

Propuesta de criterios para la elaboración de estudios hidrológicos (segunda parte)

Daniel Francisco Campos Aranda
Facultad de Ingeniería
Universidad Autónoma de San Luis Potosí

Como se mencionó en la primera parte de esta propuesta, el objetivo fundamental de este complemento consiste en presentar un análisis y una crítica de las normas vigentes en México, que definen la avenida de diseño del vertedor de los grandes y pequeños embalses, describiendo la literatura revisada. Además, se presentan comentarios y detalles de cálculo del procedimiento sugerido para estimar el bordo libre como la suma de la sobreelevación por viento y las alturas de la ola significativa y de su rompimiento en el paramento de la cortina. La presentación por separado de estos dos tópicos obedeció a su extensión, ya que su objetivo secundario consistió en presentar sucintamente las normas propuestas.

Palabras clave: criterios de diseño, avenidas máximas, bordo libre, embalses.

Fallas e incidentes en presas

Los grandes embalses representan un riesgo importante debido a las posibles pérdidas de vidas humanas y cuantiosos daños materiales que originarían su falla. Aún las presas pequeñas, en muchos casos constituyen un gran peligro que debe ser considerado. Por ello es esencial garantizar la seguridad de estas estructuras en las etapas de diseño y construcción, y durante sus años de uso por medio de una apropiada observación e inspección y el mantenimiento necesario (Laginha, 1984).

En principio, las presas no deben fallar aun durante las condiciones más críticas, sin embargo, una seguridad absoluta no puede ser garantizada para cualquier estructura en ningún lugar. Aunque es imposible garantizar un perfecto comportamiento, cuando se diseña una nueva presa el ingeniero debe asegurar que ésta no fallará, a menos que muy improbables causas coincidan (Laginha, 1984).

De acuerdo a las estimaciones de varios autores y el ICOLD (International Congress on Large Dams), en 1980 existían del orden de 15,800 grandes presas en el mundo (altura de cortina mayor de 15 m), de las cuales el 1% ha fallado, es decir, 150 casos reportados. Alrededor de la mitad de estas fallas son atribuibles a diseños deficientes en las estructu-

ras de descarga (vertedores y desagües), incluyendo estimaciones inadecuadas de la avenida, y deficiente construcción y operación de estas obras o sus cimentaciones.

Alrededor del 70% de las 150 fallas, esto es, 105 casos se originaron en factores hidráulicos internos o externos; en el primer caso se incluye excesiva percolación y erosión interna (tubificación), así como falla de la cimentación o de la cortina. Estos factores acumularon 44 casos de fallas. Los 61 casos de fallas por factores hidráulicos externos se debieron a falta de capacidad del vertedor (comúnmente atribuible a estimaciones inadecuadas de la creciente o avenida), evaluaciones deficientes de velocidades de flujo durante la construcción, retrasos en ésta y operación deficiente o mal funcionamiento del equipo de descarga. Estos 61 casos corresponden al 80% de las fallas relacionadas con las estructuras de descarga, como ya se indicó; el otro 20% se debió a defectos en la cimentación, erosión regresiva, destrucción de tanques amortiguadores y otros problemas. Las cifras anteriores ponen de manifiesto la importancia de las estructuras hidráulicas y de la pérdida del control del agua en la seguridad de los embalses (Laginha & Cavilhas, 1984).

ICOLD reporta hasta 1980, 1,105 casos de deterioros o mal funcionamiento de presas, esto es el 7%

de las presas existentes hasta 1980; de estos casos, 145 (13%) estuvieron asociados a factores hidráulicos externos, es decir, desbordamientos, y de éstos, 61 condujeron a la falla total, mientras que 84 produjeron *incidentes* o destrucción parcial de la presa. Aclarando que de los 1,105 casos de mal funcionamiento, 105 corresponden a ruptura total (9.5%), entonces para los 145 casos debidos a desbordamiento se tendrían 43 casos de ruptura por tal falla, ya que $61(105) / 150 = 43$, lo cual conduce a un 30% (43/145). La gran diferencia entre 9.5% y 30% destaca la enorme importancia del desbordamiento en el mal funcionamiento de presas. Por otra parte, en términos generales el 70% de las fallas por desbordamiento han ocurrido en cortinas de tierra, en enrocamiento y tierra, o en ambos sitios y el resto (30%) en cortinas rígidas (Laginha & Cavilhas, 1984).

Sin embargo los valores anteriores resultan bajos, si se comparan con las cifras dadas por el U. S. Bureau of Reclamation, cuyo reporte indica que el 41% de las fallas de presas pueden atribuirse a una capacidad inadecuada del vertedor y un 7% adicional a errores de operación, de manera que casi una de cada dos fallas de presas fueron originadas por el desbordamiento. La segunda causa más frecuente de siniestro es debida a la falla de la cimentación (Bouvard, 1988).

Importancia y capacidad de la estructura vertedora

Los comentarios anteriores destacan la importancia de la capacidad del vertedor y de su correcta operación. En general el costo del vertedor corresponde a una pequeña proporción del costo total en presas de concreto, y esto es más acusado en presas de arco. En cambio, el costo del vertedor en presas de tierra puede ser considerablemente mayor, pudiendo llegar hasta un 30% del costo total; sin embargo, tal porcentaje puede ser abatido si la roca producto de las excavaciones del vertedor se usa en construir la cortina, además, si se considera el costo por m³/s de descarga adicional, los costos marginales son definitivamente mucho menores que los costos promedio, de manera que un dimensionamiento generoso del vertedor es definitivamente una buena política (Bouvard, 1988). Lo anterior no cabe duda que es cierto en grandes y medianos embalses.

Respecto a la capacidad del vertedor, en los grandes embalses estará gobernada por la avenida de diseño elegida (normalmente la máxima probable), por la capacidad disponible de superalmacenamiento en el vaso hasta el nivel de diseño y por las extracciones que puedan efectuarse por otros dispositivos

de salida aparte del vertedor. La combinación de las dimensiones del vertedor y superalmacenamiento que se elija, deberá basarse en análisis económicos apropiados de varias alternativas (Snyder, 1964).

Tomando en consideración que las normas de diseño del vertedor deben resolver aceptablemente el conflicto entre las exigencias de seguridad y economía, es lógico que en algunos casos resulta antieconómico construir un vertedor lo suficientemente grande para descargar la avenida de diseño de la presa, sobre todo si los daños asociados con raros o infrecuentes desbordamientos del gasto en el tanque amortiguador o aguas abajo pueden ser tolerados sin riesgo para la presa. En términos generales se puede indicar que el paso de la avenida de diseño del embalse no debe causar daños estructurales fundamentales a la presa y por ello, algunos ingenieros prefieren una clara distinción entre la avenida de diseño de la presa y la del vertedor (ICE, 1978).

