la pertinencia y conveniencia de la aplicación de uno u otro enfoque. La verdad es que todos los métodos disponibles ofrecen ciertas ventajas y también tienen severas deficiencias. De cualquier forma, el fin de los métodos es determinar de la mejor manera posible la magnitud del evento de diseño.

Sin embargo, dada la gran variedad de métodos disponible, la pregunta ¿cuál es el enfoque adecuado?, es muy pertinente. O más aún, bajo la consideración de que hay una marcada inclinación hacia los métodos probabilistas se podría cuestionar: ¿qué probabilidad de excedencia se debe considerar?

Ahora bien, la avenida de diseño se estima de acuerdo con un periodo de retorno de diseño, representado usualmente como T , el cual se define como el inverso de la probabilidad de excedencia en un año cualquiera. Así, T es una medida directa de la seguridad hidrológica de la estructura hidráulica. Entre mayor sea T , menor será la probabilidad de falla, y mayor

será, por lo tanto, la seguridad hidrológica. Lógicamente, desde el punto de vista de la seguridad, sería recomendable seleccionar un periodo de retorno muy grande, sin embargo esa condición llevaría a la estimación de un evento de diseño igualmente grande y obligaría a que la obra fuera de dimensiones descomunales y, por ende, demasiado cara.

De acuerdo con las estadísticas citadas, cerca del 40% de las fallas en las presas ocurren por desbordamiento o falta de capacidad en el vertedor; la pregunta es si esto se debe a que se eligió mal el periodo de retorno o a que a pesar de que éste fue seleccionado adecuadamente, se realizó una mala estimación del evento de diseño. En el primero de los casos resulta evidente que es imposible dimensionar una estructura infalible, pero se acepta que el riesgo de excedencia de la avenida de diseño debe minimizarse hasta donde sea posible. En cuanto al segundo aspecto, pueden existir muy diversas situaciones que derivan a la postre en una mala estimación del evento de diseño. Sólo por citar algunos: problemas con los datos registrados, uso de una función de probabilidad (fdp) errónea y mala determinación de los parámetros de la fdp. Con todo esto en mente, se puede preguntar entonces, ¿cuál es el diseño óptimo de una obra hidráulica? Por un lado, si se desea una gran protección, las obras serán muy grandes y costosas; por otro lado, al incrementar el tamaño de la obra, el costo de la misma aumenta, pero el riesgo hidrológico disminuye. La verdad es que siempre se debe aceptar un cierto riesgo de falla y procurar que para esa probabilidad aceptada, la selección de la magnitud de la avenida tome en cuenta todos los costos asociados con la obra, además de las limitaciones económicas.

Es importante señalar que la falla en el diseño hidrológico no implica necesariamente la falla de la estructura. Sin embargo, desde el punto de vista hidrológico, es suficiente que la avenida de diseño se vea superada para que la condición del diseño sea sobrepasada, haciendo a la presa insegura. La invasión del bordo libre, si bien es evidencia de una falla en el

diseño hidrológico, puede, por otro lado, salvar la integridad física de la presa.

Existen diversas formas de seleccionar el periodo de retorno para el diseño de una presa. La primera de ellas está basada en recomendaciones o estándares planteados por alguna autoridad, ya sea gubernamental o técnica. Esta forma de selección es una de las más utilizadas en el orbe y se basa en recomendaciones establecidas en el ámbito mundial o local, las cuales tienen diversos orígenes, ya sean empíricos o estadísticos. En vista de que las recomendaciones provienen de casos con circunstancias diferentes, las condiciones particulares de cada proyecto hacen que este método sea poco confiable. De esta manera, la selección de T no incluye una optimización de recursos financieros, no hay un análisis de costo-beneficio, el cual sólo se efectúa en el caso de que el problema pueda ser resuelto por obras de diferente tipo. En México, por ejemplo, los eventos de diseño tanto para

presas como para otras obras hidráulicas son seleccionados con este criterio, con base en información, no normada, que proporciona la Comisión Nacional del Agua (cuadro 4).

También se puede llevar a cabo una selección económica a veces llamada "hidro-económica" del periodo de retorno. Así, se identifica una serie de diseños para diferentes periodos de retorno, para cada uno de los cuales se determinan los costos asociados tanto de la infraestructura como el asociado con la falla de la obra. La figura 1 muestra el concepto que subyace a este tipo de selección. Por un lado se tiene que a mayor periodo de retorno de diseño se incrementa el costo de la estructura, sin embargo, por otro lado, a mayores dimensiones de la obra, ésta será hidrológicamente más segura y, por lo tanto, podrá evitar una mayor cantidad de daño. Dicho de otra forma, el costo del riesgo disminuye con el periodo de retorno. Así, el costo esperado, calculado como la suma de los dos costos descritos, seguirá un

Cuadro 4. Recomendaciones mexicanas para la selección del periodo de retorno para el diseño de presas.

