

Análisis de riesgo de falla por desbordamiento del proyecto hidroeléctrico Infiernillo

Humberto Marengo Mogollón

Comisión Federal de Electricidad

En este artículo se muestra el proceso de evaluación a detalle del riesgo de falla ante avenidas en una presa de tierra y enrocamiento en la fase de operación como es El Infiernillo, Mich. (México); sin embargo, el proceso y las aplicaciones señaladas pueden emplearse con ciertas adecuaciones en otras presas en operación o en obras de desvío que se encuentren en el proceso de diseño y construcción.

Palabras clave: riesgo de falla, avenidas extremas, riesgo potencial de falla, avenidas sintéticas.

Introducción

La presa El Infiernillo (Mich.), ha sufrido la ocurrencia de diversos eventos extremos desde su construcción, como las avenidas máximas de 1967 producidas por el ciclón Beulah y la que produjo el ciclón Madeleine en 1976.

Estos sucesos han permitido recabar una serie de datos que llevan a considerar este proyecto como un modelo a escala natural ante este tipo de fenómenos, por lo que puede considerarse significativa para la aplicación de un criterio de riesgo de falla.

Para analizar los distintos elementos que se pueden considerar en este trabajo, el procedimiento que se plantea seguir es el siguiente:

- Aplicar los criterios simplificados para estimar el riesgo de falla por avenidas (Marengo, 1998).
 - Estimar el riesgo potencial de falla de la presa (Marengo, 1998).
 - Estimar el riesgo particular de falla ante avenidas en caso necesario, considerando los siguientes aspectos:
1. Definir el procedimiento a seguir, involucrando las variables que definen el fenómeno: altura de la presa, elevación inicial del embalse, curva elevaciones-capacidades, elevaciones-gastos, hidrogramas de entrada, etcétera.

2. Seleccionar con un criterio propuesto para ello, las avenidas a emplearse, utilizando las distribuciones de probabilidad infinitas o acotadas que se consideren apropiadas para ello.
3. Mostrar la validación de las avenidas sintéticas empleadas en el trabajo (Domínguez, 1989) y se comparan con el criterio propuesto por Pegram (1992).
4. Hacer el análisis de riesgo con la metodología del primer orden del segundo momento estadístico definido por otros autores (Tang, 1984), encontrándose en cada caso la probabilidad de falla del sistema conjunto, el índice de confiabilidad y la superficie de falla (nivel-gasto) más probable asociado a cada distribución de probabilidad escogida.
5. Aplicar la metodología elegida a distintas opciones que se consideren necesarias, como son la sobre-elevación de la cortina, la restricción de niveles que se le impone a la operación de la presa, la falla de uno de los túneles vertedores o la influencia de la variación de los gastos pico en los hidrogramas de entrada.

Debido a que el propósito fundamental de esta parte del trabajo es ilustrar las metodologías propuestas, ciertas formulaciones y valores de incertidumbres serán supuestos, dejándose para investigaciones futuras el estudio y análisis de algunas de esas variables como puede ser el análisis del riesgo de falla con el método de la Precipitación Máxima Probable.

Criterio simplificado en cuanto a la estimación de riesgo por avenidas

En cuanto a la estimación del riesgo de falla por avenidas, se puede aplicar el criterio simplificado propuesto en Marengo (1998), en el que es necesario recurrir a cuencas con características de escurrimiento similares al caso de estudio, con objeto de estimar una envolvente de gastos pico contra áreas de drenaje.

Dicho criterio es relativamente sencillo y permite identificar la necesidad de efectuar un análisis de riesgo de falla ante avenidas, tanto para presas existentes como para nuevos proyectos.

Consiste en estimar una envolvente de gastos de diseño actualizada (con información reciente), graficando entonces el gasto pico o el volumen máximo obtenido contra el área de drenaje en cuencas, con características de escurrimiento similares.

Si el gasto pico de entrada de la avenida de diseño que se transita por el vaso (y es capaz de pasar por el vertedor) iguala, o está por abajo de la envolvente, la revisión puede dejarse a futuro hasta que se presenten nuevas condiciones que permitan efectuar dicho análisis de detalle.

Si el gasto pico está por encima de esta envolvente, debe aplicarse un estudio detallado de riesgo de falla para la presa en cuestión.

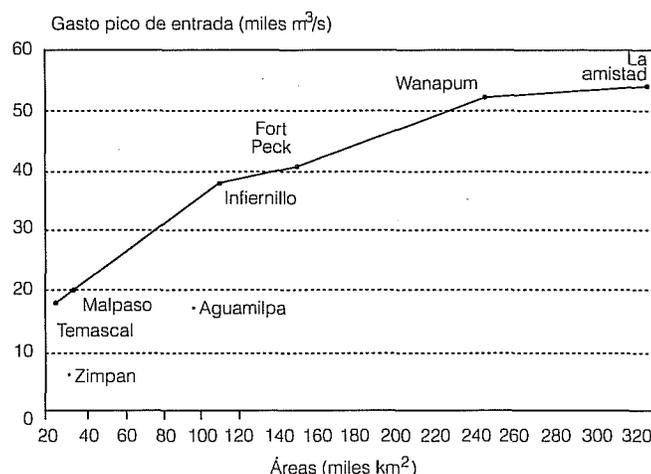
Una parte complementaria interesante de este criterio puede resultar por el hecho de que si el área de la cuenca drenada es grande, y el gasto pico de la avenida queda por debajo de la recta que une los puntos de este análisis, entonces es muy probable que la avenida de diseño pueda estar subestimada, por lo que se requerirá revisarla.

Para este caso particular se juzgaron como similares aquellas presas ubicadas en planicies costeras,

1. Áreas de drenaje contra gastos pico de avenidas, en cuencas con condiciones similares de escurrimiento y control aguas arriba de las mismas

Presas	Área de la cuenca (km ²)	Qp (m ³ /s)
Zimapán	11,869	2,960
Temascal + C. Oro	25,000	18,035
Malpaso	33,740	20,000
Aguamilpa	73,834	17,482
Infiernillo	108,000	38,000
Fort Peck	148,900	40,760
Wanapum	246,050	52,375
Amistad	327,436	54,000

1. Criterio simplista



sujetas a la influencia de huracanes y que no tuvieran control aguas arriba en el momento de su construcción.

Las presas de nuestro país que cumplieron estas características fueron Netzahualcáyotl (Malpaso), Miguel Alemán-Cerro de Oro (Temascal), y El Infiernillo; sin embargo, se incluyen también dos presas de Estados Unidos cuyos datos de área de la cuenca y gasto pico se muestran en el cuadro 1.

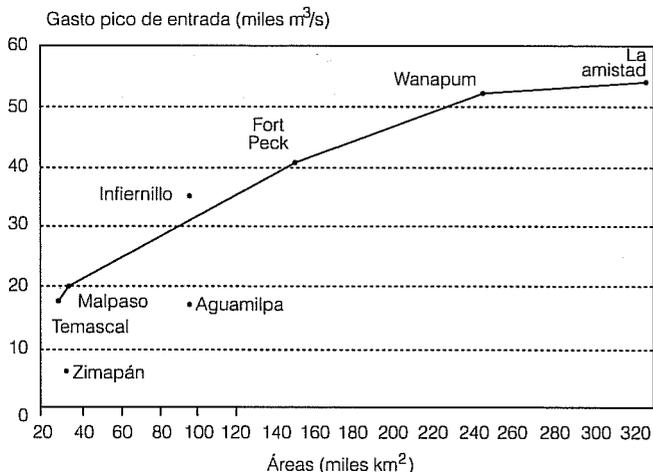
Se indican allí las presas Zimapán y Aguamilpa; sin embargo, no se grafican porque las características de escurrimiento son diferentes a las comparadas. Esto se debe a que la primera es una cuenca controlada en una zona semiárida y a que la segunda tiene un gasto pico de entrada de la avenida de diseño muy reducido, ya que no se consideró el efecto de los huracanes.

Para la aplicación se elaboraron dos gráficas; la ilustración 1 muestra los datos incluyendo El Infiernillo y la ilustración 2 sin él.

Se observa claramente que la presa El Infiernillo queda por encima de la recta que une los datos de las presas Malpaso y Fort Peck, por lo que, como se señaló en la referencia de Marengo (1998), debe hacerse un análisis de riesgo de falla a detalle contra avenidas para esta presa.

Cabe mencionar que una cuenca drenada tan grande como la El Infiernillo, resultaría ilógico que el gasto pico de la avenida de ingreso quede por debajo de la recta que es la frontera de análisis, como sucede con la presa de Aguamilpa (aunque debe recordarse que aguas arriba de ésta se encuentra la presa Santa Rosa, que proporciona un pequeño efecto de regulación). En las ilustraciones correspondientes se indican las posiciones de estas últimas presas.

2. Criterio simplista sin la presa El Infiernillo



Riesgo potencial de falla en la presa El Infiernillo

El criterio para estimar el riesgo potencial de falla de una presa que propone el autor para aplicarse en nuestro país a las existentes fue explicado en Marengo (1998); de hecho, se debe estimar un factor de riesgo total que tome en cuenta las cuestiones asociadas a capacidad, altura, requerimientos de evacuación (número de personas) y posible daño aguas abajo, así como la clasificación de riesgo extremo, alto, moderado bajo, etcétera; el elemento de riesgo total se obtiene al sumar los puntos en peso de cada uno de los elementos anteriores, como se muestra en el cuadro 2.

El peso en puntos de cada uno de los factores se suma para obtener el factor de riesgo total, como se muestra en el cuadro 3.

2. Riesgo potencial de falla en presas, criterio propuesto

Factor de riesgo	Contribución al riesgo (peso en puntos)			
	Extremo	Alto	Moderado	Bajo
Capacidad (hm³) >	120 (6)	120-1 (4)	1-0.1 (2)	< 0.1 (0)
Altura (m) >	45 (6)	45-30 (4)	30-15 (2)	< 15 (0)
Requerimientos de evacuación (personas)	1,000 (12)	1,000-100 (8)	100-1 (4)	Ninguno (0)
Daño aguas abajo	Alto (12)	Moderado (8)	Bajo (4)	Ninguno (0)

3. Factor de riesgo total por considerarse para la estimación de riesgo potencial de falla en presas

FACTOR DE RIESGO TOTAL = factor de riesgo por capacidad +
 factor de riesgo por altura +
 factor de riesgo por altura +
 factor de riesgo por requerimientos de evacuación +
 factor por daño potencial aguas abajo

4. Clase de riesgo que puede aceptarse al aplicar el criterio de riesgo potencial de falla en presas

Factor de riesgo total	Clase de riesgo (CLASIFICACIÓN)
(0 - 6)	I (bajo)
(7 - 18)	II (moderado)
(19 - 30)	III (alto)
(31 - 36)	IV (extremo)

Las clases de riesgo que se pueden aceptar en la presa están en función del factor de riesgo total, como se señala en el cuadro 4.

Se requiere hacer una clasificación detallada de las presas por construirse, lo cual permitirá hacer una selección cuidadosa de los parámetros que intervienen en la evaluación de la seguridad de estas estructuras; además, aquellas que presentan una clasificación de alto riesgo o extrema deben analizarse con criterios que permitan garantizar la seguridad, bajo ciertas condiciones de trabajo.

En el caso de presas existentes, factores tales como la instrumentación, registros de mantenimiento, nuevos proyectos aguas abajo, etcétera, se deben tomar en cuenta para evaluar el factor de riesgo total; esos valores no pueden cuantificarse en forma sencilla y no se han considerado para el cuadro anterior.

En general, las presas que tienen factores de riesgo con clasificación III o IV requieren de un método detallado de análisis que involucre las principales causas de falla de las mismas.

De acuerdo con este criterio, en el caso de El Infiernillo el peso en puntos de cada uno de los factores es el indicado en el cuadro 5.

Con este factor de riesgo total (FRT = 36), la clase de riesgo de El Infiernillo es extremo tipo IV, por lo que, de acuerdo con el criterio que se indica en la referencia señalada, debe hacerse un análisis de riesgo de falla detallado para esta presa.

6. Peso en puntos, asociado a distintos factores de riesgo de la presa El Infiernillo, para estimar el riesgo potencial de falla

Factor de riesgo	Peso en puntos
Por capacidad	6
Por altura	6
Requerimiento (evacuación)	12
Daño potencial (aguas abajo)	12
Total	36

Descripción general de la presa El Infiernillo

El Infiernillo está ubicado sobre el río Balsas, en los límites entre los estados de Guerrero y Michoacán, aproximadamente a 70 km de la desembocadura en el Océano Pacífico.