A este respecto, las normas de seguridad de presas de Noruega indican que la operación normal del vertedor corresponderá a una avenida de periodo de retorno de mil años y que la avenida máxima probable será utilizada como norma de seguridad del embalse, pudiéndose requerir la adición de un vertedor en una presa existente (Bouvard, 1988). Hoffman (1977) indica que donde las condiciones son favorables, se puede tener un ahorro económico importante utilizando un vertedor auxiliar en conjunción con uno más pequeño o de servicio. El diseño del primero está basado en la premisa de aceptar ciertos daños en partes de la estructura, como consecuencia del paso de avenidas muy poco frecuentes. Hoffman (1977) también describe los vertedores de emergencia, los cuales tienen como objetivo fundamental evitar el desbordamiento de la cortina debido a una condición de emergencia, como por ejemplo, la ocurrencia de otra avenida cuando la anterior todavía no termina de ser evacuada por el vertedor de servicio y las estructuras de desagüe.

Conviene indicar que al reducir los periodos de retorno de acuerdo a la disminución en el peligro, en el caso de embalses cuya falla no causaría una destrucción catastrófica, es inevitable que algún riesgo de desbordamiento sea aceptado y que sería antieconómico insistir en una norma de alta seguridad en pequeñas presas donde la falla no pone en peligro vidas humanas (Bouvard, 1988).

Por otra parte, según indican Narayana *et al.* (1984) parece razonable aceptar que los análisis hidrológicos e hidráulicos de un embalse, no deben ser tan rigurosos como para las nuevas presas, ya que los costos asociados para brindar amplia seguridad en una presa nueva son siempre una pequeña fracción de los cos-

tos requeridos para modificar un embalse. Además, es también probable que la experiencia ganada con la operación de la presa pueda ayudar a eliminar la necesidad de brindar una mayor seguridad.

Finalmente conviene citar el pensamiento de Vernon K. Hagen (14th ICOLD, 1982) citado por Narayana *et al.* (1984), para resumir las ideas expuestas en este inciso "la selección de los procedimientos para determinar la severidad de las avenidas de diseño del vertedor puede involucrar serias consecuencias políticas, legales, económicas y morales. Algunos países con una base económica pequeña y una urgente necesidad de desarrollar sus recursos hidráulicos para producir comida y fibra para una población hambrienta no pueden proporcionar diseños de alto costo de presas y otras estructuras. Contrariamente, otras naciones relativamente ricas con recursos abundantes pueden y deben poner un alto valor a la vida humana".

Estimaciones hidrológicas asociadas con la seguridad de la presa

Por lo general están bastante difundidas las estimaciones hidrológicas que permiten definir el tamaño y beneficios de un embalse, incluyendo dos estimaciones que corresponden con su seguridad: las avenidas de diseño y el bordo libre; lo anterior se detalla en la ilustración 1. Incluso se ha llegado a decir que el principal elemento del diseño hidrológico de un embalse, corresponde a la estimación de la avenida de diseño del vertedor; sin embargo otros aspectos no menos importantes, deben ser incluidos en el campo de la seguridad hidrológica (WPDC, 1978), estos son:

- Capacidad del desvío durante la construcción.
- Capacidad de descarga para control del llenado.
- Procedimientos de emergencia.

Lewandowski (1977) indica que usualmente no es económicamente factible construir un desvío para la más grande avenida que ha ocurrido, o que puede esperarse que ocurra en el sitio, más bien es necesario analizar las siguientes consideraciones:

- *Primera:* tiempo de desarrollo de los trabajos, para determinar el número de épocas de avenidas que deberán ser soportadas.
- *Segunda:* el costo de los daños posibles a los trabajos terminados o en proceso si son inundados.
- *Tercera:* costo debidos al retraso, mientras se reparan los daños por inundación.
- *Cuarta:* seguridad de los trabajadores y de los habitantes de aguas abajo en caso de que al fallar

las obras de desvío se origine una avenida artificial mayor.

Al aceptar y simplificar el criterio propuesto por Cochrane (1967), el ICE (1978) propone para propósitos prácticos que el periodo de retorno de la avenida de desvío sea estimado por el producto del número de años de riesgo (construcción) por diez.

En el tema del control del llenado, R. K. Linsley (WPDC, 1978) concluye que debería ser una norma estándar disponer desagües de fondo en presas de tierra, que fueran capaces de descargar la mayor de las siguientes demandas:

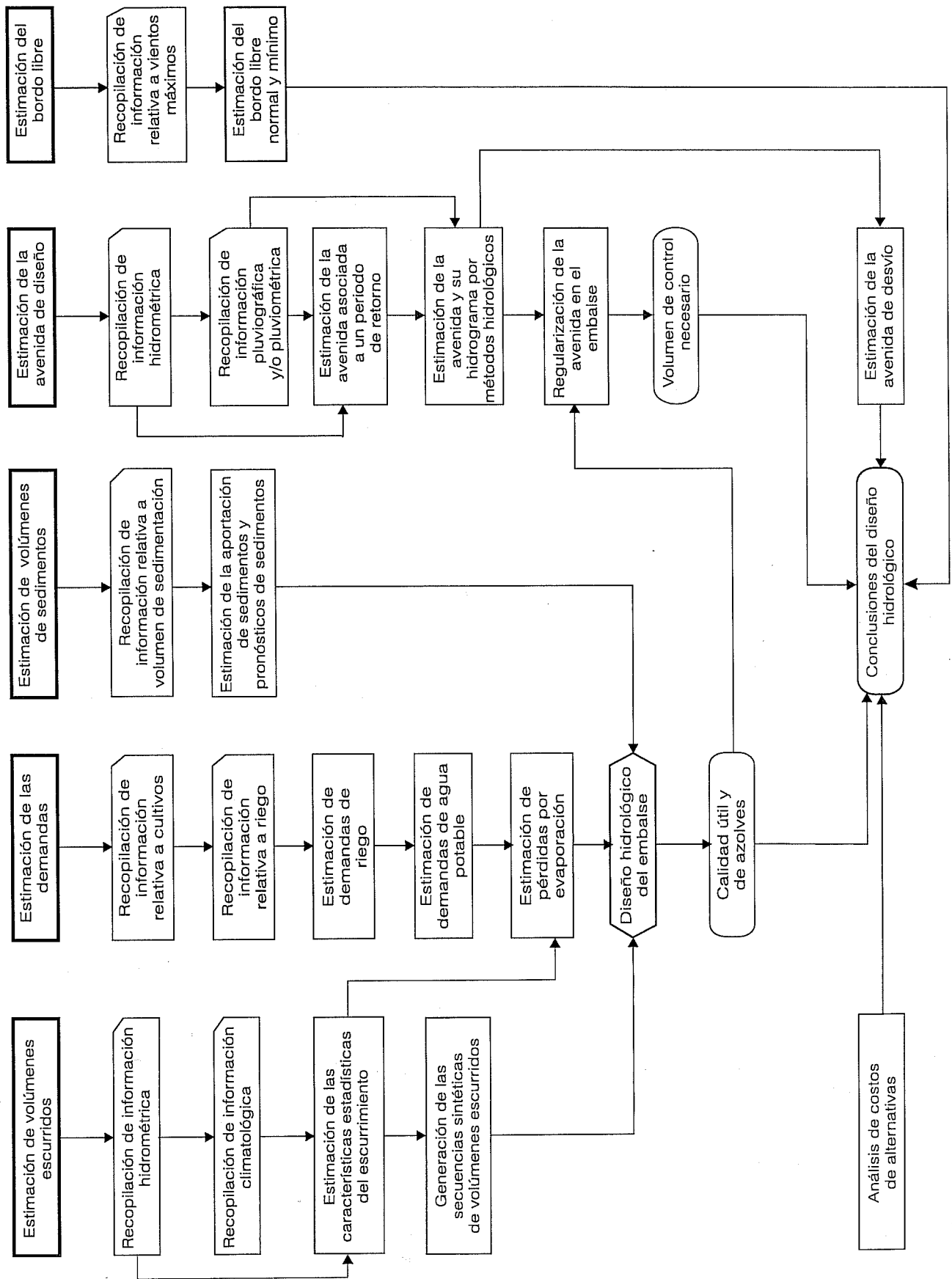
- Descargar un cuarto del contenido del embalse en 24 horas, empezando con almacenamiento lleno.
- Con almacenamiento a media elevación mantener dicho nivel constante por 48 horas, durante la ocurrencia de la avenida de periodo de retorno 10 años.