Categoría	Capacidad de almacenamiento (Mm ³)	Altura (m)	Potencial de daños		Periodo de retorno sugerido (años)
			Pérdida de vidas	Daños materiales	
Pequeña	< 1.5	< 15	Ninguna	Menor que el costo de la presa	500
			Moderada	Del orden del costo de la presa	1 000
			Considerable	Mayor que el costo de la presa	10 000
Mediana	Entre 1.5 y 60	Entre 12 y 30	Ninguna	Dentro de la capacidad financiera	1 000 a 10 000
			Moderada	Ligeramente mayor que la capacidad financiera	10 000
			Considerable	Mayor que la capacidad financiera	10 000 o tormentas maximizadas
Grande (no se tolera la falla)	> 60	> 18	Considerable	Excesivos o como norma política establecida	AMP tormentas maximizadas o 10 000 años

Fuente: Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua.

comportamiento semejante a una parábola, con lo que se puede siempre identificar el punto de costo total mínimo, el cual se considera precisamente el tamaño óptimo de la estructura. El fundamento de este criterio se apoya fuertemente en aspectos financieros, por lo que el tamaño de la estructura sugerido de esta forma podría llevar a probabilidades de falla relativamente grandes, quizás inaceptables desde el punto de vista de protección a la vida humana. Jansen (1988) reconoce, por ejemplo, que en todo proyecto de presa se debe encontrar el balance entre seguridad y economía.

Estimación de la avenida de diseño

Una vez que se ha seleccionado el periodo de retorno de diseño, se procede a la estimación del evento para esa probabilidad de excedencia. Para esto existe una gran diversidad de métodos, algunos de los cuales no están relacionados con aspectos probabilísticos y, por lo tanto, no podrían asociarse con un periodo de retorno. Se ha mencionado ya que los métodos disponibles pueden apoyarse en información de lluvias o en información de gastos. En el primer caso, usualmente se define una lluvia de diseño y se determina su avenida asociada mediante un modelo lluvia-escorrentía, ya sea calculando la Precipitación Máxima

Probable (PMP) y su correspondiente Avenida Máxima Probable (AMP), o bien estimando una lluvia con cierta probabilidad de excedencia y calculando su escurrimiento asociado. En el segundo caso, lo más usual es llevar a cabo un análisis de frecuencias de datos de escurrimiento, aunque también resulta factible realizar un análisis regional.

Es posible identificar una serie de debilidades asociadas con el enfoque basado en datos de precipitación. En primer término, no existe un acuerdo general sobre cómo estimar la PMP y la AMP. Generalmente, la PMP se basa en el empleo de datos observados para muy poco eventos extremos que normalmente no han ocurrido en la zona de interés. Con el objeto de transformar los datos disponibles en la PMP para la zona de estudio, se utilizan procedimientos tales como la transposición de tormentas, que están basados en hipótesis altamente cuestionables (WMO, 1986). A pesar de que la PMP se define como la cota superior del agua precipitable en una zona dada, su estimación depende de la escasa información disponible, por lo que no existe garantía alguna de que no se exceda durante la vida útil de una obra hidráulica. En general, como práctica de diseño en ingeniería, es conveniente estimar el riesgo de falla de las obras proyectadas. Por su propia definición, resulta imposible caracterizar probabilísticamente a la PMP y más aún a la AMP. Cuando existen suficientes datos, se ha observado con frecuencia que la AMP tiene asociados periodos de retorno enormes, hasta del orden de los millones de años (Shalaby, 1994). Esto plantea una incongruencia fundamental, ya que en intervalos de tiempo de ese orden es evidente que el clima en el planeta sufrirá modificaciones significativas (Parry *et al.*, 2007), con lo que las hipótesis de invariancia climática en las que se basa la estimación de la PMP se ven invalidadas.

Por otra parte, se acepta que el proceso de transformación de lluvia en escurrimiento es uno de los problemas más complejos en la hidrología (Naef, 1981). Sólo por mencionar algunos de los factores más importantes que se

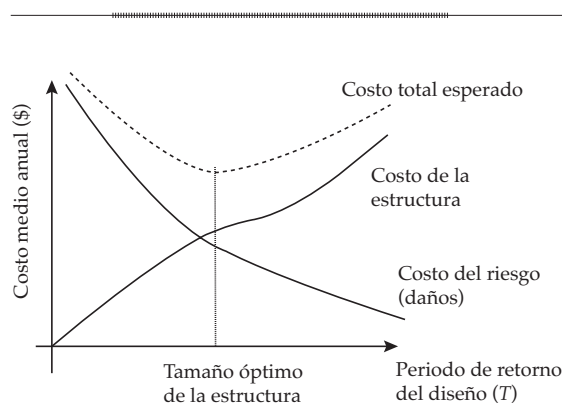


Figura 1. Selección hidroeconómica del periodo de retorno.

