

1a. edición, Febrero 1996.

© SECRETARIA DE GOBERNACION

© CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES
AV. DELFIN MADRIGAL No 665, COL. PEDREGAL SANTO
DOMINGO, DELEGACION COYOACAN, C.P. 04360, MEXICO, D F
TELEFONOS: 606 98 37, 606 97 39, 606 99 82, FAX: 606 16 08

© Autores: María Teresa Vázquez Conde, Martín Jiménez
Espinosa, Ramón Domínguez Mora y Oscar Fuentes Mariles.

Impresión a cargo de: Lic. Ricardo Cícero Betancourt y Violeta
Ramos Radilla

Derechos reservados conforme a la ley
IMPRESO EN MEXICO. *PRINTED IN MEXICO*

Distribución Nacional e Internacional: Centro Nacional de
Prevención de Desastres

EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO ES
EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES

SECRETARIA DE GOBERNACION

Lic. Emilio Chuayffet Chemor

Secretario de Gobernación

Lic. Juan Ramiro Robledo Ruíz

Subsecretario de Protección Civil y de Prevención
y Readaptación Social

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

Dr. Roberto Meli

Director General

Ing. Shigeharu Morishita

Director del Equipo Asesor Japonés

Dr. Mario Ordaz

Coordinador de Investigación

M. en I. Roberto Quaas

Coordinador de Instrumentación

Lic. Ricardo Cícero Betancourt

Coordinador de Difusión

SISTEMA NACIONAL DE PROTECCION CIVIL
CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

AVENIDAS DE DISEÑO PARA PRESAS
DE GRAN CAPACIDAD

María Teresa Vázquez Conde
Martín Jiménez Espinosa
Ramón Domínguez Mora
Oscar Fuentes Marles

COORDINACION DE INVESTIGACION

CUADERNOS DE INVESTIGACION

P R E S E N T A C I O N

La Coordinación de Investigación del Centro Nacional de Prevención de Desastres realiza estudios sobre las características de los fenómenos naturales y de las actividades humanas que son fuentes potenciales de desastres, así como sobre las técnicas y medidas que conducen a la reducción de las consecuencias de dichos fenómenos.

Las actividades enfocan la problemática de los Riesgos Geológicos (Sismos y Volcanes), de los Riesgos Hidrometeorológicos (Inundaciones, Huracanes, Sequías, Erosión) y de los Riesgos Químicos (Incendios, Explosiones, Contaminación por Desechos Industriales).

Los resultados de los estudios se publican en Informes Técnicos que se distribuyen a las instituciones y los especialistas relacionados con cada tema específico.

En adición a dichos informes técnicos de carácter muy especializado, el CENAPRED ha emprendido la publicación de esta serie, llamada CUADERNOS DE INVESTIGACION, con el fin de dar a conocer a un público más amplio aquellos estudios que se consideran de interés más general o que contienen información que conviene quede publicada en una edición más formal que la de los Informes Técnicos.

Los Catálogos de Informes Técnicos y de Cuadernos de Investigación, así como las publicaciones específicas pueden obtenerse solicitándolos por escrito a la Coordinación de Investigación del CENAPRED, o pueden consultarse directamente en su Unidad de Información.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	7
CAPÍTULO 1	
IMPORTANCIA DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO	9
1.1 CAPACIDAD DE REGULACIÓN EN PRESAS	10
CAPÍTULO 2	
MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO	13
2.1 MÉTODO TRADICIONAL O DE MAYORACIÓN	13
2.2 MÉTODO SUDAFRICANO	14
2.3 MÉTODO ESTADÍSTICO CONSIDERANDO VOLÚMENES	20
2.4 MÉTODO DE LAS CORRELACIONES	24
CAPÍTULO 3	
EJEMPLOS DE APLICACIÓN	29
3.1 MÉTODO TRADICIONAL	29
3.2 MÉTODO ESTADÍSTICO CONSIDERANDO VOLÚMENES	30
3.3 APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LAS CORRELACIONES	39
CAPÍTULO 4	
ANÁLISIS DE RESULTADOS PRODUCTO DE LA APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS PARA DETERMINAR AVENIDAS DE DISEÑO	43
4.1 AVENIDAS HISTÓRICAS MÁS DESFAVORABLES	43
4.2 TRÁNSITO DE AVENIDAS OBTENIDAS CON DISTINTOS MÉTODOS	44

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES 49

REFERENCIAS 51

INTRODUCCIÓN

En la República Mexicana se presentan año con año precipitaciones en casi toda su extensión territorial. Las lluvias se transforman en escurrimientos que pueden generar inundaciones. Cuando éstas son fuertes se presentan daños, en cultivos, áreas urbanas e infraestructura de comunicaciones, entre otras. En ocasiones también provocan pérdidas de vidas humanas.