Por otra parte, ya que es imposible garantizar un riesgo nulo, algunas acciones se deben prever si la falla de la presa ocurriese. Entre dichas acciones se tiene la preparación de mapas que muestren el área total que puede ser inundada como resultado de la falla total de la presa, preparados tales mapas después de analizar todas las posibles formas de falla. Quizás el uso más productivo de tales mapas sea restringir el desarrollo residencial, principalmente donde el vertedor del embalse fue diseñado para una avenida menor que la máxima probable. Además de los mapas de inundación, un plan práctico de emergencia debe ser proyectado, de manera que las avenidas puedan ser pronosticadas y las acciones preventivas planeadas, esto incluye por ejemplo, abatir el nivel en el embalse para reducir las cargas hidráulicas en la presa, o para proporcionar un almacenamiento temporal a las avenidas. En algunos casos, la operación adecuada del embalse reduce el peligro de avenidas y por lo tanto protege a los sistemas de embalses en cascada contra el riesgo de falla en secuencia (WPDC, 1978).

Dentro de los aspectos hidrológicos que deben quedar incluidos en la seguridad de las presas, están el análisis y clasificación de los embalses como inseguros, a este respecto L. Duscha del U. S. Army Corps of Engineers (WPDC, 1983) señala que según tal organismo una presa es insegura si:

- La presa no es capaz de permitir el paso de una avenida de la mitad de la máxima probable sin desbordamiento.

1. Estimaciones hidrológicas y su secuencia



- La falla de la presa puede incrementar significativamente el potencial de pérdidas de vidas humanas.
- Existe razonable probabilidad que el desbordamiento cause la falla.

Con respecto al último punto, se puede indicar que un terraplén con un camino en su corona, puede resistir algún desbordamiento satisfactoriamente (Croucamp & Carmichael, 1984); por otra parte, se puede aceptar que la protección del terraplén con pasto bien seleccionado puede soportar las siguientes velocidades (ICE, 1978):

- Hasta 2 m/s durante periodos prolongados de más de 10 horas.
- De 3 a 4 m/s durante varias horas.
- Hasta 5 m/s durante periodos breves menores a 2 horas.

Los resultados anteriores permitirán mejorar los diseños de los vertedores auxiliares y de emergencia ya citados.

Revisión de varias normas para obtención de las avenidas de diseño

Aunque ahora es considerado posible diseñar el vertedor para brindar una protección total a la presa contra el desbordamiento, también es clara la posibilidad de construir un vertedor más reducido a menor costo, el cual sobreviva varias generaciones sin desastres o daños significativos; sin embargo, esto no es simplemente un tema de juicio económico (ICE, 1978).

El paso de la avenida de seguridad del embalse no debe causar daños estructurales fundamentales a la presa; sin embargo, es normalmente antieconómico proporcionar un cauce aguas abajo de la presa que sea capaz de contener la avenida de seguridad de la presa sin desbordamientos. Daños asociados con muy esporádicos derrames del gasto, pueden ser tolerados sin riesgo para la integridad de la presa. Similarmente, existen situaciones donde no es esencial que el canal de descarga del vertedor sea diseñado hidráulicamente para transportar todo el gasto de descarga originado por la avenida de seguridad de la presa. Como ya se indicó, algunos ingenieros establecen una clara distinción entre la avenida de seguridad de la presa y la de diseño del vertedor, pero como solamente la primera es vital para la seguridad del embalse, las normas prescritas por diversos países se refieren a ésta (ICE, 1978).

Además, es importante al establecer las normas de seguridad de presas definir la combinación de circunstancias críticas que pueden presentarse durante

la ocurrencia de los eventos extraordinarios, debiéndose precisar (ICE, 1978):

- Nivel inicial en el embalse.
- Avenida de diseño.
- Velocidad de viento concurrente.

Por ello, las normas propuestas para definir la seguridad de las presas inglesas precisan estos tres factores principales, como se ilustra en el cuadro 1.

Cantwell & Murley (1986), presentan las normas de diseño de avenidas para presas australianas, indicando que su objetivo radica en permitir una práctica de diseño razonable y consistente, permitiendo el desarrollo del juicio ingenieril. Las normas son aplicables a presas con cortinas de por lo menos 5 m de altura y almacenamiento de 50 Mm³, o 10 m de altura y 20 Mm³ de capacidad. Las normas son sólo función de un único factor: la categoría de incremento de peligro por la falla, por esto es necesario destacar la diferencia entre riesgo y peligro.