ven implicados en dicho proceso se pueden citar, entre otros, los siguientes: variaciones espaciales y temporales de la lluvia, características del suelo y uso del mismo, cobertura vegetal, función de pérdidas y condiciones antecedentes de humedad de la cuenca. Dado que resulta prácticamente imposible cuantificar con precisión dichos factores y determinar sus complejas interacciones, la estimación de escurrimientos a partir de datos de lluvia es generalmente muy incierta. A lo anterior se añade que los modelos lluvia-escurrimiento no funcionan bien en condiciones extremas, que son las que precisamente resultan de interés para fines de diseño. Esto se debe en parte a que los parámetros de los modelos se calibran para condiciones medias, puesto que los datos para condiciones extremas no están disponibles en la mayoría de los casos. Es sabido que cuando los valores de dichos parámetros no se identifican correctamente, se puede errar hasta en un orden de magnitud en la estimación del escurrimiento (Naef, 1981). Adicionalmente, los conceptos empleados en la construcción de modelos simples que trabajan razonablemente bien en condiciones medias pueden ser inválidos para condiciones extremas. En efecto, sólo en cuencas pequeñas se satisfacen razonablemente las hipótesis de la mayoría de los modelos. Así, las grandes cuencas deben dividirse en subcuencas, a la salida de las cuales se estima el escurrimiento. Sin embargo, no existe un método sistemático para combinar los eventos de escurrimiento así generados, con el fin de producir una avenida de diseño en el punto de salida de la gran cuenca.

A las dificultades descritas se añade el hecho de que resulta prácticamente imposible estimar un periodo de retorno asociado con una avenida estimada con base en datos de lluvia transformados en escurrimiento. Lo anterior obedece a que el proceso lluvia-escurrimiento es altamente no lineal, lo cual implica que el periodo de retorno de una tormenta puede diferir notablemente del periodo de retorno del escurrimiento que ésta genera. Más aún, en vista de las complejidades antes señaladas,

no es factible estimar la distribución de los escurrimientos, derivada de la correspondiente a las precipitaciones. Esto explica el porqué asignar un periodo de retorno a la AMP es aún más difícil que hacerlo para la PMP.

No obstante lo anterior, debe reconocerse que los métodos basados en un enfoque hidrometeorológico son la única opción disponible para el hidrólogo cuando se trata de cuencas no aforadas. Además, los registros de precipitación son más abundantes y menos susceptibles a los cambios en la cuenca que los de escurrimiento. Asimismo, su aplicación permite obtener el hidrograma completo de la avenida de diseño, lo cual resulta indispensable para determinar las variables de diseño de una presa.

En otro orden de ideas, en los métodos basados en registros de escurrimiento, el análisis de frecuencias es la herramienta principal. Éste consiste en describir probabilísticamente la ocurrencia de gastos máximos anuales por medio de una función de distribución de probabilidad, cuyos parámetros se estiman utilizando la información histórica disponible, la cual se considera como una muestra aleatoria de la población. A este último proceso se le conoce como "ajuste" de la distribución. Una vez seleccionada la función de distribución de mejor ajuste, ésta se utiliza para determinar la magnitud de eventos asociados con diferentes periodos de retorno. Si el periodo de retorno es mayor que el periodo de registro, se dice que se extrapola en la estimación de los gastos. Los métodos basados en registros de escurrimiento también exhiben ciertas debilidades. Es frecuente que los registros no sean homogéneos, en el sentido de que dependen de las características fisiográficas de la cuenca y el uso de suelo de la misma, los cuales en general varían con el tiempo. Esto es particularmente cierto en cuencas sujetas a procesos acelerados de deforestación y urbanización. Adicionalmente, los periodos cortos de registro incrementan la incertidumbre en la estimación de los parámetros asociados con las distribuciones de probabilidad y en la extrapolación de gastos correspondientes a

grandes periodos de retorno, que son los de interés para fines de diseño.

El análisis de frecuencias de gastos máximos anuales sólo permite determinar un parámetro de la avenida de diseño, generalmente el gasto pico. No obstante, la determinación de las variables de diseño de la presa, como la capacidad de control de avenidas y las dimensiones de la obra de excedencias, exigen conocer el hidrograma completo, a fin de transitarlo por el vaso. Por lo anterior, en la práctica se emplean procedimientos arbitrarios para definir la avenida. Por ejemplo, una vez que se ha determinado el gasto máximo de diseño, el procedimiento más común consiste en “mayorar” la avenida máxima histórica o alguna otra gran avenida registrada (Domínguez *et al.*, 1980). Dicho procedimiento consiste en suponer que la forma del hidrograma de diseño es la misma que la correspondiente a la creciente de referencia. Así, las ordenadas del primero se determinan simplemente multiplicando las del hidrograma máximo histórico por el cociente dado por el gasto de diseño dividido entre el gasto máximo registrado. Sin duda alguna, es posible afirmar que se conoce la estimación del periodo de retorno del gasto pico del hidrograma así obtenido; en estricto sentido no se puede decir que se conoce el periodo de retorno del hidrograma completo, dada la definición arbitraria de su forma y, por ende, su volumen mismo, que carece de una base probabilista.