La presa fue construida por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) entre los años 1961 y 1965, con el objeto de generar energía y controlar avenidas. La cortina es de enrocamiento con núcleo delgado de arcilla de 148.5 m de altura, que posteriormente fue sobreelevada con gaviones a una altura de 151.5 m, con el objeto de mejorar el control de avenidas. La planta hidroeléctrica es subterránea y se construyó en dos etapas; en la primera se instalaron cuatro unidades de 156 MW cada una y en la segunda dos unidades más de 180 MW, para una potencia total instalada de 984 MW y generación media anual de 3,000 GWh. Los antecedentes y aspectos más sobresalientes en cuanto a hidrología se refiere son los siguientes:

La obra de excedencias fue diseñada inicialmente para un gasto máximo de entrada de 28,000 m³/s; posteriormente un grupo de consultores determinaron que este gasto debía incrementarse hasta un orden de unos 38,000 m³/s al considerar envolventes mundiales, ya que el período histórico de registros en el momento del diseño era de solamente nueve años.

Finalmente se utilizó para el diseño definitivo una avenida de entrada con un gasto de 38,800 m³/s superando la avenida máxima histórica, de 11,500 m³/s, ocurrida el 18 de octubre de 1955. Con esta avenida se fijó como Nivel Máximo Extraordinario (NAME) la elevación 176.40 (metros sobre el nivel del mar, msnm), y se consideró que las compuertas iniciarían su operación cuando el agua alcanzara la elevación 169 que corresponde al Nivel Máximo Ordinario (NAMO), determinándose una descarga máxima de 10,500 m³/s por la obra de excedencias, y un volumen de la avenida de 10,478 millones de metros cúbicos

(Mm³). Puede observarse que el procedimiento seguido para definir la avenida de diseño fue más bien empírico, lo cual no necesariamente lleva a un período de retorno asociado a gastos, volúmenes o lluvias máximas. Debe señalarse que en este trabajo todas las elevaciones indicadas se darán en msnm.

La operación de la obra de excedencias El Infiernillo ha sido motivo de diversos estudios y gran preocupación, ya que desde la primera operación presentó problemas por cavitación en los codos inferiores al manejar velocidades del orden de los 45 m/s y gastos de 3,500 m³/s en cada túnel, para una capacidad máxima total del orden de los 13,000 m³/s. A partir de este gasto, el túnel prácticamente se llena y, a pesar de incrementar las cargas hidráulicas en el embalse, la capacidad de descarga no se modifica significativamente. Esta obra consta de tres túneles vertedores localizados en la margen izquierda; cada estructura tiene tres compuertas radiales (7.5 x 15 m) y está conectada a un túnel de 13 m de diámetro; la cota superior de las compuertas es la 169.

En 1967 se presentó la mayor avenida histórica registrada en el sitio del proyecto; se estimó un gasto pico instantáneo del orden de 25,000 m³/s. La avenida tuvo una duración de 9.5 días y un volumen de 6,881M m³; la obra de excedencias operó 36 días continuos. Por otra parte, en 1976, con el ciclón Madeleine, se registró una avenida con un gasto pico de unos 21,000 m³/s, con una descarga máxima de 5,800 m³/s, volumen de 3,093 Mm³ y duración de 6.58 días (158 horas).

Antecedentes de estudios en cuanto a avenidas

Tomando como antecedentes las avenidas de 1967 y 1976, en las que prácticamente se presentó el gasto pico que se había considerado inicialmente como de diseño (28,000 m³/s), se han efectuado diversos estudios y revisiones de la avenida de diseño, además de numerosos artículos y notas técnicas; las principales se comentan a continuación:

1. En 1976 se analizó la "avenida registrada del 8 al 15 de octubre de 1976" en la presa El Infiernillo, por parte del Departamento de Estudios Hidrometeorológicos de la CFE; en ese análisis se comparan las avenidas máximas de septiembre de 1967 y octubre de 1976, reproduciéndose ambas avenidas históricas a partir de un funcionamiento de vaso en base inverso, considerando los niveles registrados en la presa durante dichas avenidas.
2. En 1979 se hizo el "Estudio probabilístico de avenidas máximas probables y tránsito de avenidas por el vaso de la presa El Infiernillo, Mich.", por parte de

la Gerencia de Operación de la CFE, en el que se hace un análisis de los gastos máximos diarios y tránsitos de las avenidas deducidas de la forma promedio de las avenidas máximas registradas. Los principales resultados obtenidos fueron los siguientes:

Con una avenida de 10,332 Mm³ de volumen se alcanzó la elevación 176.6, con un gasto máximo de salida medio diario de 13,880 m³/s y de entrada de 45,550 m³/s.

Controlando el gasto de salida a un máximo de 10,000 m³/s –por los problemas de cavitación de los vertedores–, se pueden transitar avenidas con un gasto pico asociados con un periodo de retorno menor de 100 años.

Se concluyó en este estudio que, en caso de adoptar esta avenida, era necesario incrementar la capacidad del vertedor.

3. En 1982 se efectuó la "Revisión de la AMP de la Central Hidroeléctrica Infiernillo", por parte de la Residencia de Estudios de Plantas Hidroeléctricas Zona Pacífico Sur de la Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos de la CFE, de la que se obtuvieron las siguientes observaciones:

- Se calcularon con el periodo previo a la construcción (1955-1964) los gastos máximos históricos y con los datos del periodo 1955-1980 (31 años de registros) los gastos y volúmenes máximos asocia-

6. Comparación de los gastos máximos con los métodos de Gumbel, Nash y Levedieb, con los registros históricos (9 años) y de 1955-1980 (31 años)

Método	con periodo 1955-1964 (9 años)			con periodo, 1955-1980 (31 años)		
	Gumbel	Nash	Levedieb	Gumbel	Nash	Levedieb
Gasto (m ³ /s)	29,754	24,334	31,883	51,902	48,131	69,278
Volumen (Mm ³)	4,573	4,127	5,278	10,198	9,659	11,163

7. Gastos máximos obtenidos con las envolventes regionales y mundiales

Gastos (m ³ /s)			
Regionales		Mundiales	
Lowry	Creager	Lowry	Creager
10,944	10,959	35,692	39,419

8. Resumen de los estudios hidrológicos relativos a la presa El Infiernillo

Antecedente	Gasto pico (Q _p) (m ³ /s)	Volumen (Mm ³)
1979	45,550	10,332
1982 (probabilístico)	69,278	11,163
1982 (CFE) (AMP)	32,953	11,032
1984 (SARH)	32,200	12,480

dos a los métodos estadísticos de Gumbel (G), Nash (N) y Levedieb (L); los resultados obtenidos se muestran en el cuadro 6.

- Con los métodos empíricos (envolventes regionales y mundiales según Lowry y Creager) se obtuvieron los gastos máximos mostrados en el cuadro 7.
- Con el método del hidrograma unitario sintético, se obtuvo con base en los datos de longitud del cauce principal, pendiente media, intensidad de lluvia, tipo de suelo, vegetación, etcétera, un gasto máximo de 47,145 m³/s de entrada al vaso.
- Con base en el método de la PMP, se obtuvo una avenida con gasto pico de 32,953 m³/s, volumen máximo de 11,032 Mm³ y duración de 16 días.

Puede observarse en estos valores que los gastos máximos calculados con los métodos estadísticos son muy superiores a los obtenidos con las envolventes mundiales (69,278 m³/s para la más grande de las primeras y 39,419 m³/s para las segundas).

4. En 1984 se elaboró el "Informe del análisis hidrometeorológico de la presa El Infiernillo y su área de influencia aguas abajo en el estado de Michoacán", por parte de la Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), Dirección de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica, en el que se llega a que la avenida de diseño propuesta para la presa El Infiernillo debe tener las siguientes características: gasto máximo 32,200 m³/s; tiempo de pico 87 horas; tiempo base 240 horas y volumen 12,480 Mm³.

Transitando esta avenida por el vaso, que es muy semejante a la obtenida con la AMP de la CFE en cuanto a gasto pico, se llegó a la decisión de sobreelevar la cortina y las obras accesorias (toma y excedencias en sus pisos de operación), 4.0 m más, ya que en caso de mantener las estructuras en sus cotas de proyecto, se tendría que recibir la avenida de diseño en los meses de julio, agosto, septiembre y octubre con

niveles muy bajos en el embalse, lo cual implicaba fuertes pérdidas económicas por la cantidad de energía que se dejaría de generar en caso de no presentarse esas avenidas extremas.

Considerando estos aspectos, se tomó la decisión de manejar dos niveles máximos de operación: el de estiaje a la elevación 169 msnm, y el de avenidas a la elevación 165 msnm.

El resumen de estos antecedentes se muestra en cuanto a gasto pico Q_p y volumen de la avenida en el cuadro 8.

Evaluación del riesgo de falla por desbordamiento ante avenidas

Partiendo del análisis de las metodologías que permiten evaluar el riesgo presentadas en Marengo (1994), y de las variables de la función de comportamiento, se muestra un procedimiento primario que involucra las

variables que intervienen en el análisis de riesgo, el cual se indica en la ilustración 3.

Dependiendo de los datos disponibles de cada presa, las variables y procesos indicados en dicha ilustración pueden adaptarse al caso; si, por ejemplo, se decidiera utilizar el método de la PMP-AMP, deberá incluirse, en lugar de las variables correspondientes a los métodos estadísticos, las del coeficiente de infiltración, lluvias máximas, área y longitud de cuenca, etcétera.

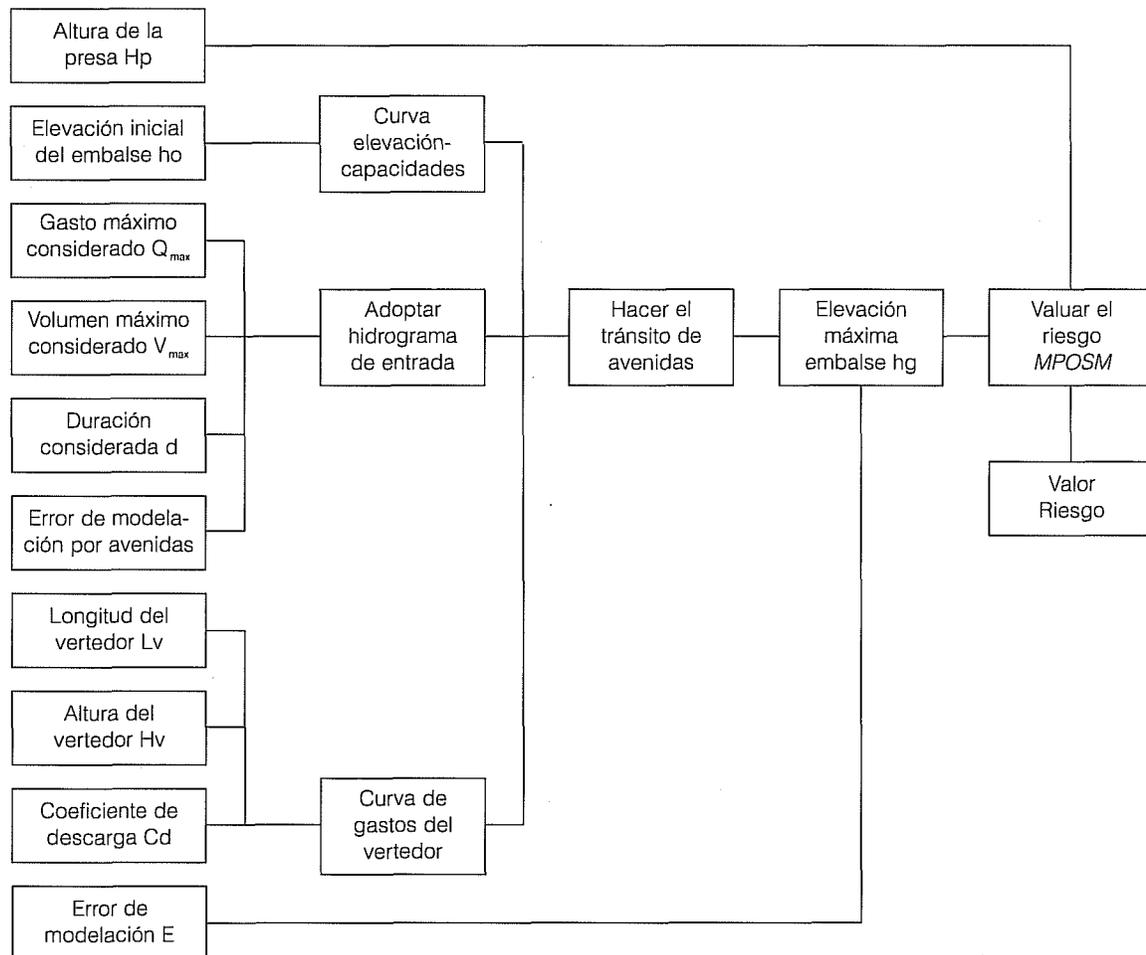
A continuación se describen las variables incluidas en el proceso indicado en esta ilustración.