Riesgo es una medida de la posibilidad de que la presa falle como resultado de un diseño inadecuado del vertedor, o falta de estabilidad, o inaceptable cimentación, etc. Así, el riesgo es una evaluación de la probabilidad de que una deficiencia en algún aspecto de la presa origine su falla. *Peligro* es una medida de las consecuencias de la falla de la presa, o del potencial de pérdidas de vidas humanas y daños a propiedades y servicios, atribuibles a la inundación causada por la falla de la presa. Las avenidas de diseño recomendadas son (Cantwell & Murley, 1986):

Categoría de incremento de peligro	Periodo de retorno en años
ALTO: pérdidas de vidas y daños extremos	AMP* a 10,000
SIGNIFICANTE: improbables pérdidas de vidas y daños significativos	10,000 a 1,000
BAJO: sin pérdida de vidas y daños menores	1,000 a 100

*Avenida máxima probable

Los intervalos para cada categoría permiten aplicar el juicio ingenieril y juzgar cada caso. Para el estudio o análisis de presas las normas indican estimar la capacidad de evacuación de avenidas de la estructura, primero respetando el bordo libre normal, y segundo, en el punto de inminente falla; al comparar estos resultados con las avenidas de diseño recomendadas según la categoría de la presa, se podrá juzgar la seguridad de tal embalse y proponer las

1. Avenida de diseño del embalse (ICE, 1978)

Avenida de diseño del embalse					
Categoría:	Condición inicial en el embalse	Norma general	Norma mínima si el desbordamiento es tolerable	Norma alternativa si el estudio económico es aplicable	Velocidad del viento concurrente y elevación mínima de oleaje permitida
A. Embalse donde su falla pone en peligro vidas humanas en una comunidad.	Derramando el gasto medio diario	Avenida máxima probable (AMP).	0.5 AMP o avenida de $T_r = 10,000$ años (tomar la mayor).	No aplicable.	Invierno: viento máximo horario con $T_r = 10$ años. Verano: viento máximo horario promedio anual. Sobreelevación permitida por oleaje no menor de 40 centímetros.
B. Embalses donde su falla: (i) pone en peligro vidas humanas. (ii) resultará en un daño extensivo.	Lleno (no derramando)	0.5 AMP o avenida de $T_r = 10,000$ años (tomar la mayor).	0.3 AMP o avenida de $T_r = 10,000$ años (tomar la mayor).	Avenida de un T_r que minimiza los costos de vertedor y daños; el gasto no puede ser menor que la norma mínima, pero puede exceder la norma general.	Viento máximo horario promedio anual. Sobreelevación permitida por oleaje no menor de 30 centímetros.
C. Embalses donde su falla tiene riesgo despreciable para la vida humana y causa daños limitados.	Lleno (no derramando)	0.3 AMP o avenida de $T_r = 1,000$ años (tomar la mayor).	0.2 AMP o avenida de $T_r = 150$ años (tomar la mayor).		Viento máximo horario promedio anual. Sobreelevación permitida por oleaje no menor de 40 centímetros.
D. Casos especiales donde no pueden anticiparse pérdidas de vidas humanas como resultado de la falla y los daños adicionales son muy limitados.	Derramando el gasto medio diario.	0.2 AMP o avenida de $T_r = 150$ años (tomar la mayor).	No aplicable.	No aplicable.	Viento máximo horario promedio anual. Sobreelevación permitida por oleaje no menor de 30 centímetros.

T_r = periodo de retorno

adecuaciones necesarias, así como la periodicidad de su vigilancia.

Por otra parte, las normas finlandesas (Loukola *et al.*, 1985) proponen primeramente clasificar el embalse en alguna de las tres categorías siguientes: Presas *P*, son aquellas cuya falla pone en peligro vidas humanas o la salud, o causa serios daños al medio ambiente o propiedades; Presas *O*, son aquellas las cuales en caso de un accidente o falla causan sólo daños mínimos; Presas *N*, son las que no corresponden a las categorías *P* u *O*. Los periodos de retorno mínimos para las avenidas de diseño del vertedor en presas nuevas son los siguientes:

Categoría	Periodo de retorno en años
P	5,000 a 10,000
N	500 a 1,000
O	100 a 500

También se estima la avenida de diseño de las presas según las normas anteriores, evaluándose además el potencial de daños por la falla, si el vertedor

tiene una capacidad menor; si los daños sólo afectarían las estructuras de la presa, el incremento de capacidad del vertedor no es necesario, pero en caso de que el daño ocurra en otra parte y particularmente en caso de riesgo para la vida humana, la capacidad de descarga tendrá que ser incrementada (Loukola *et al.*, 1985).

Las normas finlandesas también prescriben los análisis de peligro de rompimiento de la presa, cuyos principales objetivos son:

- Confirmar la clasificación de peligro para el embalse y, dependiendo de ella, definir el nivel de requerimientos técnicos de las inspecciones.
- Preparar la información básica para prevenir el potencial de peligro, o para limitarlo por medio de varias actividades necesarias.
- Obtener la información necesaria para organizar las operaciones de rescate en caso de desastre.

Narayana *et al.*, (1984) informan que en la India la avenida de diseño del vertedor, se fija con base en la capacidad de almacenamiento, la cual es un factor

significativo para reflejar el potencial de peligro por la falla. La avenida de diseño para embalses que tienen un almacenamiento mayor de 61.7 Mm³ (50,000 acres-ft), es la avenida máxima probable y en embalses con almacenamiento menor de tal cantidad se emplea la avenida estándar de proyecto (40 a 60% de la máxima probable, según Snyder, 1964), o con la correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, la que resulte mayor. Sin embargo, en áreas de fuertes lluvias la presa es también revisada con la avenida máxima probable precedida por una avenida de 25 años de periodo de retorno.

Finalmente se citan dos criterios de diseño que notablemente han influenciado las actuales normas de la SARH, estos son: el primero, debido a Snyder (1964) y publicado por la SRH (1968), se presenta en el cuadro 2, y el segundo, presentado por Mead & Hunt (1981), pero en realidad desarrollado por el U. S. Army Corps of Engineers hacia finales de los años setenta, expuesto en los cuadros 3, 4 y 5.

Comentarios a las normas actuales de la SARH

En primer lugar conviene destacar que las normas actuales que definen la avenida de diseño del vertedor, tanto en grandes presas como en las pequeñas, están incompletas al no definir las características de los vientos máximos de diseño del bordo libre, durante el paso de tal avenida, además de no especificar el procedimiento de estimación del oleaje y sus consecuencias en la cortina, al tomar en cuenta las condiciones físicas de ésta. Adicionalmente, tampoco se especifica la avenida del desvío, los criterios de diseño en el caso de vertedores con compuertas, ni la capacidad de los desagües controlados.