Por lo anteriormente expuesto, el término “estimación de avenidas de diseño”, basado en el enfoque hidrométrico, es sinónimo de “estimación de gastos máximos de diseño”. Por un lado, se ha reconocido que el gasto máximo del hidrograma es una variable aceptable para el diseño solamente cuando la variación temporal del almacenamiento de la cuenca no es un factor importante en el proceso de generación de escurrimiento (McCuen, 2005), pero para el caso de vasos de almacenamiento, es bien sabido que éstos exhiben una diferente sensibilidad al gasto pico que al volumen de

almacenamiento (Ramírez y Aldama, 2000). En algunos casos, la respuesta de un embalse al transitar la avenida es más sensible al volumen de la misma que a su gasto pico. El método de mayoración de la avenida máxima histórica subordina el volumen de la avenida al gasto pico, ya que una vez determinado éste, el volumen también quedará automáticamente definido. No está demostrado que ésta sea la práctica de diseño menos apropiada para definir la capacidad de control de avenidas y las dimensiones de la obra de excedencias de una presa, pero definitivamente se encuentra lejos de una solución probabilísticamente fundada.

En vista del sustento estadístico que poseen, la aplicación de los procedimientos basados en hidrometría permite definir niveles de riesgo de la obra por diseñar o revisar. Asimismo, al realizar el análisis de frecuencias directamente sobre las avenidas se evita el uso de modelos lluvia-escurrimiento, ya que los datos hidrométricos integran la función de cada cuenca en el proceso de transformación de precipitación en escurrimiento. Adicionalmente, el empleo de métodos racionales puede en algunos casos reducir la incertidumbre en la extrapolación de gastos a grandes periodos de retorno. Finalmente, la aplicación de distribuciones de probabilidad de varias poblaciones permite tomar en cuenta que los escurrimientos pueden ser provocados por lluvias convectivas y ciclónicas, o en general, por eventos de génesis distinta.

El enfoque bivariado

Los métodos basados en un enfoque hidrometeorológico proporcionan el hidrograma completo para el diseño, pero no son, en muchos países, la opción más recomendable. La falta de datos en la cantidad y calidad adecuada, y la complejidad de la modelación del proceso lluvia-escurrimiento pueden ocasionar errores graves en la estimación de las avenidas.

Por otra parte, la mayoría de los hidrólogos concuerdan en que las avenidas se presentan

como fenómenos cuya caracterización probabilista debe involucrar otros parámetros, además del gasto máximo del hidrograma. La información acerca del volumen de la avenida, su duración total, tiempo al pico y la forma del hidrograma son esenciales para la toma de una decisión correcta. Sin embargo, el problema de asignar un periodo de retorno al hidrograma completo de la avenida de diseño aún no ha sido resuelto completamente. Al plantear una parametrización de hidrogramas mediante un número finito de sus características más importantes, el problema se reduce a manejar una distribución de probabilidad multivariada de las mismas. La parametrización más simple de un hidrograma debe involucrar por lo menos el gasto máximo o gasto pico (Q_p), el volumen de escurrimiento (V) y el tiempo pico (t_p) (figura 2).

En ese sentido, Aldama y Ramírez (1998a) han desarrollado una familia de parametrizaciones basadas en el empleo de interpolantes hermitianos de orden impar, que involucran los tres parámetros señalados. Por tal motivo, han denominado a los miembros de dicha familia hidrogramas triparamétricos hermitianos (HTH). El orden seleccionado en la construcción del HTH dictará su forma, por lo cual cuentan con flexibilidad en su aplicación. Otra de las parametrizaciones que mejor se adapta a los hidrogramas reales es la denominada gamma o Pearson (Ponce, 1989). Para cada caso en particular resulta recomendable ensayar estas dos parametrizaciones, a fin de determinar la que mejor se ajuste a la forma de los hidrogramas en la cuenca bajo estudio.

Los mismos autores han demostrado, empleando una solución analítica aproximada de la ecuación adimensional de tránsito en vasos (Aldama y Ramírez, 1998b; Ramírez y Aldama, 2001), que la respuesta de un vaso de almacenamiento sujeto a un hidrograma de entrada, en términos de la elevación máxima de la superficie libre del agua almacenada, es igualmente sensible a variaciones del gasto pico como del volumen de escurrimiento,

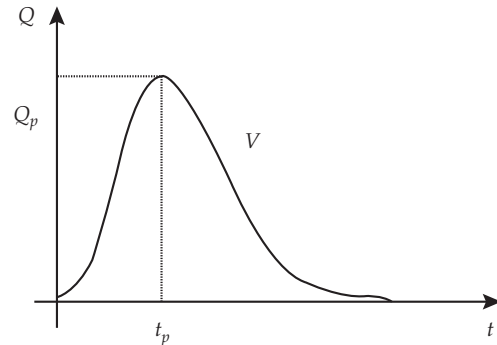


Figura 2. Parametrización de un hidrograma de diseño.