La lluvia permite el riego de cultivos y en general, su aprovechamiento para beneficio del hombre. Algunas obras hidráulicas se construyen para abastecer agua potable, drenar aguas residuales, almacenar agua para riego, generar energía eléctrica y controlar inundaciones.

Para que una presa tenga un funcionamiento adecuado, es necesario que todas las partes que la conforman estén bien diseñadas; no es la excepción el vertedor de excedencias. Esta obra sirve para extraer el volumen de agua sobrante del embalse de la presa. Si el vertedor de excedencias no tiene la capacidad suficiente para descargar los gastos grandes o se encuentra en malas condiciones, puede originarse el desbordamiento del agua por la cortina de la presa y con ello, su falla total. Esto último causaría un desastre de enorme magnitud por el gran volumen de agua que saldría del embalse, ya que la descarga sería súbita y el flujo de agua tendría una fuerza capaz de arrastrar árboles, puentes y grandes obstáculos a su paso; además, inundaría grandes extensiones de terreno en las que podrían existir poblados, inclusive ciudades.

Para determinar las dimensiones y características del vertedor de excedencias es necesario obtener la avenida asociada a un cierto período de retorno a la cual se le denomina avenida de diseño.

La mayoría de los métodos para calcular la avenida de diseño sólo consideran el gasto más grande de la avenida máxima histórica; sin embargo, cuando se estudia el funcionamiento del vertedor de una presa con suficiente capacidad de regulación, se requiere del hidrograma de la avenida de diseño; esto es, aparte del gasto máximo, se debe disponer de su volumen y

forma.

En este cuaderno de investigación se presentan varios métodos para el cálculo de la avenida de diseño de vertedores que contribuyen al diseño más confiable de las obras hidráulicas ya que disminuye considerablemente la probabilidad que ocurra un desastre con pérdidas de vidas humanas y valores materiales.

CAPÍTULO 1

IMPORTANCIA DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO

La avenida de diseño es fundamental para determinar las dimensiones de la obra de excedencias.

Por medio del tránsito de la avenida por el vaso de una presa se revisa que el diseño de la obra de excedencias sea seguro. De otro modo, si una gran avenida se presenta, puede producir el ascenso del nivel de agua en el vaso; de tal suerte que, si supera al de la cortina, ocurriría la falla de la presa y con ello un desastre.

Las avenidas de diseño también permiten plantear la política de operación de las compuertas de los vertedores de excedencia.

El cálculo de la avenida de diseño se puede llevar a cabo con métodos empíricos, estadísticos o bien por medio del hidrograma unitario. Este último permite predecir también la

forma del hidrograma de la avenida de diseño a partir de datos de lluvia. En los métodos estadísticos, no se obtiene el volumen, ni la duración y tampoco la forma de la avenida de diseño.

Estas características junto con el gasto máximo o de pico, influyen de manera sustancial en el diseño del vertedor de excedencias o en la regulación de la descarga.

Esta última desempeña un papel muy importante en los estudios de presas puesto que no es lo mismo tener una avenida con un gran pico y poco volumen (avenida 2 en la figura 1.1) a tener

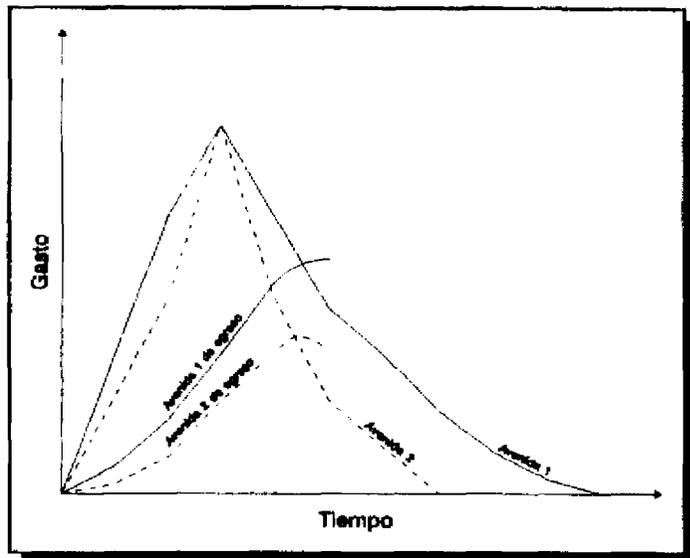


Figura 1.1 Avenida con un mismo gasto pico pero con diferente volumen

otra con el mismo pico pero con mayor volumen (avenida 1 en la figura 1.1).