Por otra parte, con respecto a los periodos de retorno recomendados para las avenidas de diseño en grandes presas, criterio que está basado en las

3. Clasificación del tamaño de la presa según el U.S. Army Corps of Engineers

Tamaño de la presa	Capacidad de almacenamiento en Mm ³	Altura de la cortina en m
Grande	≥ 61.667	≥ 30.5
Intermedia	≥ 1.233 y < 61.667	≥ 12.2 y < 30.5
Pequeña	≥ 0.062 y < 1.233	≥ 7.6 y < 12.2

normas del U. S. Army Corps of Engineers, se considera impropio haber definido *rígidamente* un periodo de retorno y no respetar los intervalos dados para éste, pues de esta manera se permite aplicar el juicio o criterio ingenieril a cada caso particular; además de que se tomaron los límites superiores de los periodos de retorno y en algunos casos se exageraron, por ejemplo, para las presas pequeñas de bajo peligro de daños la norma original define un periodo de recurrencia de diseño del orden de 50 a 100 años (cuadro 5) y en cambio se aceptó un valor de 500 años. Resulta ilógico, que si un país como los Estados Unidos de América acepta más riesgo en sus presas, en nuestro país la norma sea más severa, lo anterior contradice la filosofía citada al final del segundo apartado.

Además se considera incorrecto haber definido sólo dos categorías de peligro de daños, ya que la categoría de *significativo* (cuadro 4), resulta muy conveniente y necesaria en la evaluación de presas en proyecto y principalmente en la revaluación de presas, debido al desarrollo económico posterior que se presenta aguas abajo de todo embalse. Finalmente se considera injustificado afirmar que en nuestro país no se pueden efectuar estimaciones meteorológicas de la precipitación máxima probable (Memorando No. 105 del Consultivo Técnico del 27 de agosto de 1984), que no se hayan difundido, es muy diferente, y que ya se deberían de tener, es una realidad, sobre todo al

2. Normas de diseño del vertedor en presas (Snyder, 1964)

Categoría	Potencial de peligro del almacenamiento		Potencial de daños por la falla*		Avenida de diseño del vertedor
	Almacenamiento en millones de m ³	Altura de la cortina en m	Pérdida de vidas	Daños	
Mayor, no se tolera la falla	> 61.7	> 18.3	Considerable	Excesivos o como materia de política establecida.	Máxima probable, la más severa avenida que pueda considerarse razonablemente posible.
Intermedia	1.23 a 61.7	12.2 a 30.5	Posible pero pocas	Dentro de la capacidad financiera del propietario.	Proyectos normales o comunes, basados en la tormenta más severa o condiciones meteorológicas de la región específica.
Pequeña	> 1.23	> 15.2	Ninguna	De igual magnitud que el costo de la presa.	Basada en estudios de frecuencias; 50 a 100 años de intervalo de ocurrencia.

*El potencial de daño por falla se basa sobre la consideración de la altura de la presa arriba del nivel del agua al pie de la cortina, del volumen almacenado y la extensión hasta donde llega el daño, el potencial presente y futuro de la población en la zona plana y su desarrollo económico.

4. Clasificación de la categoría de peligro por la falla de la presa según el U.S. Army Corps of Engineers

Categoría de peligro de la presa	Pérdida de vidas	Tipo de daños	Pérdidas económicas
Alto	Muchas	Enormes a casas, a instalaciones comerciales, industriales, agrícolas y públicas, así como a carreteras, ferrocarriles y servicios públicos importantes.	Excesivas (a la comunidad, la industria, el comercio o la agricultura).
Significativo	Pocas (existe un pequeño número de estructuras habitables)	Posibles a casas aisladas, carreteras secundarias y ferrocarriles menores, o bien, causar la interrupción de servicios públicos de relativa importancia.	Apreciables (a la agricultura, industria o estructuras).
Bajo	Ninguna	Posibles a edificios de granjas, terrenos agrícolas y caminos rurales.	Mínimas

pensar en lo reducido de los registros hidrométricos y de precipitaciones máximas, para llevar a cabo extrapolaciones desmedidas hasta el periodo de retorno de 10,000 años.

Respecto a los periodos de retorno recomendados para las avenidas de diseño en presas pequeñas, estas normas adolecen de las mismas deficiencias ya citadas, considerándose demasiado elevados los primeros límites para la altura de cortina y capacidad de conservación (15 m y 10 Mm³, respectivamente), pues una gran mayoría de las presas quedarán incluidas en tal intervalo, requiriendo como mínimo una avenida de diseño de 500 años de periodo de retorno, lo cual seguramente conducirá a clasificar tales presas como estructuras inseguras y a costos onerosos al modificar el vertedor, que probablemente no sean necesarios, o que incluso nunca se efectúen. Para ser más específicos, de acuerdo al inventario de presas construidas en México hasta 1974 (SRH, 1976), el 84% del total (1,007 presas) tienen capacidades de conservación menores a 10 Mm³ y el 68% alturas de cortina menores o iguales a 15 m, pero superiores a 5 m, porque tal límite fue impuesto en dicho inventario.

Conclusiones

Es apremiante revisar los criterios actuales que definen para la República Mexicana la avenida de diseño del vertedor, sobre todo porque las normas actuales se consideran demasiado rígidas y severas. Rígidas, en el sentido de no definir un intervalo para la avenida de diseño, el cual permita juzgar cada situación desde los puntos de vista de seguridad, economía, aspectos hidráulicos, etc. Lo severo de las normas actuales acontece principalmente en el caso de las presas pequeñas, aquellas con capacidades de conservación menores a 10 Mm³.

Como resultado de la revisión de criterios, se considera adecuado y conveniente el propuesto por el U. S. Army Corps of Engineers concentrado en los cuadros

3, 4 y 5, debiéndose complementar en los aspectos de bordo libre (incisos siguientes) y seguridad en vertedores con compuertas.

Por otra parte, resulta urgente definir las normas para revisar la seguridad de las presas existentes, contemplando dos avenidas de diseño, la que brinde una seguridad a la estructura y la que defina la capacidad mínima de descarga del vertedor, de no ser así, jamás se revisarán y propondrán medidas correctivas sensatas en los embalses, pues con las normas vigentes habrá que construir un nuevo vertedor en muchas presas, posición que al ser muy costosa y hasta complicada resultará en ignorar el problema; el análisis de cada caso, permitiendo aplicar el juicio ingenieril conducirá seguramente a soluciones accesibles y de gran trascendencia para la seguridad total de la presa.