y mucho menos sensible a variaciones en el tiempo pico. Por tanto, han concluido que una parametrización bivariada en función de Q_p y V es suficiente para caracterizar una avenida con fines de diseño de vasos. En este sentido, el tiempo pico, al no ser una variable crítica, puede definirse mediante alguna regla práctica, como por ejemplo la del método del hidrograma unitario triangular, la cual indica que:

$$t_p = \frac{t_b}{3} = \frac{2V}{3Q_p} \quad (1)$$

La caracterización probabilista de un hidrograma biparamétrico puede construirse a través de una función divariada $F_{Q_p, V}(Q_p, V)$, la cual representa la probabilidad de no excedencia conjunta de gasto pico y volumen de escurrimiento del hidrograma. Se puede demostrar que el periodo de retorno asociado con esta probabilidad, denominado periodo de retorno conjunto, está dado por (Ramírez y Aldama, 2000, 2010):

$$T = \frac{1}{1 - F_{Q_p}(Q_p) - F_v(V) + F_{Q_p, v}(Q_p, V)} \quad (2)$$

En donde la función bivariada $F_{Q_p, V}(Q_p, V)$ puede construirse mediante el modelo logístico propuesto por Gumbel (1960) como:

$$F_{Q_p, V}(Q_p, V) = \exp \left\{ - \left[\left(- \ln F_{Q_p}(Q_p)^m \right) + \left(- \ln F_v(V)^m \right) \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (3)$$

Siendo:

$$F_{Q_p}(Q_p) = \int_{-\infty}^{\infty} F_{Q_p, V}(Q_p, V) dV \quad (4)$$

$$F_v(V) = \int_{-\infty}^{\infty} F_{Q_p, V}(Q_p, V) dQ_p \quad (5)$$

Que son las funciones de distribución marginales para gastos pico y volumen, respectivamente. El parámetro m es un parámetro de asociación que depende de la correlación lineal entre gastos y volúmenes. De acuerdo con la naturaleza de las variables tratadas es posible utilizar distribuciones marginales tipo Gumbel o Gumbel mixta (si hay evidencia de la existencia de poblaciones mezcladas). El uso de otras funciones marginales en la construcción del modelo no ha sido aún probado factible. La función de distribución de probabilidad bivariada y por ende las distribuciones marginales se obtienen a partir de los registros existente de gastos máximos anuales y volúmenes de escurrimiento máximos anuales en el sitio en cuestión.

Debe notarse que para un periodo de retorno conjunto dado, la ecuación (2) puede ser satisfecha por una infinidad de pares de valores (Q_p, V) . Para resolver de forma única este problema, se propone determinar cuál de esos pares de valores produce los efectos más desfavorables sobre la presa por diseñar o revisar. De tal forma que si Z_m representa la máxima elevación de la superficie libre del agua que se alcanza dentro del vaso una vez transitado el hidrograma, entonces la avenida de diseño queda definida al resolver el problema de optimización no lineal planteado por:

$$\text{Máx } Z_m(Q_p, V) \quad (6)$$

Sujeto a:

$$T = \frac{1}{1 - F_{Q_p}(Q_p) - F_v(V) + F_{Q_p, V}(Q_p, V)} \quad (7)$$

Para un T dado.

Este proceso de solución incorpora, de forma natural, las características del vaso en cuestión dentro del proceso de estimación de su propia avenida de diseño, ya que la curva elevaciones-capacidades, las características de la obras de excedencias y la política de operación de ésta, se ven involucradas en el proceso de tránsito de la avenida por el vaso, que es la herramienta usada para evaluar los impactos sobre el vaso.

Con base en un análisis riguroso, Ramírez y Aldama (2000) demostraron que el caso de la dependencia estadística entre las variables conduce a la situación más desfavorable, llevando a avenidas demasiado grandes, y que el caso de la independencia estadística, si bien simplifica el cálculo, implica la solución menos desfavorable. Este es un comentario pertinente, pues es bien sabido que la hipótesis de independencia estadística es una de las más socorridas en la solución de problemas que impliquen variables aleatorias.

En otras palabras, el método bivariado nos lleva a considerar que avenidas con gastos pico altos, pero con volúmenes de escurrimiento pequeños pueden tener el mismo periodo de retorno que avenidas con picos bajos, pero con volúmenes de escurrimiento grandes (figura 3). Las características del embalse, a través del tránsito, son la que indicarán cuál es la avenida más desfavorable para esa presa en particular. De esta manera habrá embalses que sean más sensibles a hidrogramas esbeltos, mientras otros responderán más a hidrogramas bajos y extendidos. Este hecho es tomado en cuenta implícitamente por el método bivariado.

Ejemplos de aplicación

En el desarrollo original, la metodología fue aplicada a la revisión de las avenidas de diseño de las presas "El Infiernillo", en

Michoacán, y Luis Donald Colosio, "Huites", en Sinaloa. En ambas presas, la aplicación de los métodos tradicionales lleva a pensar que las dos son hidrológicamente seguras para el periodo de retorno de diseño de 10 000 años. Sin embargo, la aplicación de la metodología basada en el análisis de frecuencias conjunto bivariado indica que para "El Infiernillo", el riesgo hidrológico es mucho mayor de lo que se cree. Se estima que la presa es segura al NAME para un periodo de retorno conjunto menor de mil años. Para el caso de "Huites", el análisis bivariado indica que la presa está diseñada para un periodo de retorno conjunto de alrededor de 7 000 años. El caso de "Huites" resulta mejor librado, puesto que se determinó que dicho embalse es más sensible al pico de las avenidas que al volumen, y dado que los diseños tradicionales están basados en gastos pico, es de esperarse que los embalses así dimensionados se encuentren en la realidad muy cerca de la condición de diseño original, dada por el periodo de retorno. "El Infiernillo"

por su parte, es ligeramente más sensible al volumen de las avenidas que a su gasto pico. En Aldama *et al.* (2006) se presentan aplicaciones adicionales de la metodología para el caso de 13 presas mexicanas y una en proyecto. El balance final fue de cuatro presas inseguras para el periodo de retorno de diseño y nueve presas seguras. El proyecto hidroeléctrico La Parota resultó igualmente seguro.