Hidrogramas de entrada

Avenidas seleccionadas

Para llevar a cabo el análisis de riesgo se emplearon las distribuciones de probabilidad (normal, lognormal,

3. Procedimiento para la evaluación del riesgo por desbordamiento ante la ocurrencia de avenidas



10. Gastos medios máximo diario para distintas duraciones en días, ordenados de mayor a menor

AÑO	DÍAS														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	15271	12750	11061	10068	9312	8655	8120	7558	7128	6747	6402	6083	5836	5650	5474
2	14154	9886	8027	6940	6214	5637	5155	4762	4549	6747	6402	6083	5836	5650	5474
3	11563	8174	6866	5785	5239	4896	4666	4497	4424	4484	4350	4204	4064	3929	3804
4	8699	8130	6613	5776	5076	4867	4579	4365	4292	4132	3955	3846	3706	3577	340
5	6655	6365	5795	5312	4944	4701	4471	4338	4203	4077	3924	3728	3630	3533	3424
6	5891	5687	5316	5099	4922	4743	4406	4311	4105	3910	3743	3700	3558	3401	3321
7	4737	4615	4110	3833	3651	3524	3395	3399	3442	3462	3531	3485	3422	3340	3268
8	4563	4395	4094	3815	3557	3510	3383	3326	3280	3193	3121	3022	2925	2863	2788
9	4412	4212	4075	3770	3550	3300	3376	3243	3144	3244	3110	3011	2921	2835	2753
10	4396	4107	3861	3522	3306	3266	3179	3125	3109	2984	2879	2776	2693	2612	2546
11	4287	4035	3683	3315	3146	3081	3117	3049	2957	2819	2747	2676	2615	2577	2528
12	4094	3517	3433	3290	3067	2950	2843	2734	2730	2633	2547	2477	2426	2394	2408
13	3791	3464	3135	3044	3013	2932	2802	2731	2344	2466	2466	2354	2354	2296	2408
14	3701	3303	3034	2963	2937	2831	2733	2685	2560	2460	2378	2316	2273	2213	2163
15	3592	3258	3024	2901	280	2739	2686	2603	2531	2457	2236	2308	2249	2192	2148
16	3379	3031	2898	2831	2794	2732	2618	2513	2426	2384	2302	2230	2177	2133	2133
17	3153	2958	2694	2571	2492	2412	2330	2337	2319	2209	2249	2215	2163	2132	2108
18	3040	2884	2656	2541	2442	2346	2308	2292	2238	2181	2139	2087	2037	2025	2018
19	2851	2792	2602	2494	2397	2334	2279	2219	2131	2113	2062	2042	2031	2011	1980
20	2798	2644	2587	2486	2383	2334	2225	2165	2154	2068	2052	2034	2021	1992	1943
21	2756	2597	2599	2488	2342	2225	2166	2141	2113	2064	2005	1940	1885	1864	1835
22	2672	2568	2466	2399	2300	2194	2137	2048	1982	1946	1914	1898	1877	1824	1776
23	2636	2551	2436	2392	2266	2170	2091	2004	1974	1946	1888	1823	1790	1778	1669
24	2593	2502	2345	2383	2260	2170	2076	1999	1940	1921	1856	1809	1757	1709	1662
25	2345	2283	2287	2279	2230	2166	2017	1999	1924	1809	1837	1804	1751	1707	1622
26	2236	2207	2163	2053	1950	1865	1861	1898	1901	1880	1826	1778	1731	1682	1620
27	2096	2012	1701	1552	1534	1491	1422	1345	1290	1243	1194	1148	1108	1072	1041
28	1571	1463	1306	1190	1114	1073	1007	1039	1023	1019	1039	1049	1049	1033	1007
29	1375	1330	1203	1123	1106	1162	1069	991	1020	1016	991	979	973	950	930
30	1241	1199	1151	1116	1046	993	995	965	964	966	948	917	900	890	879

exponencial, gama, y doble gumbel) y acotadas (2log-normal y L2lognormal), que se utilizaron en Lombardi (1988) y en Marengo (1994); se utilizó además la metodología que permite considerar simultáneamente el gasto pico y el volumen de cada avenida (avenidas sintéticas) señalada en Domínguez (1989).

Para cada distribución se aplicaron los siguientes pasos:

1. Se seleccionaron los gastos máximos medios diarios registrados de 30 años (1955-1980) con duraciones máximas de 1 a 15 días que se muestran en el cuadro 9, ordenados de mayor a menor; las avenidas del periodo 1981-1992 no se consideraron para el análisis, ya que no se consiguió esta información.
2. Se calcularon en cada caso los gastos pico asociados a distintos periodos de retorno, adaptándose 50, 100, 500, 1,000, 5,000 y 10,000 años para el

análisis de riesgo de falla y 5, 10, 20 y 30 años con el objeto de seleccionar las avenidas más significativas.

3. Se determinaron los hidrogramas correspondientes a cada distribución de probabilidad, tomando como base las duraciones indicadas en el primer punto y los gastos pico asociados a cada uno de los periodos de retorno anteriormente señalados.
4. Siguiendo el proceso de desagregación indicado en Domínguez (1989) y tomando en cuenta la forma de las avenidas históricas, se obtuvieron los hidrogramas de análisis indicados en el cuadro 10 (incluyendo volúmenes) que corresponden a cada una de las distribuciones de probabilidad y de los periodos de retorno estudiados.

Respecto de los resultados obtenidos en estos cuadros, cabe comentar que en el caso de avenidas máximas (periodos de retorno de 10,000 años):

10. Hidrogramas asociados a distintas distribuciones y periodos de retorno con el método de Domínguez (1989)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 5$ AÑOS							
Días	Distribución						
	Normal	Log normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
1	2079	2036	1974	2028	1998	920	1000
2	2139	2081	1991	2055	2154	938	1165
3	2384	3378	3301	3497	3721	2355	2350
4	4162	4743	4597	4795	5721	3132	2680
5	5162	6403	6681	7065	6055	5475	6154
6	3575	3788	3635	4075	3965	2462	24M
7	3206	3244	3235	3134	3359	1900	2260
8	2950	3108	2987	3087	3340	1660	2164
9	2758	3069	2958	3053	3090	1496	1847
10	2611	2964	2835	2939	2993	1411	1749
11	2494	2857	2821	2847	2976	1262	1676
12	2483	2825	2714	2804	2968	1739	1664
13	2388	2743	2604	2678	2710	1151	1324
14	2291	2189	2060	2110	2578	1130	1272
15	2208	2117	2017	2103	2217	979	1256
Volumen de la avenida (Mm³)	2425	3929	3837	3992	4125	2301	2588

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 10$ AÑOS							
Días	Distribución						
	Normal	Log normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
1	2788	2402	2366	2381	2344	869	1489
2	2869	2402	2379	2381	2448	1593	1643
3	3197	4418	4513	4503	4913	3428	3272
4	5580	5862	5838	5841	6300	3981	3729
5	6922	8636	9104	9111	10468	9049	8563
6	4794	4 558	4531	4534	6173	3555	3461
7	4299	4012	4178	4181	4592	3406	3186
8	3956	4006	3969	3985	3612	3392	3000
9	3699	3681	3656	3655	3563	2795	2573
10	3502	3471	3436	3439	3463	2768	2447
11	3344	3321	3294	3297	3190	2672	2343
12	3329	3132	3086	3009	3137	2286	2204
13	3202	3103	2993	2996	2798	1849	1849
14	3072	2450	2414	2405	2731	1694	1825
15	2961	2414	2398	2387	2453	1615	1743
Volumen de la avenida (Mm³)	3506	4793	4819	4821	5167	3777	3605

10. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 20$ AÑOS							
Distribución							
Días	Normal	Log normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
1	3573	2657	2740	2666	2556	1234	1987
2	3676	2717	2778	2708	2762	2245	2178
3	4097	5248	5387	5257	5237	4337	4340
4	7150	6960	7079	6847	6536	3620	4945
5	8869	11060	11527	11073	13632	12772	11355
6	6143	5287	5388	6074	5458	5021	4544
7	5509	5152	5293	4734	4958	4807	4221
8	5069	4605	4706	4198	4657	4781	3988
9	4739	4223	4325	3928	4196	3944	3407
10	4487	3937	4037	3768	4088	3912	3249
11	4266	3786	3881	3718	3972	3779	3100
12	4285	3638	3737	3602	3887	3224	2907
13	4103	3326	3413	3275	3736	2611	2472
14	3936	2142	2811	3130	3543	2387	2460
15	3794	2717	2798	2718	2872	2276	2297
Volumen de la avenida (Mm ³)	5125	5648	5800	5616	5995	5930	4779

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 30$ AÑOS							
Distribución							
Días	Normal	Log normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
1	4064	2816	2944	2830	2684	1396	2075
2	4181	2872	3018	2900	2907	2530	2303
3	4660	5509	5799	5571	5448	5455	5034
4	8134	7601	7806	7426	7037	6337	5736
5	10090	12583	12944	12202	15301	14401	13170
6	4905	5703	9899	7021	6663	5655	5255
7	6988	5334	5639	5464	4604	5419	4910
8	5766	4945	5139	4628	4592	5393	4628
9	5391	4528	4712	4206	4376	4447	3952
10	5104	4204	4390	4038	4280	4410	3768
11	4874	4055	4218	3948	4187	4257	3598
12	4853	4053	4164	3627	4184	3638	3378
13	4667	3789	3849	3403	4028	2944	2917
14	4478	3156	3217	3002	4012	2695	2802
15	4316	2907	3032	2919	3112	2573	2669
Volumen de la avenida (Mm ³)	5978	6151	6375	6075	6438	6010	5514

10. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 50$ AÑOS							
Días	Distribución						
	Normal	Log normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
1	2387	2976	3216	3944	2797	1197	1269
2	2841	3092	3302	3124	3157	2736	1615
3	4669	5820	6307	6307	5882	6245	8446
4	6748	3411	8721	8148	10648	10161	10303
5	11732	14623	14729	13612	18304	15809	15638
6	4992	6222	6547	6143	7439	8429	9513
7	4440	5534	6083	5808	5758	5069	6165
8	4304	5364	5679	5341	5757	4991	4909
9	3943	4915	5204	4896	5018	4529	4590
10	3691	4600	4834	4556	4826	4391	4475
11	3634	4529	4699	4379	4195	4276	4437
12	3530	4400	4651	4365	4001	4160	4267
13	3511	4376	4409	4061	3901	3763	3620
14	2996	3734	3701	3394	3411	3044	2679
15	2506	3124	3343	3150	3361	2770	2109
Volumen de la avenida (Mm ³)	6831	6797	6735	6978	7376	6850	7122

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 100$ AÑOS							
Días	Distribución						
	Normal	Log normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
1	5035	6155	6477	5948	6387	5936	5937
2	5181	6350	6673	6126	6528	6144	6241
3	5774	7071	7434	6825	7187	7002	8727
4	10181	13864	13558	12320	13642	13174	14367
5	12687	17615	17152	15515	21296	16875	19307
6	8723	11348	11512	10490	13163	11243	13792
7	7807	9992	10238	9347	11236	10064	12827
8	5351	6579	6901	6333	6734	6395	6825
9	7174	9078	9366	8562	10293	9199	11288
10	6699	8392	8709	7972	8054	9199	10723
11	6055	7568	7865	7201	8668	7899	9865
12	6018	7417	7770	7128	7878	6937	8997
13	6336	7881	8213	7525	8664	7329	9372
14	5794	7202	7508	6880	7637	7397	8116
15	5554	6862	7179	6583	6904	6636	7111
Volumen de la avenida (Mm ³)	8560	10935	11208	10237	11875	10751	12698

10. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_r = 500$ AÑOS							
Días	Distribución						
	Normal	Log normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
1	5659	7856	8295	7369	7811	6852	7630
2	5826	8124	8553	7596	7965	7064	7856
3	6492	9039	9525	8734	8460	8011	10042
4	11641	18817	17812	15645	16782	14525	20309
5	14618	25561	22777	19912	28081	17714	29059
6	9929	15367	15026	13237	16707	12968	18887
7	8859	13315	13301	11741	14195	12046	16990
8	6021	8442	8855	7860	8207	7278	7949
9	8122	11967	12126	10720	13004	11197	14959
10	7569	10957	11242	9952	99655	10399	13912
11	6838	9861	10145	8984	10929	9750	12242
12	6776	9538	9977	8853	9727	8446	11158
13	7148	10221	10578	9373	10830	9013	11385
14	6535	9337	9668	8568	9445	8485	8997
15	6257	8844	9225	8183	8397	7590	8367
Volumen de la avenida (Mm ³)	9705	14592	14545	12845	14919	12452	16567