Aspectos conceptuales y criterios de estimación del bordo libre

Generalidades

La posibilidad de que una creciente o avenida pase a través de un embalse sin dañar o destruir la cortina, principalmente si ésta es un terraplén, depende no solamente de la capacidad hidráulica de las estructuras de descarga, sino también de otras características

5. Normas de diseño del vertedor en presas de acuerdo a la clasificación del U.S. Army Corps of Engineers

Categoría del peligro	Tamaño de la presa	Avenida de diseño del vertedor
Alto	Pequeña Intermedia Grande	1/2 AMP a AMP' AMP AMP
Significativo	Pequeña Intermedia Grande	Tr = 100 años a 1/2 AMP 1/2 AMP a AMP AMP
Bajo	Pequeña Intermedia Grande	Tr de 50 a 100 años Tr = 100 años a 1/2 AMP 1/2 AMP a AMP

Tr = Periodo de retorno AMP = Avenida Máxima Probable

de la presa, de manera que los efectos del oleaje, pulverizado o aun desbordamientos en ciertos casos puedan ser soportados sin resultados catastróficos. Todas estas características influyen en el bordo libre que es necesario, ya que por ejemplo, para un terraplén con suelo suelto e intemperizado, un bordo libre mayor es requerido, en comparación con un material compacto y cubierto de césped (ICE, 1978).

En términos más específicos la asignación del bordo libre, definido éste como la distancia vertical entre la cresta del terraplén (sin contraflecha) y el nivel de la superficie libre, depende de las consideraciones siguientes (Mead & Hunt, 1981):

- Duración de los altos niveles del agua en el embalse durante el paso de la avenida de diseño.
- Efectividad del viento y profundidad del embalse para generar ondas.
- Probabilidad de que las altas velocidades de viento ocurran en una dirección crítica.
- Potencial de rompimiento de las olas en la cortina, de acuerdo a su rugosidad y pendiente.
- Capacidad de la cortina para resistir el desbordamiento de las olas.

Durante el paso de una avenida por un embalse puede o no haber vientos de velocidades importantes, dependiendo de las características del sistema atmosférico de la lluvia, esto es, si es ciclónico, convectivo u orográfico, estacionario o con movimiento extensivo o localizado (ICE, 1978). La energía del viento es convertida y aplicada al terraplén por medio de las ondas generadas por el viento actuando sobre la superficie libre del agua. La altura de la ola es una medida de la energía contenida en cada onda y de la energía que será disipada en el talud de la cortina (SCS, 1974). Los vientos pueden producir una sobrelevación por oleaje debido a (ICE, 1975):

- *Marea de viento*. El agua en el embalse es amontonada en un extremo del lago por los continuos vientos.
- *Oleaje*. Gobernado principalmente por el *fetch* y mantenido por las velocidades de viento de duración mayor a la crítica.
- *Rompimiento de las olas*. Dependiente de la inclinación y rugosidad del paramento mojado de la cortina.

Tipos de bordo libre

Arthur (1977) establece dos tipos de bordo libre, el llamado *normal* definido como la diferencia entre la elevación de la corona de la cortina y el nivel normal

o de conservación del agua en el embalse, y el bordo libre *mínimo* definido por la diferencia en elevación entre la corona de la cortina y el máximo nivel del agua en el embalse que puede resultar en el paso de la avenida de diseño, de acuerdo al funcionamiento planeado del vertedor y obras de toma. La diferencia entre el bordo libre normal y el mínimo es la carga hidráulica. Si el vertedor no tiene control, siempre habrá una carga hidráulica; si el vertedor tiene compuertas, es posible que los dos bordos libres sean idénticos.

El bordo libre normal debe ser suficiente para prevenir las filtraciones a través del corazón impermeable, el cual ha sido aflojado por la acción de las heladas, o bien está agrietado debido a la pérdida de humedad (secado). Esto es de particular importancia en cortinas cuyo núcleo impermeable está constituido por materiales arcillosos de alta plasticidad o limosos (suelos CH o CL), y que se ubican en áreas donde predominan los climas muy fríos o muy calientes. El bordo libre normal también debe ser suficiente para prevenir el desbordamiento sobre el terraplén, debido a la acción anormal y severa de vientos de alta velocidad actuando en la dirección crítica.

El bordo libre mínimo sirve para prevenir el desbordamiento por oleaje de vientos que coincidan con la ocurrencia de la avenida de diseño; además proporciona un factor de seguridad contra muchas contingencias, como asentamientos mayores a la contraflecha seleccionada, ocurrencia de una avenida mayor que la de diseño, o mal funcionamiento de los controles en el vertedor, obras de toma o en ambos. En algunos casos, especialmente donde la avenida máxima probable es la base del diseño, el bordo libre mínimo se establece para evitar que la cortina se desborde como resultado de un mal funcionamiento del vertedor controlado o del sistema de desagües, como respuesta a fallas mecánicas o humanas en la apertura de compuertas o válvulas.

Definiciones básicas

Fetch o área generatriz

De acuerdo a Saville *et al.* (1963), el término *fetch* se utiliza para designar el área continua sobre la superficie del agua, en la cual el viento sopla en una dirección esencialmente constante y por ello en ocasiones se denomina: área generatriz. La longitud del *fetch* es la distancia horizontal (en la dirección del viento) sobre la cual el viento sopla o actúa. El ancho del *fetch* es la amplitud del área generatriz, o la distancia horizontal perpendicular a la dirección del viento. El procedimiento considera que la efectividad de cualquier segmento en el *fetch*, está indicada por

el cociente de la longitud actual del segmento a la longitud que tendría en un *fetch* de ancho irrestricto; este cociente es el mismo que la proyección del segmento en la radial central. Por otra parte, también se considera que la efectividad del viento para generar ondas es proporcional al coseno del ángulo que forma la radial central con el segmento en análisis. Entonces, la efectividad total de cada segmento del *fetch* es proporcional al producto de estos dos valores. Finalmente la suma de los productos citados dividida entre la suma de cosenos (o efectividad del viento), es el *fetch* efectivo (Fe).

Para su cálculo se define la dirección del viento dominante, si ésta no se conoce se suponen varias para encontrar el mayor *fetch* efectivo. Con base en el contorno del embalse a nivel máximo (NAME), se dibujan 15 radiales desde un punto en la cortina. La radial central es usualmente dibujada coincidiendo con la línea de mayor desarrollo en la cual el viento puede actuar. Siete radiales se dibujan a intervalos de 6° a ambos lados de la radial central y se extienden hasta alcanzar la orilla o contorno del embalse. Por lo anterior, se considera que cada radial representa el *fetch* medio de un sector de seis grados.

En seguida se miden las proyecciones de cada radial en la dirección central y se designan por Y_i , estas proyecciones se multiplican por el coseno del ángulo formado entre la dirección central y cada radial y la suma dividida por la suma de cosenos es el *fetch* efectivo, esto es:

$$Fe = \frac{\sum_{i=1}^{15} Y_i \cos \theta_i}{\sum_{i=1}^{15} \cos \theta_i} = \frac{\sum_{i=1}^{15} Y_i \cos \theta_i}{13.512} \quad (1)$$

Los aspectos cuantitativos de detalle sobre cálculo del *fetch* efectivo, se pueden consultar en las referencias y en Springall (1970), pero como guía general el *fetch* efectivo es aproximadamente de un tercio a la mitad de la más larga radial que se puede tener, designada normalmente como *fetch* (ICE, 1975).