Es importante notar que no es posible hacer una comparación directa del periodo de retorno asociado con una sola variable con el periodo de retorno conjunto. En ese sentido, resulta evidente que los criterios para el diseño deberán retomarse, a fin de que se asignen las probabilidades aceptadas de excedencia en el diseño de las estructuras, pero bajo la consideración del periodo de retorno conjunto.

Comentarios finales

A lo largo de la historia, las presas han jugado un rol crucial en el desarrollo de las

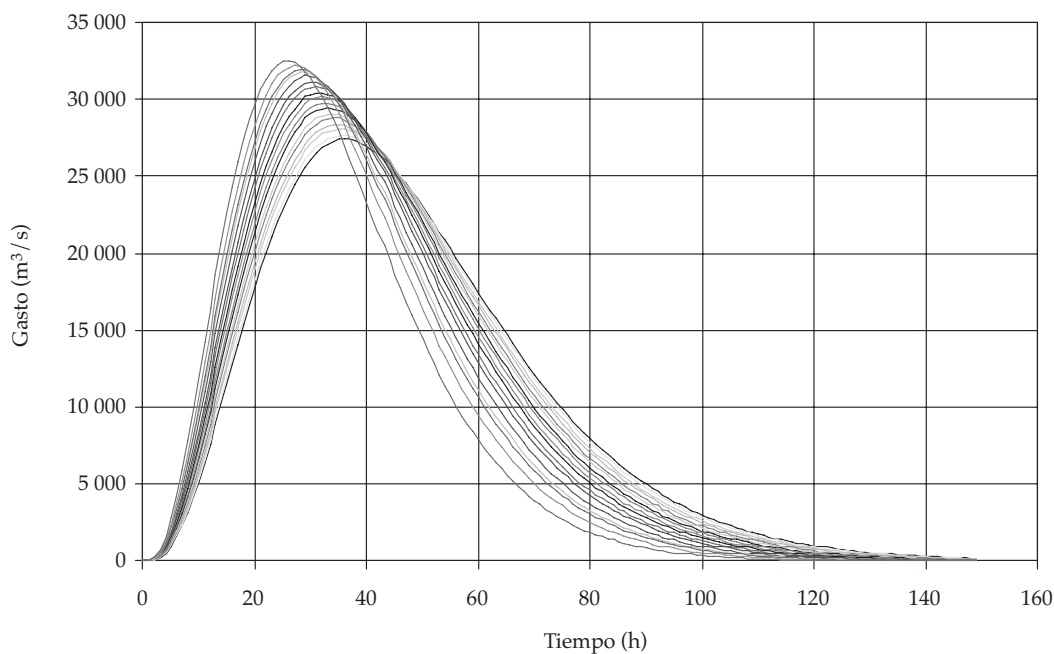


Figura 3. Fragmento de una familia de hidrogramas con el mismo periodo de retorno conjunto.

civilizaciones y a pesar de que su existencia es ahora cuestionada desde puntos de vista ambientales, constituyen una de las piedras angulares del desarrollo económico de cada país. El agua será siempre un recurso vital para todo el mundo, y la falta de balance entre oferta y demanda seguirá propiciando el desarrollo de estas obras. Sin embargo, las presas deben verse, además de con ojos de ingeniero, con visión social y ambiental, a fin de que su existencia se sostenga. El reto será el uso de las presas para un manejo sabio del agua como parte de las metas de desarrollo.

La potencial falla de estas grandes estructuras representa sin duda un gran riesgo para los habitantes de las regiones cercanas, especialmente en los terrenos aguas abajo. Con esta base, es preciso, en la medida de lo posible, reducir la probabilidad de que el evento utilizado para su diseño se vea excedido. En este sentido, se ha encontrado que los métodos tradicionales para estimar las avenidas de diseño pueden ser mejorados significativamente y también que entre esas mejoras, el análisis de frecuencias conjunto tiene muchas bondades.

El concepto del periodo de retorno conjunto, fundamental en el denominado análisis de frecuencias conjunto, es muy flexible y se puede aplicar en la solución de muchos problemas que involucren la caracterización probabilística de varias variables. Este método evita la arbitrariedad en la asignación del volumen de la avenida, permitiendo obtener la solución con los efectos más desfavorables para la obra en particular, la cual se ve involucrada en el proceso de estimación de la avenida de diseño.