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_r = 1\ 000$ AÑOS							
Días	Distribución						
	Normal	Log normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
1	5899	8662	9078	7980	8417	7159	7375
2	6074	8966	9363	8227	8580	7363	7594
3	6768	9972	10426	9163	9393	8320	9379
4	12203	21449	19644	17075	18327	14828	23057
5	15360	29666	25200	21802	30978	17824	33693
6	10393	173489	16540	14417	18097	13454	20080
7	9263	14936	14680	12771	15458	12692	17306
8	6279	9327	9696	8516	8838	7573	7612
9	8486	13365	13316	11648	14170	11896	14564
10	7903	12191	12333	10803	10781	11101	13794
11	7139	10961	11127	9750	11894	10471	12566
12	7067	10548	10928	9595	10520	9047	10195
13	7460	11342	11596	10168	11757	9690	11128
14	6820	10359	10598	9294	10218	8815	8714
15	6527	9789	10107	8871	9934	7889	7755
Volumen de la avenida (Mm ³)	10145	16386	15982	13966	16220	13012	17042

10. (continuación)

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 5\ 000$ AÑOS

Días	Distribución						
	Normal	Log normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
1	6407	10384	10896	9398	9820	7713	8320
2	6600	10766	11243	9694	9993	7891	10232
3	7353	11967	12518	10794	10925	9362	12297
4	13393	23353	23899	20393	21896	15224	29784
5	16934	39119	30825	26190	37761	17927	45150
6	11376	21729	20054	17159	21336	14204	25939
7	10120	18488	17685	15160	18368	13817	22355
8	6826	11225	11650	10040	10281	8082	10194
9	9259	16411	16077	13802	16884	13195	18813
10	8611	14862	14865	12778	12681	12466	17818
11	7776	13342	13407	11528	14133	11957	17650
12	7684	12715	13136	11317	12335	10331	12999
13	8121	13750	13961	12012	13094	11142	14189
14	7424	12562	12758	10979	12020	8836	11411
15	7099	11820	12154	10467	10518	8398	1080
Volumen de la avenida (Mm ³)	11079	20338	19319	16569	19238	14039	22326

HIDROGRAMAS ASOCIADOS A UN $T_R = 10\ 000$ AÑOS

Días	Distribución						
	Normal	Log normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
1	6609	11610	11678	10000	10408	7898	500
2	6809	12050	12052	10325	10624	8062	1003
3	7585	15495	14388	12058	11611	8994	12282
4	13866	31768	21567	18338	23411	15316	32809
5	17559	46378	33247	28078	40588	17943	50270
6	11767	24959	25730	21821	22687	14416	28573
7	10460	21082	19002	16188	19631	14174	24625
8	7043	13389	13035	11154	11178	8244	11230
9	9566	18620	17265	14728	17982	13634	20723
10	8893	16790	15956	13629	13491	12950	19627
11	8384	14265	13418	11496	12788	12518	17650
12	7930	15058	14086	12806	13123	10834	14320
13	8030	14144	14978	10696	14176	11716	15630
14	7665	12580	13688	12293	15106	9529	12570
15	7327	12275	12491	11704	10930	8560	11950
Volumen de la avenida (Mm ³)	11458	23200	20178	17665	20542	14391	22326

- a) Se obtuvieron gastos pico relativamente bajos para las distribuciones normal y 2-lognormal (17,559 m³/s y 17,943 m³/s), respectivamente, en comparación con el máximo medio diario registrado para la duración de un día, que es de 15,271 m³/s.
- b) Las distribuciones Gumbel y Exponencial muestran gastos de 28,078 m³/s y 33,247 m³/s respectivamente, que son del orden de los obtenidos por la CFE (AMP) de 32,953 m³/s y SARH de 32,200 m³/s.
- c) Las distribuciones Doble Gumbel, Log-normal y Log-2-lognormal señalan gastos de 40, 588, 46, 378 y 50, 270 m³/s, que son del orden del obtenido en 1979 de 45, 550 m³/s, pero menores que el máximo probabilístico obtenido en 1982, que es de 69,278, m³/s calculado con el método de Levedieb; los volúmenes son del orden de los 14,300 millones de metros cúbicos (Mm³).

Criterios de selección de las avenidas estudiadas

Con el objeto de sensibilizar el análisis de riesgo, ante las diversas distribuciones de probabilidad asociadas a las avenidas estudiadas, se plantea a continuación un criterio encaminado a escoger las distribuciones de probabilidad más representativas.

Se emplean las curvas elevaciones-capacidades-gastos del vaso del Infiernillo que se muestra en el cuadro 11.

11. Curva elevaciones-capacidades-gastos del P.H. El Infiernillo

Elevaciones (msnm)	Capacidades (Mm ³)	Gastos (m ³ /s)
154	2620	0.00
155	2870	104.2
157	3390	558.8
159	3980	1251.3
161	4560	2149.5
163	5070	3244.8
165	5700	4511.8
167	6350	5967.9
169	7090	7679.9
171	7760	9469.9
173	8450	11290.8
175	9200	13677.6
177	9996	15878.2
179	10856	15880
181	11751	16000
183	12689	16000
185	13662	16000

Se adopta en primer lugar, como criterio de selección, el que toma en cuenta el error mínimo cuadrático calculado durante el proceso de ajuste de cada distribución de probabilidad, considerando este aspecto asociado a gastos máximos con duración de un día; se puede eliminar del análisis las avenidas asociadas con la distribución normal que es la que muestra el máximo error cuadrático.

El segundo criterio de selección, asociado a la presencia de avenidas históricas, se obtiene al considerar para su análisis el hecho de que independientemente de la elevación inicial a la que se encuentra el embalse, las compuertas se abren inmediatamente al alcanzarse la elevación 165, que es el NAMO de la época de avenidas, y se aplica la siguiente secuencia:

1. Se adopta un nivel inicial de comparación para hacer los tránsitos de avenidas; en este caso se escogió la elevación 165, (NAMO impuesto en época de avenidas).
2. Se escogen las máximas avenidas históricas –porque es la información que se tiene disponible–, considerando para ello las que presentan el máximo gasto medio diario (el volumen queda implícito)

12. Hidrogramas históricos presentados en el P.H. El Infiernillo (Gastos máximos medios diarios)

HIDROGRAMA						
Día	1967	1976	1984	1955	1973	1969
1	1146	1145	2044	1205	1474	2696
2	1369	1748	2044	1551	1884	3705
3	3323	1603	2170	1498	2246	3625
4	5344	4312	3490	1436	2649	3090
5	6137	14154	11563	2281	4765	4305
6	7091	5617	4786	7568	3362	4447
7	15271	3608	3300	8691	4656	5891
8	10299	3308	3059	4338	6655	5482
9	7684	2753	3004	2305	6075	4575
10	4909	2259	3462	1813	3683	3425
11	5627	2016	3313	1367	2679	2521
12	3684	1717	3062	1104	2149	2182
13	2953	1564	5805		2073	2309
14	2566	1529	3029			2265
15	2875	1350	2597			
16	3226		2390			
17	3066		1977			
18	2638		1658			
Volumen (Mm ³)	7539	4098	5085	2955	3679	4150
TR	31	15.5	10.3	7.75	6.20	5.17

y que, obviamente, están asociadas con distintos periodos de retorno conocidos: 31, 15.5, 10.33, 7.75, 6.2 y 5.16 años; estas avenidas son las que se presentaron en los años 1967, 1976, 1984, 1955, 1973 y 1969, respectivamente, los gastos máximos medios diarios, los volúmenes y los periodos de retorno se muestran en el cuadro 13.

3. Se efectúan tránsitos de avenidas asociados con estas avenidas históricas considerando la elevación inicial en el embalse antes indicada, y una política de funcionamiento del vertedor como la mostrada anteriormente.
4. Con el ajuste teórico asociado para cada distribución se obtienen las elevaciones máximas en el embalse h_g , calculadas con un tránsito de avenidas estimando, para cada una de ellas, avenidas asociadas a periodos de retorno de 5, 10, 20 y 30 años, con el objeto de poder compararlos con los históricos.
5. Se adoptan también, para su comparación, los gastos pico asociados con duraciones hasta de cuatro días, por considerarse que los grandes embalses como el de El Infiernillo, en ese período, reflejan los efectos de regulación ante la presencia de grandes avenidas en el embalse (Domínguez, 1989).

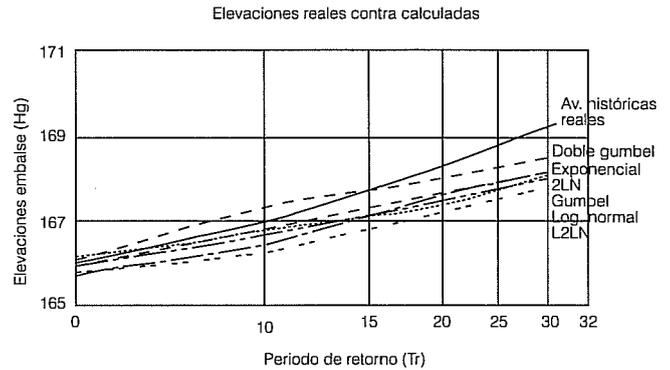
Tomando en cuenta estos aspectos, se escoge la distribución de probabilidad que mejor se apegue a los datos manejados. Estos resultados se muestran en el cuadro 13 y gráficamente en la ilustración 4, que es la comparación de avenidas históricas y teóricas considerando el efecto de regulación en el embalse.

Cabe señalar que este criterio de selección toma en cuenta las características propias de cada problema al considerar la capacidad propia del embalse y

13. Resultados de los tránsitos de avenidas considerando las avenidas reales (históricas) y las distribuciones teóricas ajustadas

Tr	h_g real	h_g (calculada)					
		Log-normal	Exponencial	Gumbel	Doble Gumbel	2LN	L2LN
5		166.01	166.02	166.17	166.12	165.76	165.82
5.17	166.11						
6.20	166.32						
7.75	166.86						
10		166.73	166.83	166.83	167.37	166.45	166.29
10.33	167.06						
15.5	167.78						
20		167.54	167.68	167.36	168.01	167.64	167.20
30		168.03	168.17	168.07	168.52	168.15	167.77
31	169.28						

4. Resultados de los tránsitos de avenidas considerando las avenidas reales (históricas) y las distribuciones teóricas ajustadas



las características hidráulicas del vertedor de la presa estudiada, así como el hidrograma de entrada que se refleja en la respuesta de las elevaciones presentadas en el vaso por efecto del propio tránsito de avenidas.

De los resultados obtenidos, puede concluirse que la función de distribución infinita que mejores resultados ofrece es la Doble Gumbel por aproximarse mejor a las avenidas reales, como se observa en la ilustración 4; sin embargo, la distribución Lognormal se parece mucho en los resultados, por lo que también se empleará.

Debe señalarse que, tomando como base la distribución Doble Gumbel para el análisis de riesgo según el criterio de selección antes indicado, se adoptaron también la distribución lognormal para las infinitas y la L2LN para las acotadas.

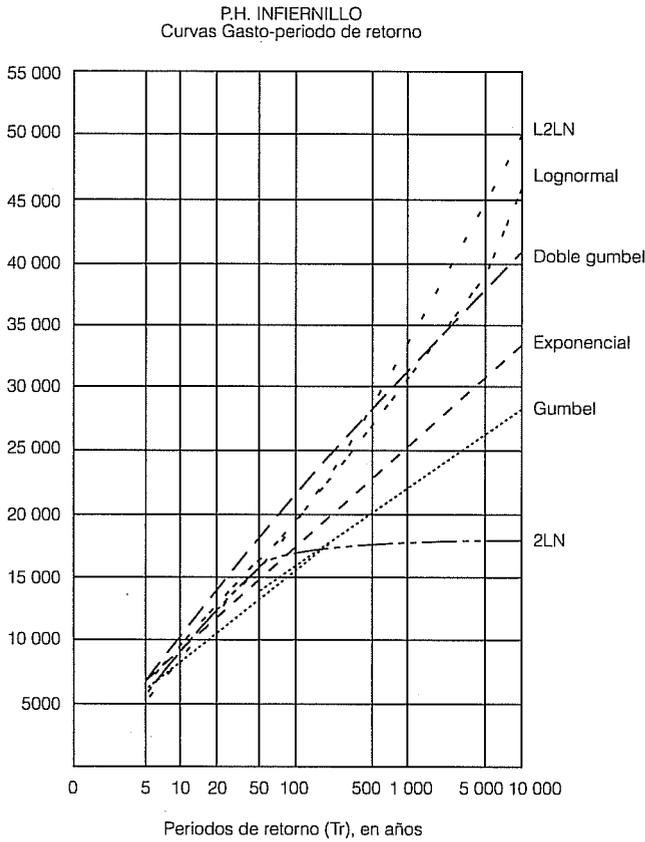
Esta selección se hizo al considerar que el mínimo error cuadrático es el que corresponde a la distribución Doble Gumbel, la lognormal y la L2Ln se parecen mucho a esta distribución al obtenerse los resultados de los tránsitos de avenidas asociados a periodos de retorno de 5, 10, 30, 50, 100, 500, 1,000, 5,000 y 10,000 años, como se muestra en la ilustración 5.