En este trabajo se proponen varios métodos que constituyen una opción atractiva para el cálculo de la avenida asociada a un período de retorno, ya que proporcionan además del gasto pico, el volumen de escurrimiento directo y la forma de su hidrograma.

1.1 CAPACIDAD DE REGULACIÓN EN PRESAS

Un criterio sencillo para clasificar a la presa según su capacidad de regulación consiste en la comparación de los volúmenes de presas construidas con respecto a los de las avenidas históricas. En caso que la presa regule la avenida que entra a su vaso, el gasto máximo que salga será menor al de entrada y dependerá del volumen de la avenida. En cambio, si la presa no tiene capacidad de regulación, los gastos máximos de entrada y salida son casi iguales.

En la figura 1.1 se observan dos avenidas con el mismo gasto máximo; sin embargo, al transitar la avenida por un vaso con suficiente capacidad de regulación, la de mayor volumen da como resultado un mayor gasto de descarga. Si el diseñador no se percató de esta situación, es posible que realice un diseño equivocado.

En la tabla 1.1 (SRH, 1969) se muestran los valores del volumen disponible para regulación de avenidas en el vaso de algunas presas ubicadas en los ríos Grijalva, Balsas y Santiago; así mismo, aparece el volumen de la avenida máxima histórica que ingresó a cada presa. Con estos datos se da una idea sobre la capacidad de la presa para regular avenidas en el vaso la cual puede ser nula, escasa o grande.

En la última columna de la tabla 1.1 se encuentra el cociente (R) del volumen de la avenida entre el volumen de regulación. Dicho cociente es una medida de regulación. Por ejemplo, en el caso de la presa La Villita, el volumen de la avenida máxima histórica (ocurrida en 1967) es de 6881 millones de m³ y la presa tiene un volumen de regulación de 200 millones de m³, entonces el cociente resulta ser 34.41; si se compara con la presa Infiernillo, la cual se

encuentra aguas arriba de la misma sobre el río Balsas, se observa que el cociente es 2.75 (aproximadamente 13 veces menor). Esto quiere decir que en el caso de la presa Villita, el vaso no pudo moderar la avenida que ingresó, puesto que el volumen de ésta resultó ser mucho mayor que el que puede regular la presa; en cambio, en la presa Infiernillo la avenida pudo ser regulada.

Tabla 1.1 Volúmenes de algunas presas del Grijalva y Balsas

PRESA	RÍO	ALTURA (m)	AVENIDA MÁXIMA HISTÓRICA		VOLUMEN DE REGULACIÓN (10 ⁶ m ³)	COCIENTE (R)
			AÑO	VOLUMEN (10 ⁶ m ³)		
Chicoasén	Grijalva	251	1963	1560	144	10.83
Malpaso	Grijalva	138	1963	2613	1700	1.54
Angostura	Grijalva	147	1973	2439	4000	0.61
Infiernillo	Balsas	149	1967	6881	2500	2.75
Villita	Balsas	60	1967	6881	200	34.41
Aguamilpa	Santiago	187	1967	3774	1410	2.68

Así, de acuerdo con la tabla 1.1, se plantea un juicio preliminar para estimar la regulación de una presa.

Tabla 1.2 Estimación de la capacidad de regulación de una presa

Cociente de capacidad, R	Capacidad de regulación	Comentarios
$R < 3$	gran capacidad	La avenida de diseño debe definirse considerando, además del pico, el volumen y la forma
$3 < R < 10$	capacidad indefinida	Con el fin de definir si la presa es de poca o gran capacidad, se aconseja aplicar el método de mayoración para tener una estimación sencilla de la avenida de diseño, posteriormente transitarla por el vaso y comparar el gasto máximo de la avenida de diseño con el gasto máximo de descarga
$R > 10$	poca capacidad	Significa que la presa no es reguladora de avenidas

Cuando existe una marcada diferencia entre el gasto máximo de la avenida de diseño y el gasto máximo de descarga, es conveniente ahondar más en el conocimiento de la forma y

el volumen de la avenida de diseño. Se podrán utilizar métodos como los que aquí se proponen para estudiar el comportamiento de presas con gran capacidad de regulación.