Por otro lado, en México, por ejemplo, el promedio de edad de casi 1 700 presas sobrepasa los cuarenta años. La situación puede ser semejante en otros países, por lo que es necesario emprender un programa de revisión de la seguridad hidrológica de nuestros embalses. A la luz de estas bondades, su uso es ampliamente recomendable tanto para el diseño hidrológico como para la revisión de presas.

En virtud del nuevo enfoque en la estimación de avenidas de diseño es recomendable revisar nuevamente los criterios de selección del periodo de retorno de diseño, ahora sobre la base de que las probabilidades de excedencia pueden asociarse simultáneamente con varias variables aleatorias.

Se reconocen también diversos retos, identificados en los temas tratados, entre los que se pueden citar:

- La búsqueda y prueba del uso de otras funciones de distribución multivariadas y el desarrollo de sus métodos de ajuste.
- La incorporación del efecto del cambio climático en el análisis de frecuencias, no sólo multivariado, sino también en el convencional univariado.
- El desarrollo de esquemas de modificación de las políticas de operación que incrementen la seguridad hidrológica de los embalses sin afectar sus usos productivos.

Existen también, en estricta relación con el tema de la seguridad hidrológica de presas, al menos dos situaciones que causan problemas y deberán ser tomadas en cuenta en futuros estudios:

- La falta de apego a las políticas de operación. En muchas ocasiones, las políticas de operación preestablecidas en los embalses no se respetan o se definen prácticamente en el momento del gran evento o con base en el comportamiento de la presa con unos días de anticipación. Esta situación genera el desconocimiento del riesgo hidrológico real de la estructura. Baste decir, sólo para proceder con cautela, que la modificación de las políticas de operación genera una modificación en el nivel de seguridad de la presa. Esta situación podría ciertamente incrementar el riesgo hidrológico.
- El condicionamiento o restricción en la capacidad hidráulica del cauce aguas abajo de la obra de excedencias. Arreguín (2010) menciona que para el caso de México

existen muchas presas en las cuales las invasiones a los cauces aguas abajo de los vertederos han reducido su capacidad incluso en un orden de magnitud, de tal forma que apenas se podría conducir, sin daños, el 10% del caudal máximo de diseño de salida de las obras de excedencias. Esta situación pone en riesgo, más que a la estructura, a la zona aledaña, pero también es un factor a tomar en cuenta en el análisis integral de la seguridad de la presa.

En resumen, el enfoque conjunto en el diseño hidrológico de una presa plantea así una nueva mística en la hidrología de avenidas y con él se vislumbra un gran campo de aplicación e investigación. El enfoque parece indicar que es necesario cambiar la filosofía en cuanto a la asignación del riesgo aceptado, definido ahora en función del denominado periodo de retorno conjunto.

Agradecimientos

Agradezco de forma sincera a la UNAM por mi formación académica y al IMTA por permitir mi desarrollo en el campo de la hidrología de superficie. Un reconocimiento a mis profesores de posgrado, en especial al doctor Álvaro Aldama, mi principal maestro y excelente amigo, con quien he desarrollado la mayoría de estas investigaciones. Mi profundo agradecimiento a mi familia, Violeta, Bárbara, Iván y Melissa, por su apoyo y cariño.

Artículo publicado por invitación

Referencias

- ALDAMA, A., RAMÍREZ, A.I., APARICIO, J., MEJÍA, R. y ORTEGA, G. *Seguridad hidrológica de las presas en México*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2006, 192 pp.
- ALDAMA, A., y RAMÍREZ, A.I. Parametrización de hidrogramas mediante interpolantes hermitianos. *Ingeniería hidráulica en México*. Vol. XIII, núm. 3, 1998a, pp. 19-28.
- ALDAMA, A. y RAMÍREZ, A. I. Tránsito de avenidas en almacenamientos a través de una solución analítica. Memorias del XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. *Avances en hidráulica 1*. Asociación Mexicana de Hidráulica e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Oaxaca, México, 1998b, pp. 565-573.
- ARREGUÍN, F. Discurso Inaugural del Foro Internacional Las Presas y el Hombre. *Las Presas y el Hombre*. Paz, G., Marengo, H. y Arreguín, F. (editores). *Avances en Hidráulica 12*. México, D.F: Asociación Mexicana de Hidráulica e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2005.
- ARREGUÍN, F. Convivir con inundaciones. Revista digital *Tláloc*. Asociación Mexicana de Hidráulica. Edición 48, julio-septiembre de 2010.
- CONAGUA. *Estadísticas del Agua en México. Edición 2010*. México, D.F: Comisión Nacional del Agua, 2010.
- DAM. In *Encyclopædia Britannica*. 2010. Retrieved from <http://www.britannica.com/EBchecked/topic/150337/dam>.
- DOMÍNGUEZ, R., FUENTES, O. y FRANCO, V. *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Hidrotecnia. Capítulo. A.1.10. Avenidas de Diseño. México, D.F: Comisión Federal de Electricidad, 1980.
- GUMBEL, E.J. *Distributions de valeurs extremes en plusieurs dimensions*. Vol. 9. Paris: Publications de L'Institute de Statistique, 1960.
- HERNÁNDEZ, R. y HERRERÍAS, G. *Evolución de la tecnología hidro-agro-ecológica mesoamericana desde su origen prehistórico. El Valle de Tehuacán, Puebla*. Puebla, México: Alternativas y Procesos de Participación Social, A.C., 2004.
- ICOLD. *World register of dams*. International Commission on Large Dams (ICOLD, CIGB). Paris: ICOLD Press, 2003.
- ICOLD. *Dams and the World's water*. Paris: GIGB-ICOLD, 2007.
- JANSEN, R.B. *Dams and Public Safety*. Washington, D.C: U.S. Department of the Interior, 1983.
- JANSEN, R.B. *Advanced dam engineering*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1988, 817 pp.
- NAEF, F. ¿Can we model the rainfall – runoff process today? *Hydrological Sciences Bulletin*. Vol. 26, No. 3, 1981, pp. 281-289.
- NPDP. *National Performance of Dams Program*. Stanford University, 2010. Retrieved from <http://npdp.stanford.edu>.
- McCUNEN, R. *Hydrologic analysis and design*. Third Edition. New Jersey: Pearson-Prentice Hall, 2005, 859 pp.
- McCULLY, P. When things fall apart: The Technical Failure of Large Dams. *Silenced Rivers: The Ecology and Politics of Large Dams*. New York: Zed Books London & New York, 2001, 416 pp.
- PARRY, M.L., CANZIANI, O.E., PALUTIKOF, J.P., VAN DER LINDEN, P.J., and HANSON, C.E. (editors). *Contribution of Working Group II to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, 2007*. New York: Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, 2007, 976 pp.