Sin duda, este criterio del mínimo error cuadrático podría sustituirse con alguna prueba estadística de bondad de ajuste; sin embargo, se considera que para este caso es el de mejor aplicabilidad.

Validación del uso de avenidas sintéticas

En este punto se presenta una comparación de la estimación de las avenidas; se adoptan las históricas "mayoradas" con el procedimiento tradicional, las obtenidas con el método de Pegram (1992) y las sintéticas (Domínguez, 1989) que es el método indicado anteriormente para la selección de avenidas. Cabe señalar

5. Curvas Gastos-Tr; duración 1 día. Gastos máximos diarios



que líneas atrás se mostraron los criterios de selección que permitieron elegir las avenidas más apropiadas para el caso del Infiernillo, tomando como base los resultados obtenidos de los tránsitos de avenidas.

Las bases que se establecieron para efectuar dicha comparación son las siguientes:

Avenidas históricas, procedimiento tradicional

Se consideraron las avenidas históricas presentadas en el sitio y que, como ya se señaló en el punto anterior, están asociadas con períodos de retorno de 31, 15.5, 10.33, 7.75, 6.20 y 5.17 años; es decir, las que se presentaron en los años de 1967, 1976, 1984, 1955, 1973 y 1969, respectivamente.

Se eligieron, para efectos de mayoración, las avenidas históricas de 1967 y 1976 que se consideran las más representativas; cabe comentar que en ambos casos los gastos pico son del mismo orden de magnitud (25,000 m³/s para la primera y 21,000 m³/s para la segunda); sin embargo, los volúmenes difieren sensiblemente (7,539 Mm³ para la de 1967 y 4,098 Mm³ para la de 1976).

Se siguió el procedimiento tradicional de amplificar dichas avenidas, considerando los factores de agrandamiento (o reducción) que se obtienen al hacer la relación de gasto pico de valores históricos conocidos y los calculados con la distribución de probabilidad Doble Gumbel, que es la que presentó mejor ajuste.

Se efectuaron los tránsitos de avenidas adoptando también la elevación inicial 165 msnm; los resultados calculados para los periodos de retorno de 5, 10, 20, 30, 50 y 100 años se presentan en el cuadro 14 y se muestran también en dicha tabla los obtenidos para las avenidas históricas base de 5.17, 10.33, 15.5 y 31 años, que permiten hacer la comparación con las avenidas sintéticas y el método de Pegram.

14. Resultados de los tránsitos de avenidas históricas y "mayoradas" de 1967 y 1976

Tr	Avenidas históricas base		1967		1976	
	Elev. (msnm)	Vol. (Mm³)	Elev. (msnm)	Vol. (Mm³)	Elev. (msnm)	Vol. (Mm³)
5	-	-	165.94	2989	165.78	1753
5.17	166.11	4150	-	-	-	-
10	-	-	167.29	5167	166.69	3031
10.33	167.06	5085	-	-	-	-
15.5	167.78	4098	-	-	-	-
20	-	-	168.58	6730	167.63	3947
30	-	-	169.24	7524	168.10	4431
31	169.28	7539	-	-	-	-
50	-	-	170.80	-	168.84	-
100	-	-	172.32	-	169.65	-

15. Resultados obtenidos con el método de Pegram para avenidas con periodos de retorno de 5, 10, 20, 30, 50 y 100 años, asociados a probabilidades condicionales del 75, 50 y 25%

Tr	%	Q (m³/s)	Volumen (Mm³)	Elev. Embalse (msnm)	Promedio	
					Elev. (msnm)	Vol. (Mm³)
5	(75)	12,475	5,189	169.46	168.97	5,677
	(50)	10,784	5,428	168.64		
	(25)	10,543	6,414	168.80		
10	(75)	15,147	5,996	170.61	170.45	6,272
	(50)	13,611	6,336	170.17		
	(25)	11,562	6,483	170.57		
20	(75)	17,606	6,089	171.49	171.09	6,539
	(50)	16,202	6,420	171.25		
	(25)	13,611	7,107	170.54		
30	(75)	19,133	6,198	172.01	171.77	6,773
	(50)	17,676	6,688	171.93		
	(25)	15,147	7,433	171.39		
50	(75)	20,932	6,188	172.40	172.44	7,007
	(50)	19,485	7,013	172.61		
	(25)	16,990	7,819	172.31		
100	(75)	23,424	6,483	173.16	173.23	7,426
	(50)	21,969	7,459	173.48		
	(25)	19,485	8,337	173.33		

16. Resumen de los resultados de los tránsitos de avenidas históricas, "mayoradas" de 1967 y 1976, sintéticas y de Pegram

Tr	Avenidas Históricas base		1967		1976		Sintéticas		Pegram	
	Elev.	Vol.	Elev.	Vol.	Elev.	Vol.	Elev.	Vol.	Elev.	Vol.
5	-	-	165.94	2989	165.78	1753	166.12	4125	168.97	5677
5.17	166.11	4150	-	-	-	-	167.37	5167	170.45	6272
10	-	-	167.29	5167	166.69	3031	-	-	-	-
10.33	167.06	5085	-	-	-	-	-	-	-	-
15.5	167.78	4098	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	168.58	6730	167.63	3947	168.01	5995	171.09	6539
30	-	-	169.24	7524	168.10	4431	168.52	6438	171.78	6773
31	169.28	7539	-	-	-	-	-	-	-	-
50	-	-	170.80	-	168.84	-	169.78	7376	172.44	7007
100	-	-	172.32	-	169.65	-	170.54	11875	173.23	7426

Método de Pegram

Se aplicó el método de Pegram (1992), y se adoptaron los gastos-pico y el volumen de todas las avenidas históricas presentadas; al hacer la correlación entre los logaritmos de dichos gastos y volúmenes, y considerar la función bivariada Lognormal, se encontró un coeficiente igual a 0.60, por lo que se eligieron los valores de ajuste que corresponden al de 0.70 de las tablas que presenta la referencia, por ser el que mejor se aproxima.

Se obtuvieron tres tipos de avenidas; las asociadas a una probabilidad condicional del 75, 50 y 25 por ciento (de acuerdo con la referencia) y se hicieron los tránsitos de avenidas correspondientes considerando por simplicidad una forma triangular de la avenida; se obtuvieron los resultados indicados en el cuadro 15.

Avenidas sintéticas

Se tomaron los resultados obtenidos en el cuadro 13, que se resumen en el cuadro 16, en el que se indican también los valores promedio del método de Pegram y los de las avenidas históricas de 1967 y 1976. En la ilustración 6, se muestran los resultados obtenidos.

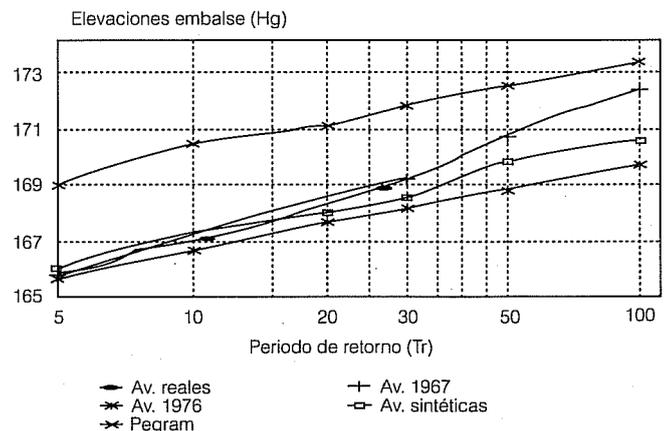
Conclusiones del uso de avenidas sintéticas y el método de Pegram

De esta comparación, se puede concluir lo siguiente:

- Los resultados de elevaciones en el embalse obtenidos con el método de Pegram son muy altos en comparación con los demás.

- Los volúmenes en comparación con la avenida de periodo de retorno de 31 años, dan como resultado un 70.14 por ciento menor para la avenida de 1976, 17.1 por ciento para las sintéticas y 11.3 por ciento con las de Pegram.
- Adoptando las avenidas históricas base como punto de partida, se tiene para un T=31 años una elevación que corresponde a la 169.28; para el periodo de 30 años se tiene para las avenidas sintéticas la elevación 168.52, que significa una diferencia de un 0.45 por ciento; para el procedimiento de "mayoración" con la avenida de 1967 (que es la asociada al periodo de retorno de 31 años) se obtuvo la elevación 169.24 (0.0236 por ciento) y se tuvo un 0.7 por ciento para la de 1976.

6. Resultados de los tránsitos de avenidas históricas, "mayoradas" de 1967 y 1976, sintéticas y de Pegram, donde se aprecia que el mejor resultado son las avenidas sintéticas



- Las avenidas obtenidas con el método de Pegram dan como resultado la elevación 171.8, con una diferencia del 1.48 por ciento.
- Esta diferencia es mayor (1.48 contra 0.45 por ciento) que la obtenida con el uso de avenidas sintéticas.
- Para las avenidas históricas asociadas a una periodo de retorno de 10.33 años, la elevación en el embalse es 167.06, el resultado de las avenidas sintéticas es la 167.37 (0.18 por ciento), la obtenida con la mayoración de la de 1967 es 167.29, (0.13 por ciento) y la de 1976 es 166.69 (0.22 por ciento); la de Pegram resulta 170.45, que es un 2.03 por ciento mayor.
- La avenida asociada a un periodo de retorno de 5.17 años tiene como elevación la 166.11; la sintética la 166.12 (prácticamente no hay diferencia); la de 1967 da como resultado la 165.94 (0.10 por ciento), para la de 1976 la elevación es 165.78 (0.1986 por ciento) y con el método de Pegram la elevación resulta 168.97 (1.72 por ciento por arriba).
- Considerando las avenidas de 50 y 100 años de periodo de retorno, se obtuvieron para la de 1967 una elevación correspondiente a la 170.80 para 50 años, 168.84 para la de 1976, 169.78 para las sintéticas y 172.44 para la de Pegram.
- El método de Pegram no permite adoptar una avenida específica para cada período de retorno; de hecho los niveles en el embalse obtenidos en el análisis pueden mostrar diferencias hasta de 84 centímetros para avenidas con el mismo período de retorno (5 años).
- El empleo de avenidas sintéticas es en sí un promedio de las 30 avenidas históricas seleccionadas y esto lleva a que se obtenga como resultado un valor promedio de elevaciones en el embalse entre las avenidas de 1967 y 1976 como se muestra en la ilustración 6.
- La conclusión de este análisis es que las avenidas obtenidas con el método de Pegram reportan valores superiores a las obtenidas con las avenidas sin-

téticas al comparar contra las históricas que se usaron como punto de comparación; por esta razón, se adoptan las avenidas sintéticas para la evaluación del riesgo de falla. Sin embargo, sería interesante emplear la metodología propuesta por Pegram en otros casos y juzgar su aplicabilidad.

Función de comportamiento ante avenidas

Función básica

La función de comportamiento básica ante el problema por desbordamiento (Marengo, 1994) se puede establecer como:

$$FU = H_p - h_o \quad (1)$$

Siendo H_p un valor fijo por ser la elevación de la corona de la presa y h_o el nivel máximo que se obtiene por el efecto de avenidas y que está correlacionado con el nivel inicial H_o y el gasto pico Q_p , que ya toma en cuenta el efecto del volumen de la avenida, como se muestra esquemáticamente en la ilustración 7, en la que se puede señalar que h_v es la elevación o altura del vertedor.

Tránsito de avenidas-elevaciones máximas

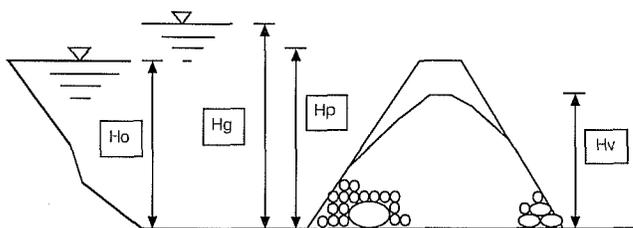
El tránsito de avenidas efectuado considera para su análisis –como ya se mencionó– el hecho de que independientemente de la elevación inicial a la que se encuentra el embalse, las compuertas se abren inmediatamente al alcanzarse la elevación 165, que es el NAMO de la época de avenidas.

A partir de este momento, se considera que la obra de excedencias funciona como vertedor de cresta libre. Indudablemente, si la política de operación de compuertas se cambia, los resultados antes obtenidos se modificarán también, sin dejar de mencionar que una posible forma de obtener una política de operación de compuertas sería aplicar la metodología aquí presentada para definir la que arroja el mínimo riesgo de falla.