Altura de ola significativa

Es más útil caracterizar la altura de ola de diseño como aquella que es excedida únicamente por un porcentaje, previamente fijado, del total de la población de olas. Entonces se denomina altura de ola significativa (H_s) de un tren o secuencia de olas, a la altura promedio de las mayores olas que ocurren en un tercio del total de olas. Tal altura, ha sido mostrado que es igualada o excedida por un 13% de las olas

generadas por una velocidad de viento dada. La altura de ola significativa se obtiene con la fórmula siguiente (Saville *et al.*, 1963), con base en la velocidad máxima de viento adoptada y el *fetch* efectivo.

$$HS = 0.00513 Fe^{0.47} V^{1.06} \quad (2)$$

siendo:

H_s = altura de ola significativa, en metros

Fe = *fetch* efectivo, en kilómetros

V = velocidad de viento de diseño, en km/h

Altura de ola de diseño

La magnitud hasta la cual se puede permitir que las olas lleguen sobre la cresta de la cortina, durante la avenida de diseño, depende del tipo de cortina; una cortina de concreto, por ejemplo, es mucho más resistente a la erosión que una cortina de tierra. La altura de ola de diseño (H_D) puede ser mayor o menor que la altura de ola significativa y por ello, es conveniente expresar a la primera como múltiplo de la segunda. Las alturas de ola de diseño se tienen en la tabulación siguiente (ICE, 1975 y 1978).

Tipo de cortina	Cresta	Protección del talud de aguas abajo	H_D	% de olas mayores que H_D
Concreto o mampostería	—	—	0.75 H_s	33
Enrocamiento	Camino	—	1.00 H_s	13
Tierra	Camino	Pasto selecto	1.10 H_s	9
Tierra	Camino	Pasto*	1.20 H_s	6
Tierra	Pasto	Pasto*	1.30 H_s	4

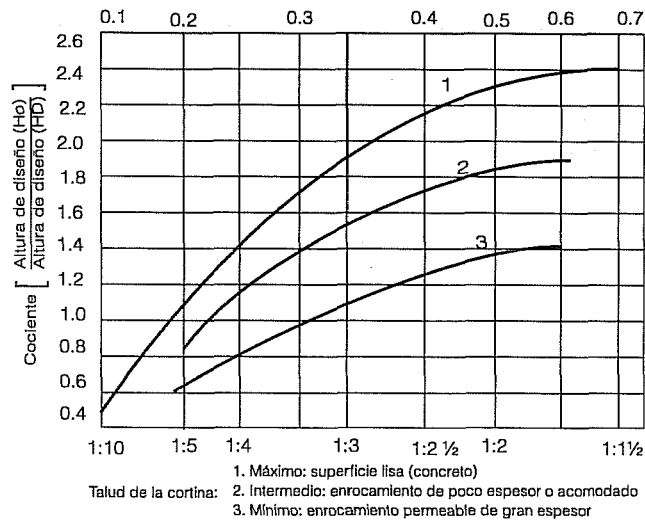
*En distribución aleatoria.

Ascenso o rompimiento de la ola

Dependiendo de la textura y permeabilidad del revestimiento del paramento mojado de la cortina, la pendiente de éste influye en la altura que la ola puede alcanzar. Con base en la pendiente o talud del paramento mojado de la cortina, la ilustración 2 relaciona el cociente de la altura de diseño (H_D) a la altura de la ola de diseño (H_D), para tres tipos de revestimientos del paramento mojado (ICE, 1978).

Criterios de diseño

Todas las condiciones que afectan la exposición de la cortina al viento, deben ser consideradas en la selección de la velocidad máxima del viento. Se considera que desde un punto de vista geográfico ninguna localidad está exenta de la ocurrencia de vientos superiores a 160 km/h, al menos una vez durante un

2. Estimación de la altura de diseño por oleaje (H_o) (ICE, 1988)

periodo de varios años. Cuando un embalse puede quedar protegido topográficamente de los vientos máximos, velocidades de 120 km/h y aun de 80 km/h se pueden utilizar para el diseño (Arthur, 1977).

A este respecto, el U. S. Soil Conservation Service (1974) indica que la evidencia disponible demuestra que rara vez ocurren velocidades de viento mayores de 80 km/h, por lo cual se considera que el riesgo de daño es aceptable para tal velocidad de viento en cortinas de tierra, donde el bordo libre mínimo será respetado, o donde la protección vegetativa y la berma conteniendo a ésta será una realidad.

Arthur (1977) adopta como velocidad máxima del viento de diseño 160 km/h para calcular el bordo libre normal y de 80 km/h para la estimación del mínimo, entoces para las presas pequeñas, aquéllas cuya altura de cortina es menor de 15.24m (50 ft) y cuyo volumen almacenado no es superior a 763,550 m (10⁶ yardas cúbicas), teniendo además sus cortinas protegidas con enrocamiento a volteo, los bordos libres son:

fetch (km)	Bordo libre normal (m)	Bordo libre mínimo (m)
<1.609	1.22	0.91
1.609	1.52	1.22
4.023	1.83	1.52
8.045	2.44	1.83
16.090	3.05	2.13

Un incremento en los bordos libres indicados se requiere en presas donde el fetch es menor o igual a 4.023 km (2.5 millas) y éstas se localizan en climas muy fríos y muy calientes, particularmente si suelos CL o CH se usaron en la construcción de los núcleos o corazones impermeables. También se recomienda

que el bordo libre indicado se incremente un 50% si el talud del terraplén tiene pavimento liso.

En medianos y grandes embalses comúnmente la avenida de diseño es tan grande que da origen a un NAME muy elevado, de manera que casi siempre la suma de tal nivel y el bordo libre mínimo definen la altura de corona. Por lo anterior el bordo libre mínimo se calcula con el siguiente procedimiento: primeramente se selecciona una velocidad máxima de viento, se evalúa el fetch efectivo y se obtiene la altura de ola significativa con la ecuación 2. En seguida se estima la altura de ola de diseño (H_D) de acuerdo a la tabulación del inciso de altura de ola de diseño. A continuación se estima la sobreelevación por marea de viento (S) en metros, por medio de la ecuación siguiente (Saville *et al.*, 1963):

$$S = \frac{V^2 F_e}{62,772 D} \quad (3)$$

en donde, D es la profundidad promedio en m en el embalse en el área del fetch efectivo (F_e , en km) y V es la velocidad de viento de diseño en km/h. Ahora se corrige la altura de diseño H por rompimiento de la ola, con la ilustración 2, para obtener la altura de diseño H_o . Finalmente se suman S y H_o para obtener el bordo libre mínimo.