- PONCE, V.M. *Engineering hydrology: Principles and practices*. New Jersey: Prentice Hall, 1989, 640 pp.
- RAMÍREZ, A.I. y ALDAMA, A. Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño. *Avances en hidráulica 7*. México, D.F: Asociación Mexicana de Hidráulica e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2000, 175 pp.
- RAMÍREZ, A.I. y ALDAMA, A. Solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito de avenidas en vasos. *Ingeniería hidráulica en México*. Vol. XVI, núm. 4, 2001, pp. 71-77.
- RAMÍREZ, A.I. y ALDAMA, A. *Seguridad hidrológica de presas: método bivariado. Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes*. Ubaldi, C. y Malinow, G. (editores). Santa Fe, Argentina: Universidad Nacional del Litoral, 2010.
- SHALABY, A.I. Estimating probable maximum flood probabilities. *Journal of the American Water Resources Association*. Vol. 30, No. 2, 1994, pp. 307-318.
- STEWART, R. Large dams and the terrorist threat. A completely new dimension or an additional hazard. En *Protection of civilian infrastructure from acts of terrorism*. Frolov, K.V. and Baecher, G.B. (editors). Dordrecht, Netherlands: Springer, 2006, pp. 103-124.
- WCD. *Dams and development*. London: World Commission on Dams, Earthscan, 2000.
- WMO. *Manual for estimating of probable maximum precipitation. Operational hydrology*. Report. 1. No. WMO-332. Geneva: World Meteorological Organization, 1986, 269 pp.
- YI, S. The World's Most Catastrophic Dam Failures: The August 1975 Collapse of the Banqiao and Shimantan Dams. In *The River Dragon Has Come!* Qing, Dai (editor). New York: M.E. Sharpe, Inc., 1998, pp. 25-38.

Abstract

RAMÍREZ, A.I. *Dam safety from a hydrologic perspective*. Water Technology and Sciences, formerly Hydraulic engineering in Mexico (in Spanish). Vol. II, No. 2, April-June, 2011, pp. 157-173.

Although the main objective of a dam is to satisfy a demand, most of them are built as structures with multiple purposes, one of which is flood control. The determination of the flood control capacity and the associated hydraulic works is known as hydrologic design and its suitability is a direct indicative of the hydrologic safety of a dam. If an event larger than the one used for the design occurs, it is said that the dam fails, hydrologically speaking, even though the structure does not suffer further damages. In this paper, it is recognized that the failure of these structures is relatively common and precise comments are given on the selection of the safety level of the design through the return period and on the different approaches in the flood estimation methods. In particular, the suitability and usefulness of the so-called bivariate approach to the solution of the problem is established. By virtue of the new approach, the need arises to review the criteria for the selection of the design return period, considering the fact that the exceedance probabilities can be associated simultaneously with different random variables.

Keywords: dam safety, hydrologic design, bivariate approach, joint return period.

Datos institucionales del autor

Dr. Aldo Iván Ramírez-Orozco

Profesor-investigador
Centro del Agua para América Latina y el Caribe
Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de
Monterrey
Avenida E. Garza Sada 2501, Colonia Tecnológico
Edificio CEDES
64849 Monterrey, Nuevo León, México
Teléfono: +52 (81) 8358 2000, extensión 5560,
subextensión 104
aldo.ramirez@itesm.mx
aivanram@gmail.com