Esto, fundamentalmente, podría ser fuente de investigaciones futuras y de aplicaciones prácticas del procedimiento que podrían aplicarse a un procedimiento de operación de mínimo riesgo de las presas en las que rija este criterio.

Con el objeto de obtener una familia de datos nivel inicial-gasto pico-nivel final, que permitan definir la función de comportamiento antes expuesta, se hicieron tránsitos de avenidas asociados con los distintos niveles iniciales antes mencionados.

7. Esquema del comportamiento de una presa ante desbordamiento



17. Elevaciones finales en el embalse asociadas a distintos periodos de retorno, considerando diferentes elevaciones iniciales

Distribución	Q _p (m ³ /s)	valores de h _g					
		40588	37761	30978	28081	21296	18304
	H ₀ TR	10000	5000	1000	500	100	50
DOBLE GUMBEL	161	176.91	176.11	174.20	173.21	169.72	169.70
	163	176.93	176.14	174.23	173.24	169.76	169.74
	165	177.04	176.25	174.34	173.14	170.54	169.78
	167	177.39	176.59	174.72	173.84	171.44	170.16
	169	178.08	177.32	175.47	174.67	172.38	171.19
LOGNORMAL	161	177.28	175.47	173.00	171.90	169.38	168.55
	163	177.31	175.50	173.02	171.92	169.41	168.57
	165	177.39	175.59	173.10	171.94	169.43	168.59
	167	177.74	175.96	173.51	172.37	169.82	168.91
	169	178.461	176.71	174.36	173.21	170.83	169.82
L2LN	161	178.83	178.03	174.25	174.10	171.15	169.58
	163	178.85	178.05	174.28	174.13	171.18	169.60
	165	178.94	178.23	174.29	174.31	171.28	169.61
	167	179.31	178.62	174.70	174.63	171.80	170.04
	169	179.92	179.23	175.50	175.39	172.64	171.08

Los resultados obtenidos se muestran para cada distribución de probabilidad seleccionada en el cuadro 17.

Se probaron diversos tipos de modelos de correlación de estas tres variables (H₀, h_g, Q_p), ajustando las ternas nivel inicial-nivel final-gasto pico que mejor representan el comportamiento de cada función de distribución de probabilidad.

Se encontró que, entre los modelos analizados (lineal, potencial y exponencial), el mejor modelo corresponde al tipo lineal de la forma:

$$h_g = A + B H_0 + C Q_p \quad (2)$$

Así, la función de comportamiento antes señalada puede escribirse como:

$$FU = H_p - A - B H_0 - C Q_p \quad (3)$$

Que es la expresión correspondiente al margen de seguridad.

Además, con el objeto de conocer la variación que puede tener el análisis de riesgo de falla ante otros tipos de funciones de comportamiento, se escogieron también las siguientes formas de la función adicionales, las cuales fueron aplicadas únicamente a la distribución Doble Gumbel:

$$FU = \text{Log} (H_p - A) / (BH_0 - CQ_p) \quad (4)$$

$$FU = (H_p/h_g) - 1 \quad (5)$$

La ecuación (4) es una variación de la expresión del margen de seguridad y la expresión (5) corresponde a la del factor de seguridad.

De esta manera, se correlacionaron los valores antes obtenidos para cada distribución y en forma global para las distribuciones infinitas y la acotada, encontrándose las constantes de las funciones de comportamiento y coeficientes de correlación señalados en el cuadro 18.

18. Valores de los coeficientes A, B y C de las funciones de comportamiento y coeficiente de correlación de los ajustes de cada distribución

Distribución	Función de comportamiento			Coeficiente de correlación
	A	B	C (10 ⁻⁴)	
DOBLE GUMBEL	139.21	0.1605	2.85	0.9923
LOGNORMAL	139.56	0.1580	2.60	0.9911
GLOBAL	130.95	0.2117	2.63	0.9625
L-2-LOGNORMAL	141.19	0.1562	2.45	0.9955

19. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la distribución Doble Gumbel, considerando distintas funciones de comportamiento (elevación corona 180)

Función de comportamiento	$P_f \times 10^{-5}$	β	Superficie de falla más probable	
			Nivel inicial de la presa	Gasto pico (m³/s)
Margen seguridad	3.54	3.976	164.40	50,529
Logarítmica	3.51	3.977	164.41	50,557
Factor seguridad	3.75	3.962	164.41	50,285

Resultados obtenidos en cuanto a distribuciones infinitas

Se analizó el riesgo de falla con el ajuste obtenido para la función de distribución Doble Gumbel y la metodología del primer orden del segundo momento estadístico (Tang, 1984) para cada una de las funciones de comportamiento antes señaladas con la elevación de la corona a la 180.

Considerando lo anterior, se obtuvieron para la citada distribución los resultados indicados en el cuadro 19 para cada función de comportamiento, en el que se señalan los valores de probabilidad de falla (P_f), índice de confiabilidad (β) y superficie de falla más probable, adoptando la elevación inicial media histórica de la 161.5 en el vaso.

Se concluye que, si bien es cierto que las probabilidades de falla varían ligeramente entre las distintas formas de cada función de comportamiento, es prácticamente invariable el índice de confiabilidad y los resultados de la superficie de falla, por lo que se considera indistinto utilizar cualquiera de las funciones de comportamiento; por lo anterior, para el análisis de riesgo sólo se aplica el criterio de riesgo a la función de comportamiento correspondiente al margen de seguridad.

Los resultados correspondientes a la función de distribución lognormal y Doble Gumbel (del margen de seguridad) se indican en el cuadro 20, en el que se señalan los mismos valores reportados en el caso anterior. Se señalan también los obtenidos con la función de comportamiento global para las funciones de distribución lognormal y Doble Gumbel.

Puede observarse en las tablas analizadas que las probabilidades de falla y los índices de confiabilidad no difieren significativamente entre ambas distribuciones (Doble Gumbel y lognormal), aunque sí se encuentran diferencias muy importantes entre éstas y la función global; para la distribución Doble Gumbel, de hecho puede concluirse que es posible adoptar la fun-

ción de comportamiento correspondiente a esta distribución que es la que arroja el mejor coeficiente de correlación ofrece en el caso de las distribuciones infinitas.

De este análisis de riesgo puede concluirse que los valores obtenidos de probabilidad de falla con la corona a la elevación, 180 y el nivel medio histórico en la presa a la elevación 161.5, son de 3.54×10^{-5} y 3.976 para el índice de confiabilidad; la superficie de falla está asociada con una elevación promedio de 164.40 y gasto de 50529 m³/s. La probabilidad de falla más significativa es la correspondiente a la distribución Doble Gumbel, que es la que se adopta para fines comparativos durante el análisis.

Análisis de sensibilidad

Tomando en cuenta el método del segundo momento estadístico (Tang, 1984), para definir el comportamiento del riesgo de falla, se presenta a continuación un análisis de sensibilidad respecto de la influencia de la variabilidad en las variables aleatorias consideradas (gasto pico y elevación media del embalse) en la evaluación del riesgo.

Para la distribución Doble Gumbel con la función de comportamiento correspondiente al margen de seguridad, se indican en el cuadro 22 al aplicar al método del segundo momento estadístico la media, la desviación estándar, los cosenos directores y el punto de falla más probable para cada iteración; se señalan también la probabilidad de falla, el índice de confiabilidad y la superficie de falla más probable (nivel de la presa y gasto pico) correspondientes a la última iteración.

Al considerar que la ecuación recurrente del procedimiento puede expresarse como:

$$x_i^* = u_{x_i} - \alpha_i^* \sigma_{x_i} \beta \tag{6}$$

20. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la distribución Lognormal, Lognormal-global y Doble Gumbel-global, considerando la función de comportamiento correspondiente a la elevación en la corona 180

Distribución	$P_f \times 10^{-5}$	β	Superficie de falla más probable	
			Nivel inicial de la presa (msnm)	Gasto pico (m³/s)
Log normal	2.91	4.022	162.93	55,381
Log normal (global)	2.94	4.020	163.45	54,951
Doble Gumbel (global)	1.53	4.172	165.66	53,182

Donde α_i define los cosenos directores de las variables de la función de comportamiento, μ_{xi} la media de los valores, σ_{xi} la desviación estándar y β el índice de confiabilidad, se comparan entre sí los cosenos directores, ya que éstos actúan como un factor de peso debido a que la suma de los cuadrados de los cosenos suman la unidad de las variables que intervienen. Dependiendo de cómo cambia el valor de α_i en el proceso de cálculo, cada variable se modifica más o menos fuertemente y es posible identificar las que intervienen en forma importante durante el análisis.

En el último renglón del cuadro 21 se puede observar que el gasto pico es la variable que muestra el mayor peso, ya que el valor de $a = 0.9882$, es prácticamente la unidad.

Considerando este aspecto, la variable a la que debe dedicarse un mayor cuidado durante un análisis como el presentado es definitivamente el gasto pico de las avenidas y su selección. La elevación inicial promedio en el embalse es también importante, pero sus variaciones no son tan significativas en el proceso de análisis.

Por otra parte, se hizo variar la desviación estándar de las variables, del gasto pico y la elevación inicial en un diez por ciento, para conocer qué tan significativos son los cambios en los resultados obtenidos de la función de comportamiento e identificar la sensibilidad del cambio de dicha función de comportamiento.

Las diferencias se muestran en el cuadro 22, del que se puede comentar y concluir lo siguiente acerca de este análisis:

21. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable (margen de seguridad)

Variable	Media	Desviación estándar σ	Cosenos Directores α	Punto de falla más probable
Q	2520.09	1,555	0.5017	15,014
H	161.50	4,761	0.8650	227.46
Q	9312.05	6,590	0.9263	46,072
H	161.50	4,761	0.3768	172.30
Q	-13,422	16,234	0.9866	50,420
H	161.50	4,761	0.1629	164.59
Q	-17,291	17,261	0.9882	50,524
H	161.5	4,761	0.1535	164.41
Q	-17,401	17,290	0.9882	50,529
h	161.5	4,761	0.1532	164.40
Probabilidad de falla P = 0.000354			$\beta = 3.976$	

22. Análisis de sensibilidad para distribuciones infinitas, variando la desviación estándar un 10 por ciento

Variable	σ	Δ Variable	DFU (%)
Gasto	1	50529	-
	+0.1	52258	+0.272
	-0.1	48800	-0.276
Elevación Inicial	1	164.40	-
	+0.1	164.89	0.0407
	-0.1	163.92	-0.04421

1. En el caso del gasto, al pasar de 50, 529 m³/s a 52,258 m³/s (+ 0.1 σ_o), se presentó un cambio en la función del comportamiento del 0.272 por ciento, y al pasar de 50,529 m³/s a 48,800 m³/s (- 0.1 σ_o), el cambio fue de un -0.276 por ciento.
2. Para el nivel inicial de la presa, una variación del +0.17 σ_H lleva a una modificación de la función de comportamiento del 0.0407 por ciento, que es muy similar al -0.0442 por ciento que se obtiene al modificar la elevación en un -0.1 σ_H .

Esto significa que modificar el gasto lleva a cambios más significativos, por lo que se puede concluir que la variable más importante durante un análisis de riesgo como el presentado en este trabajo es el gasto pico de las avenidas sintéticas analizadas.

Resultados obtenidos en cuanto a distribuciones acotadas

Al igual que en el caso anterior, se analizó la seguridad de la presa considerando la elevación de la corona a la 180, utilizando distribuciones de probabilidad acotadas (Marengo, 1994).

Es importante señalar que se encontró una diferencia importante al aplicar el método avanzado de primer orden del segundo momento estadístico (MAPOSM) con respecto de las distribuciones infinitas, y es el hecho de que, al estar efectuando el análisis de riesgo con valores de gasto altos (períodos de retorno muy grandes), se obtiene una serie de valores que permite suponer que se encuentra una superficie de falla asociada con cada nivel inicial, más que un solo punto de falla, como en el caso de distribuciones infinitas.

Es decir, a diferencia de los resultados obtenidos con distribuciones infinitas, en los que para un gasto inicial dado (que corresponde al medio de la distribución) se incrementó fuertemente hasta encontrar el gasto final, por tener valores infinitos asociados a grandes periodos de retorno, en este caso (distribuciones

23. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la corona a la 180 analizada con la función de comportamiento correspondiente al margen de seguridad

Distribución	$P_f \times 10^{-7}$	β	Superficie de falla más probable	
			Nivel inicial de la presa	Gasto pico (m^3/s)
Log2Lognormal	1.12	5.45	166.23	52,078
	1.14	5.51	162.89	54,179
	1.15	5.58	161.23	55,292
	1.18	5.65	157.29	57,820
	1.20	5.69	153.92	59,907

acotadas) el gasto se mueve alrededor del gasto inicial de análisis (que ya está en el extremo de la función de densidad y de distribución), modificándose únicamente el nivel hasta satisfacer la función de comportamiento analizada.