Mistry (1984) expone las normas vigentes en el estado de Gujarat, India, para definir la elevación de la corona, las cuales consideran un enfoque intermedio entre los dos expuestos. Las normas definen dos opciones: la primera, con el embalse al nivel de conservación se suma un bordo libre normal estimado considerando la velocidad máxima de viento adoptada; la segunda, a partir del NAME se suma un bordo libre mínimo estimado con base en los 2/3 de la velocidad máxima de viento adoptada. La opción que conduzca a la mayor elevación de corona define el bordo libre adoptado.

Revisado: enero, 1993

Referencias

- Arthur, H. G. 1977. *Earthfill Dams*. Chapter VI, Themes A and E: Introduction and Embankment Details, pp. 205–210 and 271–274 in the book *Design of Small Dams*, a water resources technical publication of the U. S. Bureau of Reclamation. Washington, D. C., USA second edition.
- Bouvard, M. 1988. "Design Flood and Operational Flood Control". *General Report of the Question 63*. 16th Congress of ICOLD. San Francisco, USA., (pp. 166.)
- Cantweell, B. and Murley, K. 1986. "Australian Guidelines on Design Floods for Dams". *Water Power & Dam Construction*, Vol. 38, Number 12, pp. 16–19.

- Cochrane, J. N. 1967. "An engineering Calculation of Risk in the Provision for the Passage of Floods during the Construction of Dams". Trans. 9th Congress of ICOLD, Vol.5, C3, pp.325-341.
- Croucamp, W. S. and Carmichael, G. P. 1984. "Remarkable Floods of 1981 in South Africa which Overtopped several Dams". *Proceeding of the International Conference on Safety of Dams*, Theme B: Observed behaviour, pp. 161-165. Coimbra, Portugal. A. A. Balkema Publishers, Boston, MA., USA.
- Hoffman, C. J. 1977. "Spillways". Chapter IX in the book: *Design of Small Dams, a water resources technical publication of the U. S. Bureau of Reclamation*, Washington, D. C. Revised reprint.
- Institution of Civil Engineer. 1975. "Reservoir Flood Standards". Discussion Paper by the Floods Working Party, G. M. Binnie (Chairman). London, England. (pp. 49).
- Institution of Civil Engineer. 1978. "Floods and Reservoir Safety: An Engineering Guide". Chapter 1, 2 and 6: *Introduction, Reservoir flood protection standards, wave surcharge and Dam Freeboard, and Dam Construction Floods*. London, England. (pp. 58).
- Laginha S., J. 1984. "Preface". *Proceedings of the International Conference on Safety of Dams*, pp. IX and X. Coimbra, Portugal. A. A. Balkema Publishers, Boston, MA., USA.
- Laginha S., J. and Cavilhas, J. L. A. 1984. "Failures of Dams due to Overtopping". *Proceedings of the International Conference on Safety of Dams*. Theme A: Failures and Incidents, pp. 3-8. Coimbra, Portugal. A. A. Balkema Publishers, Boston, MA., USA.
- Lewandowski, E. R. 1977. "Diversion During Construction". Chapter XI in the book: *Design of Small Dams, a water resources technical publication of the U. S. Bureau of Reclamation*. Washington, D. C. Revised reprint.
- Loukola, E., Kuusisto, E. and Reiter, P. 1985. "The Finish Approach to Dam Safety". *Water Power & Dam Construction*, Vol.37, Number 11, pp. 22-24
- Mead and Hunt, Inc. 1981. "Inspection and Evaluation of Safety of Non-Federal Dams". *Seminar Training*, chapters 1 and 2: Introduction and Hydrology. Sponsored by Corps of Engineers, Huntsville Division, Alabama, USA.
- Mistry, J. F. 1984. "Review of Design Floods, Spillway Capacities and Free boards for Embankment Dams in Gujarat". *Proceedings of the International Conference on Safety of Dams*, Theme C: Safty Control, pp. 325-333. Coimbra, Portugal. A. A. Balkema Publishers, Boston, MA., USA.
- Narayana, G. S., Singh, M and Pandya, A. B. 1984. "Problems in Dam Safety encountered in India: Case histories". *Proceedings of the International Conference on Safety of Dam*, Theme A: Failures and incidents, pp. 21-32. Coimbra, Portugal. A. A. Balkema Publishers, Boston, MA., USA.
- Saville, T., McClendon, E. W. and Cochran, A. L. 1963. "Free-board Allowances for Wave in Inland Reservoirs". *Transactions of the ASCE*, Vol. 128, Part IV, Paper No. 3465, pp. 195-226.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos. 1968. "La hidrología del diseño de vertedor en grandes presas con datos adecuados". Memorándum Técnico Núm. 1 de la Dirección de Hidrología de la Jefatura de Irrigación y Control de Ríos. México, D. F. (31 páginas).
- Secretaría de Recursos Hidráulicos. 1976. "Presas construidas en México". Indices: Presas ordenadas por su altura y presas ordenadas por su capacidad de almacenamiento, páginas IV-23 a IV-65. México, D. F.
- Soil Conservation Service. 1974. "A Guide for Disign and Layout of Vegetative Wave Protection for Earth Dam Embankments". *Technical Release No. 56*, pp. 28. U. S. Department of Agriculture. Washington, D. C., USA.
- Springall G., R. 1970. "Libre bordo en presas". Publicación No. 264 del Instituto de Ingeniería de la UNAM. México, D. F. (14 páginas).
- Snyder, F. F. 1964. "Hydrology of Spillway Design: Large Structures-Adequate Data". Proc. of the ASCE, *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 90, HY3, paper No. 3915, pp 239-259.
- Water Power & Dam Construction*. 1978. "New Perspectives on the Safety of Dams- Part Two". Vol. 30, Number 11, pp. 52-58.
- Water Power & Dam Construction*. 1983. "New Perspectives on the Safety of Dams". Vol. 35, Number 10, pp. 47-52.

Abstract

Campos, D. F. "Criteria Proposal for Conducting Hydrologic Studies (Part Two)", *Hydraulic Engineering in Mexico* (in Spanish), Vol. VIII, Num. 2-3, pages 17-28, May-December, 1993.

Like it was mentioned in the first part of this proposal, the principal objective of this complement is the analysis and critical point of view about the actual criteria in the Mexican Republic, for the spillway design flood in small and major reservoirs. Also, the details and comments about the suggested procedure for calculation of free board is presented. The free board is calculated as the accumulation of significant wave height, run-up and wind surcharge. The separate presentation of these two topics was due to the extension of these, and to the secondary objective to give a succinct presentation of the suggested norms.

Key words: design criteria, maximum floods, free board, reservoirs