Es necesario, entonces, considerar otros valores de gasto dentro del rango de la distribución acotada, pre-fijados de antemano y encontrar las elevaciones en el embalse que corresponden a la falla.

Esto lleva a que, en lugar de obtener un solo punto de falla asociado a cada par de puntos de condición inicial gasto-nivel, se obtiene una familia de puntos que se aproximan a una superficie de falla cuyos valores de índices de confiabilidad y probabilidades de falla son del orden entre sí; es decir, se obtienen superficies de falla no uniformes, que son semejantes a los valores puntuales de las distribuciones infinitas, aunque asociados a probabilidades de falla sumamente pequeñas.

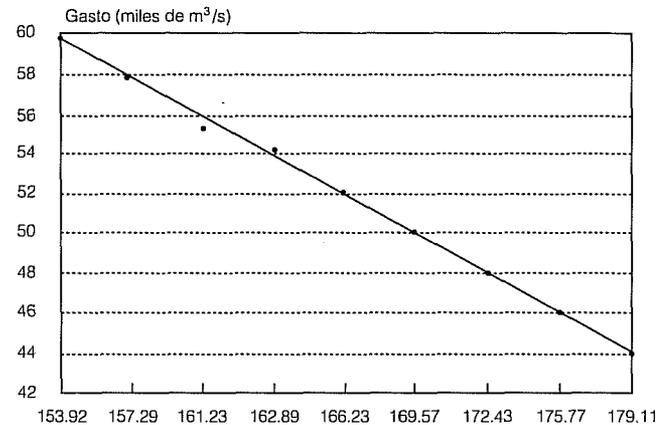
Considerando la corona a la elevación 180 se muestran los principales resultados en el cuadro 23, en el que se indican los valores de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y la superficie de falla para la función de comportamiento correspondiente al margen de seguridad.

La ilustración 8 muestra gráficamente los resultados asociados a esta distribución de probabilidad (L2LN), en particular indicando la superficie de falla que corresponde al margen de seguridad.

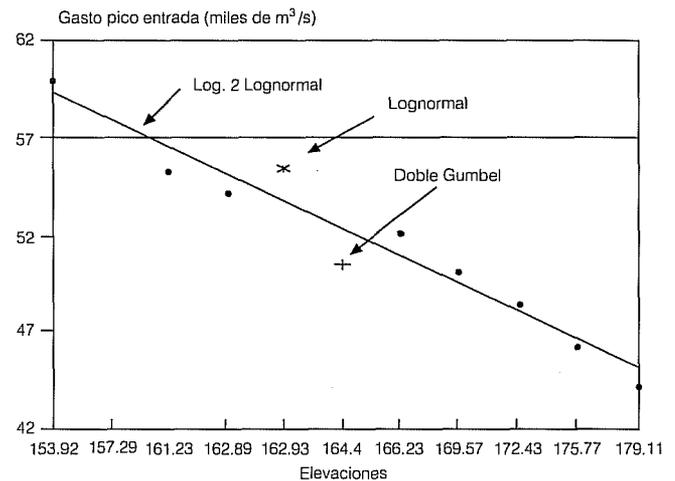
La ilustración 9 engloba gráficamente la superficie de falla de todas las distribuciones de probabilidad analizadas (infinitas y acotadas), considerando la elevación inicial media igual a 161.5, comparando los resultados de elevación contra gastos de falla.

Puede observarse –como ya se mencionó– que para la distribución L2LN se obtiene una superficie de falla, mientras que para las distribuciones infinitas se obtienen puntos de falla específicos.

8. Superficie de falla L2LN



9. Comparación de distribuciones



Aplicaciones de la metodología estudiada

Considerando que en El Infiernillo se ha sobreelevado la presa 4 m (de la elevación 180 a la 184), se han impuesto dos niveles máximos de operación (165 en avenidas y 169 en estiaje), y que se han tenido fuertes problemas por efectos de cavitación en los túneles, se incluye en el cuerpo del trabajo una aplicación del análisis de riesgo de falla que permite tomar en cuenta estos aspectos.

Análisis de riesgo por sobreelevación de la presa

Para efectuar este análisis, se parte de las mismas bases que en el caso anterior; es decir, se obtienen resultados de probabilidades de falla, índices de confiabilidad y superficie de falla, considerando la elevación

24. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable, para las distribuciones Lognormal, Lognormal-global, Doble Gumbel y L2Ln correspondiente a la elevación en la corona 180

Distribución	$P_f \times 10^{-5}$	β	Superficie de falla más probable	
			Nivel inicial de la presa	Gasto pico (m^3/s)
Lognormal	2.91	4.022	162.93	55,381
Doble Gumbel	3.54	3.976	164.40	50,529
Log2Lognormal	1.12	5.45	166.23	52,078
	1.14	5.51	162.89	54,179
	1.15	5.58	161.23	55,292
	1.18	5.65	157.29	57,820
	1.20	5.69	153.92	59,907

161.5 para el nivel Inicial medio histórico y modificando únicamente la elevación 180 a la 184.

El cuadro 24 muestra un resumen de los resultados obtenidos con las distribuciones Doble Gumbel, Lognormal y L2LN con la corona de la presa a la elevación 180, que permite comparar con los resultados obtenidos con la presa a la elevación 184.

El análisis de riesgo al considerar la corona de la presa a la elevación 184 (cuadro 25), y nivel medio histórico (161.5), arroja una probabilidad de falla para la distribución Doble Gumbel de 1.25×10^{-5} , índice de confiabilidad 4.72 y gasto 64 548 m^3/s ; el incremento en la seguridad es del orden de 28 veces respecto a las probabilidades de falla antes obtenido, el cual obviamente es muy significativo. En el caso de la distribución lognormal, la seguridad se incrementa por lo menos cinco veces y por lo menos seis en el caso de las distribuciones acotadas.

25. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para distribuciones infinitas y acotadas con elevación de la corona de la presa a la 184

Distribución	$P_f \times 10^{-5}$	β	Superficie de falla más probable	
			Nivel inicial de la presa	Gasto pico (m^3/s)
Lognormal	5.31×10^{-6}	4.41	162.73	72,165
Doble Gumbel	1.25×10^{-5}	4.72	164.42	64,548
Log2Lognormal	1.36×10^{-8}	5.70	179.03	60,324
	1.45×10^{-8}	5.85	176.23	62,084
	1.59×10^{-8}	5.99	173.39	64,039
	1.63×10^{-8}	6.08	170.06	66,018
	1.78×10^{-8}	6.11	166.73	68,008

Análisis de riesgo por la restricción de niveles iniciales en el embalse

Para conocer la variación de las probabilidades de falla e índices de confiabilidad en este caso, y con el objeto de contar con un análisis de sensibilidad ante los posibles niveles con los que se puede hacer operar El Infiernillo, al comparar con los niveles impuestos a la fecha, se modificó la elevación inicial promedio en el embalse adoptando tres niveles: 161.5, 165 y 169, que corresponden al medio histórico, al NAMO de avenidas y al estiaje; se conservó la misma desviación estándar de 4.76 m.

Estrictamente, en cuanto al procedimiento, el análisis de riesgo debe hacerse a partir de los valores medios de las variables analizadas con sus respectivas desviaciones estándar; sin embargo, en el análisis de sensibilidad se demostró que las modificaciones de la variación del nivel inicial no son muy significativas para los resultados finales obtenidos, por lo que al conservar la desviación estándar se obtiene una muy buena idea del comportamiento de la presa ante niveles iniciales variables.

Los principales resultados para la elevación de la corona a la 180 y 184 para la distribución Doble Gumbel y la función de comportamiento del margen de seguridad, se muestran en el cuadro 26.

De estos análisis, se puede observar lo siguiente:

- Con la corona de la presa a la 180, pasar del nivel 161.5 a la 165 significa un incremento de 1.6 veces en el riesgo, y a la 169 de 2.75 veces con valores de probabilidad de falla de alrededor de 10^{-4} para este último.

26. Resultados obtenidos de probabilidad de falla, índice de confiabilidad y superficie de falla más probable para la distribución Doble Gumbel, considerando niveles variables de la presa de la elevación 180 a la 184

Corona	Nivel inicial	$P_f \times 10^{-5}$	β	Superficie de falla más probable	
				Nivel inicial de la presa	Gasto pico (m^3/s)
180	161.5	3.54	3.976	164.40	50,529
	165.0	5.68	3.961	167.89	40,857
	169.0	9.73	3.728	171.88	46,314
184	161.5	1.25	4.715	164.42	64,548
	165.0	1.97	4.616	167.92	62,575
	169.0	3.33	4.505	171.95	60,307

- Para la corona a la 184, el incremento de probabilidad de falla es similar al anterior (en los distintos niveles); sin embargo, el valor de probabilidad de falla a la 169 es 3 veces menor que el histórico de referencia (1×10^{-6}).
- La elevación inicial en la presa a la 165 da para la corona a la 180 como resultados una probabilidad de falla 5.68×10^{-5} mientras que la presa a la 184 da como resultado 1.97×10^{-6} , el incremento es del orden de 28 veces; el índice de confiabilidad es 3.861 para la 180 y de 4.616 para la 184, mientras que la superficie de falla es prácticamente el mismo nivel inicial (del orden de 167.90), variando los gastos pico de $48,557 \text{ m}^3/\text{s}$ a $62,575 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual es mucho mayor que los asociados a periodos de retorno de 10,000 años.
- Con la elevación 169, la superficie de falla da como resultados la elevación 171.90 en promedio, y gastos de $46,314 \text{ m}^3/\text{s}$ y $60,307 \text{ m}^3/\text{s}$. Esta comparación permite concluir entonces que al pasar de la elevación de la presa de la 180 a la 184, las probabilidades de falla de El Infiernillo se reducen de 3.54×10^{-5} a 1.25×10^{-6} para la elevación 161.5 de 5.68×10^{-5} a 1.97×10^{-6} para la 165, y de 9.73×10^{-5} a 3.33×10^{-6} para la 169.

27. Curva Elevaciones-capacidades-decargas del Proyecto Hidroeléctrico El Infiernillo, considerando descarga en dos túneles vertedores

Elevaciones	Descargas (m^3/s)
155	69.8
157	374.4
159	838.4
161	1,440.2
163	2,174.0
165	3,022.9
167	3,998.5
169	5,145.5
171	6,344.1
173	7,564.8
175	9,164.0
177	10,638.4
179	10,639.6
181	10,720.0
183	10,720.0
185	10,720.0
187	10,720.0
189	10,720.0

28. Valores comparativos de probabilidades de falla, considerando el funcionamiento hidráulico de dos y tres túneles vertedores

Núm. de túneles	Nivel inicial	Nivel de la presa Probabilidad de falla (msnm)	
		180	184
3	161.5	3.54×10^{-5}	1.25×10^{-6}
	165.0	5.68×10^{-5}	1.97×10^{-6}
	169.0	9.73×10^{-5}	3.33×10^{-6}
2	161.5	2.85×10^{-4}	2.08×10^{-5}
	165.0	5.87×10^{-4}	4.29×10^{-5}
	169.0	13.40×10^{-4}	9.84×10^{-5}

En resumen, mientras que pasar la elevación de la corona de la 180 a la 184 reduce la probabilidad de falla 28 veces, bajar el nivel inicial de la 169 a la 161.5 sólo reduce dicha probabilidad de falla 3 veces.

Análisis de riesgo por daños en los túneles vertedores

- Al tener como antecedente el hecho de que durante la operación de la presa los túneles vertedores se han dañado por efectos de cavitación, en esta parte se muestra cuál sería el riesgo de falla que presenta El Infiernillo ante esta condición.
- Para lograr esto se adoptó la distribución Doble Gumbel con la que se trabajó anteriormente, siguiendo esencialmente el siguiente esquema:
- Se parte, para efectos comparativos, de ambas elevaciones de la corona (180 y 184).
- Se supone que, por el efecto de cavitación, uno de los túneles deja de funcionar, reduciendo la descarga analizada en el tránsito de avenidas en 1/3 de su capacidad, quedando la curva elevaciones-descarga como se señala en el cuadro 27.
- Se transitan las avenidas en el embalse y se determinan las funciones de comportamiento correspondientes a cada nivel de la corona.
- Se efectúa el análisis de riesgo, considerando la distribución Doble Gumbel, obteniendo los resultados asociados a los niveles iniciales 161.5, 165 y 169. Para este caso particular, y siguiendo la metodología planteada, se obtuvieron funciones de comportamiento con las siguientes características:

$$FU = 180 - (112.542 + 0.000365 Q_p + 0.317 H_o) \quad (7)$$

$$FU = 184 - (112.542 + 0.000365 Q_p + 0.317 H_o) \quad (8)$$

Los resultados se muestran en el cuadro 28, en el que también se señalan los valores de probabilidad de falla correspondiente al funcionamiento hidráulico con tres túneles vertedores.

De estos resultados se puede comentar lo siguiente:

- Para la presa con elevación de la corona a la 180 y el nivel medio histórico 161.5, se reduce la seguridad de la presa 8 veces, 10 veces para el nivel 165 y del orden de 14 veces para el nivel 169.
- El nivel de la corona a la 184 arroja una reducción de la seguridad de la presa de 17 veces a la elevación 161.5, 22 veces para la 165 y casi 30 veces para la 169.
- Sin duda, la presa presentará problemas si uno de los túneles falla y se presentan grandes avenidas, ya que la probabilidad de falla que se presenta es del orden de 1×10^{-4} .

Conclusiones

Las principales conclusiones respecto al análisis de riesgo de falla en cuanto a avenidas, presentado para el Proyecto Infiernillo, son las siguientes:

- La aplicación del criterio simplificado de riesgo de falla para estimar el riesgo de falla permite tener una idea general en cuanto a la estimación de los gastos pico de las avenidas, en función del tamaño de la cuenca de drenaje.
- Se aplicaron criterios de selección de las avenidas estudiadas, con base en los resultados encontrados con el tránsito de avenidas por el vaso, el cual involucra los parámetros de capacidad, descarga y regulación.
- Se seleccionó para la estimación del riesgo las avenidas sintéticas, las que se comparan y validan con respecto al procedimiento tradicional de ampliación y de Pegram.
- Se propuso un procedimiento que permite hacer la estimación del riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante la ocurrencia de avenidas.
- Se aplicaron criterios de selección de las avenidas estudiadas, con base en los resultados encontrados con el tránsito de avenidas por el vaso, el cual involucra los parámetros de capacidad, descarga y regulación.

Al hacer la aplicación de la estimación del riesgo, se encontró lo siguiente:

- Existe una gran semejanza en los resultados obtenidos para los tres tipos de funciones de comporta-

miento adoptados con distribuciones infinitas; es más, prácticamente puede decirse que son iguales y que es indistinto en este caso estimar el riesgo de falla con cualquiera de ellos.

- Los resultados de probabilidades de falla obtenidos con la distribución acotada seleccionada muestran que son menores que los encontrados con distribuciones infinitas, aunque los gastos pico sean más altos.
- Con dicha distribución acotada, se obtienen más bien superficies de falla asociadas con cada nivel inicial de análisis de la presa, aunque las probabilidades de falla encontradas son sumamente bajas.
- En todos los casos, queda demostrado que el haber sobre-elevado la cortina a la elevación 184 en la corona, incrementó por lo menos 28 veces la seguridad de la presa, y que bajar el nivel inicial de operación de la 169 a la 161.5 sólo la reduce 3 veces.
- La distribución Doble Gumbel arroja valores de probabilidad de falla (con corona a la 180); 3.54×10^{-5} para los valores medios históricos del nivel inicial 161.5, 5.68×10^{-5} para la elevación 165 y 9.73×10^{-5} para la elevación 169; el primero de estos valores es mayor que el valor de la probabilidad de falla aceptado de referencia (1×10^{-5}); sin embargo, con la corona a la 184, estos valores de probabilidad de falla se reducen a un orden de 2×10^{-6} en promedio.
- Las restricciones de operación actualmente impuestas, son sumamente severas y, sin duda, conllevan una fuerte pérdida de generación de energía.
- Las probabilidades de falla obtenidas indican que la presa reduce su seguridad del orden de 8 veces, al operar sólo dos de los túneles vertedores con la corona a la 180 y del orden de 17 veces para la corona a la 184, presentando probabilidades de falla del orden de 1×10^{-4} ; sin duda, la presa tendrá problemas si uno de los túneles falla y se presentan grandes avenidas.
- En lugar de operar el embalse con los dos niveles de agua máximo ordinarias 169 en estiaje y 165 (en época de avenidas), con la consecuente pérdida de generación de energía, es factible plantear una política de operación que permita alcanzar el NAMO a la elevación 169, lo que representaría a la CFE un importante incremento de la generación media anual.

Es opinión personal del autor que El Infiernillo se puede operar todo el año con un NAMO a la 169, sin que se tengan riesgos significativos por la falla de la presa. Sin embargo, en caso de falla de uno de los túneles vertedores, se tendrían problemas serios en la seguridad de la estructura. Puede concluirse que con

las hipótesis consideradas para este análisis, y utilizando las distribuciones de probabilidad señaladas en el estudio, con las condiciones en las que actualmente se encuentra la presa del Infiernillo, es segura ante avenidas y, que como se mencionó anteriormente, es posible aumentar el nivel de operación en la época de avenidas.

La conclusión del análisis efectuado, es que al tomar en cuenta las hipótesis consideradas para el mismo y la política de operación de compuertas supuesta, y utilizando las distribuciones de probabilidad señaladas, en las condiciones en las que actualmente se encuentra la presa de El Infiernillo ésta es segura ante avenidas, aunque lo deseable sería incrementar la seguridad de los vertedores. El costo que cause dicho incremento, debe compararse con el incremento de generación que seguramente se obtendrá al operar el vaso con niveles más altos.

Las recomendaciones para investigaciones futuras que se consideran importantes son las siguientes:

- Se hace hincapié en que el objetivo de este trabajo debe ubicarse dentro de un contexto de investigación aplicada, el cual requiere mucha retroalimentación de casos prácticos, la cual deberá hacerse en forma sistemática, no sólo en el caso de avenidas, sino también para cualquier fenómeno, pues se relacionan con la ingeniería de presas.
- Para las compuertas de vertedores y de fondo, se podría revisar la confiabilidad operacional al considerar que dichas compuertas –sobre todo las de fondo– en un futuro deben ser capaces de descargar grandes volúmenes de agua, incluyendo el azolve. Este tema resulta de gran interés, ya que se tendrá que resolver el problema de flujos con sedimentos a alta velocidad en estructuras de descarga terminales.
- Se requiere profundizar en esquemas más confiables para las nuevas compuertas al considerar elementos tales como reparación, ventilación, vibración, mecanismos de apertura y cierre, corrosión, y estabilidad dimensional. Debe considerarse el funcionamiento deficiente de las mismas, categorizando diversas causas: mantenimiento, deficiencia en el diseño, selección incorrecta del tipo de carga y falla en el suministro de energía.
- Para el caso de presas en cascada, deben establecerse las bases de un análisis de riesgo de falla conjunto del sistema.
- Sería interesante también conocer los resultados que se obtendrían al determinar políticas de operación de compuertas en las que se tome como base

un análisis de riesgo, y su comparación con otras políticas que se emplean en las presas de tierra y enrocamiento en México.

- Para las obras de desvío, y considerando los ejemplos citados del funcionamiento hidráulico de estas obras en los Proyectos Hidroeléctricos Aguamilpa y Zimapán, en los años 1990 y 1991, sería muy interesante establecer un análisis de riesgo que permita la toma de decisiones ante diversas condiciones de funcionamiento, considerando obviamente este tipo de análisis al caso de cierres definitivos de presas, particularmente en las de concreto, en las que dentro de un cierto rango es permisible aceptar que avenidas de una magnitud dada puedan pasar sobre la cortina.

Se pueden considerar también los siguientes aspectos:

- Establecer la evaluación de la seguridad en presas con técnicas como la de Monte Carlo, incluyendo un muestreo de importancia (Ibrahim, 1991).
- Ante la posible falla de una presa, es necesario definir los modelos matemáticos y la metodología apropiada para que se calculen y elaboren los mapas de la posible llanura de inundación, y establecer los planes para entrenar al personal necesario y al público en general en caso de emergencia.
- Estimar los riesgos de falla con otros tipos de distribuciones acotadas, como la beta. Indudablemente, sería conveniente plantear métodos prácticos para el ajuste de estas distribuciones y comparar los resultados que se obtengan.

Notas finales

Se mencionan algunas reflexiones que, en mi opinión, deben tomarse en cuenta en los años por venir, en lo que a la ingeniería de presas y los cálculos numéricos se refiere.

En los últimos tiempos, el desarrollo computacional y los métodos y técnicas numéricas en la ingeniería han sido muy grandes, lo cual ha permitido explicar el comportamiento peculiar de presas ante ciertas sollicitaciones y condiciones de carga; sin embargo, estas estructuras de hecho son un problema físico y no puramente matemático.

El cálculo o evaluación numérica más refinado permitirá, en el mejor de los casos, una gruesa aproximación a la realidad.

Tomando en cuenta este aspecto, es necesario meditar mucho antes de iniciar un análisis que involucre la seguridad de presas, y meditar mucho más aún

acerca de los resultados obtenidos antes de darlos por buenos.

Los criterios probabilísticos se han cuestionado seriamente en los últimos años, y no se pueden considerar aceptados generalmente por la profesión, en lo que a presas se refiere.

Es obvio que los diseños determinísticos usados tradicionalmente por los ingenieros para diseñar y operar grandes proyectos son ahora obsoletos; los intentos por introducir métodos probabilísticos, que han mostrado una gran utilidad en diversos campos de la Ingeniería, sin duda deben mostrarla también para la Ingeniería de presas.

Esto es absolutamente esencial, debido a que la complejidad y las incertidumbres en el diseño de presas hacen imposible tomar en cuenta todos y cada uno de los parámetros que intervienen en el mismo.

Sin embargo, el camino por recorrer es muy largo, lleno de dificultades y de retos sumamente interesantes para las personas dedicadas a esta actividad.

Indudablemente, se requiere mucha investigación aplicada en el aspecto teórico-práctico, como la que se presenta en este trabajo. Las presas deben instrumentarse para medir su comportamiento ante las diversas sollicitaciones, a fin de que se puedan retroalimentar los modelos teóricos generados durante dicha investigación.

Esto debe hacerse sistemáticamente, antes de que en forma generalizada los criterios probabilísticos sean utilizados por el ingeniero como una herramienta en el diseño habitual, en este campo en particular.

La principal tarea en cuanto a investigación se refiere, debe dirigirse a un mejor entendimiento, sensibilización y juicio de las incertidumbres de las variables que intervienen, y a una clara visualización de los resultados obtenidos durante el análisis, para poder hacer una correcta toma de decisiones que redunde en una aplicación práctica, provechosa para el ingeniero.

Por el momento, los criterios probabilísticos deben emplearse principalmente para validar y simplificar modelos que sean útiles al ingeniero que día a día se enfrenta al enorme, pero a la vez muy satisfactorio, reto de diseñar y construir una presa que permita modificar la naturaleza para beneficio de sus semejantes.

Recibido: 19/I/99
Aprobado: 12/V/99

Referencias

- Domínguez M. R. 1989. *Metodología de selección de una política de operación conjunta de una presa y su vertedor*, Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, México D.F. UNAM.
- Ibrahim Y., Rahman S. 1991. *Reliability analysis of uncertain using systems using importance sampling*, ICASP, núm. 6, México D.F.
- Lombardi -G., 1988. *Analyse frequentille des crues distributions bornees*, Commission Internationale Des Grandes Barrages, Seizième Congres des Grands Barrages San Francisco, EUA.
- Marengo M., H., 1994. *Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas*, Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería de la UNAM, México D.F.
- Marengo M., H., 1988. *Consideraciones acerca de la seguridad en presas de tierra y enrocamiento (con énfasis ante avenidas de diseño)*, Ingeniería Hidráulica en México Vol. XIII, núm. 1, pp 61-75.
- Pegram G.G.S., Deacon M.P. 1992. *Extreme flood hydrographs of chosen probability*, Department of Civil Engineering, University of Natal King George Avenue, Durban, South Africa.
- Tang W., 1984. *Probability concepts in engineering planning and design*. Vol. I, Basic Principles. Vol. 11, Decision, Risk, and Reliability. Wiley and Sons New York, EUA.

Abstract

Marengo Mogollon, Humberto. "Risk failure analysis due to overtopping of the hydroelectric projet Infiernillo". *Hydraulic Engineering in Mexico (in Spanish)*. Vol. XV, núm. 1, pages. 73-99, january-april, 2000.

In this article the process of evaluation to detail of the flood risk is shown in a dam of earth and rockfill in the phase of operation like it is The Infiernillo, Mich. (Mexico); however, the process and the applications made could use with certain adaptations in other dams in operation or in works of deviation that are in the process of design and construction, with the necessary adaptations.

Key words: flood risk, dam, rockfill, phase of operation, deviation, design, construction.

Dirección institucional de autores:

Humberto Marengo Mogollón

Comisión Federal de Electricidad
Río Mississippi 71, 11ª piso
Col. Cuauhtémoc
México, D.F. C.P. 06500
Teléfonos 55 22 55 769 y 52 29 40 00, ext. 8495
hmarengo@cfe.gob.mx