CAPÍTULO 2

MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

Se presentan algunos métodos novedosos que se consideran de mayor relevancia para la República Mexicana. También se describe el método de uso más común con la finalidad de contrastarlo con los otros métodos y señalar sus limitaciones.

2.1 MÉTODO TRADICIONAL O DE MAYORACIÓN

El método tradicional o de mayoración de avenidas es uno de los más utilizados en México. La avenida de diseño se calcula mediante la mayoración del hidrograma de la máxima avenida histórica ocurrida en la zona de interés. La mayoración se logra a través de un factor F que es igual al cociente del gasto medio máximo Q_T para el período de retorno con el cual se quiere diseñar, entre el gasto pico Q_p de la máxima avenida histórica, esto es:

$$F = \frac{Q_T}{Q_p} \quad (2.1)$$

Para obtener el hidrograma de la avenida de diseño Q_D (figura 2.1), se multiplica cada ordenada de gasto Q_i del hidrograma de la avenida histórica por el factor F , es decir

$$Q_{D_i} = F Q_i \quad (2.2)$$

Este método utiliza únicamente el análisis estadístico de los gastos máximos anuales; en cambio, el volumen y la forma los considera representados en una sola avenida histórica. Ésta no necesariamente corresponde a la forma de otras avenidas máximas anuales para el sitio estudiado.

Si el vaso de la presa fuera de poca capacidad, no es relevante el volumen de la avenida, pues el vaso regula poco; en cambio, si la presa tiene gran capacidad, es de vital

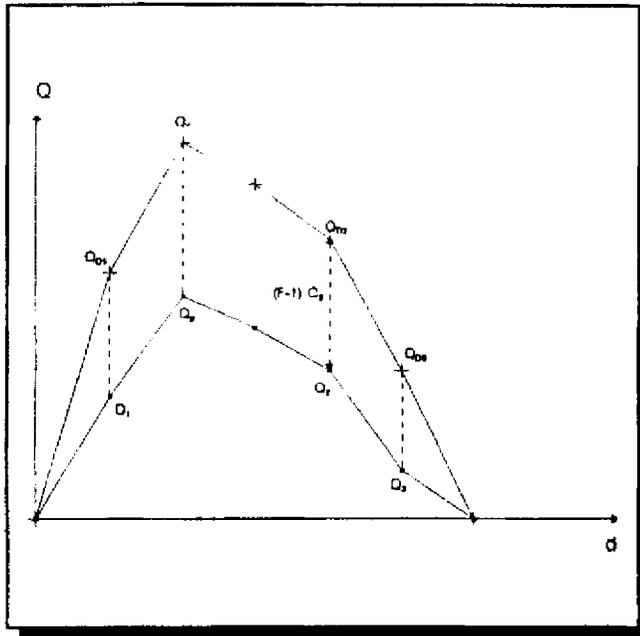


Figura 2.1 Amplificación de la avenida histórica

importancia elegir adecuadamente, no solamente el gasto máximo, sino el volumen y la forma de la avenida. Con base en esta información se diseña el vertedor de excedencias y, en caso de tener compuertas, se establece correctamente su política de operación.

2.2 MÉTODO SUDAFRICANO

El método sudafricano (Peagram S. y Deacon P., 1992) se

basa en un modelo matemático que produce familias de hidrogramas con gasto pico y volumen variable, para períodos de retorno constantes. Utiliza para describir la relación entre ambas características de la avenida (Hiemstra y Francis, 1979), la distribución lognormal bivariada .

Se requiere de series de gastos máximos y volúmenes de escurrimiento de las avenidas máximas anuales. Dichos datos se recopilan en varias estaciones (con un mínimo de 10 años de registro) en un área mayor de 10 km².

Para el cálculo de los volúmenes, se considera el área bajo el hidrograma que tenga como fronteras, el gasto pico, la curva de llenado Q_n y la curva de vaciado Q_v , en ambas curvas los gastos deben ser superiores al 10 % del gasto pico (figura 2.2).

Una vez obtenida la muestra de gastos y volúmenes máximos anuales, se ajustan funciones marginales con distribución lognormal. Adicionalmente, se calcula la probabilidad conjunta de ambas variables normalizadas y estandarizadas, así como el coeficiente de correlación (r).

Conocida la distribución de probabilidad conjunta de las variables (volumen x , gasto

de pico y) normalizadas y estandarizadas, se obtienen las funciones de distribución condicionadas $G(x/y)$ de que el volumen exceda un determinado valor para gastos pico de 0.6, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 y valores dados de coeficientes de correlación (0.70, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90, 0.95). Un ejemplo se muestra en la figura 2.3.

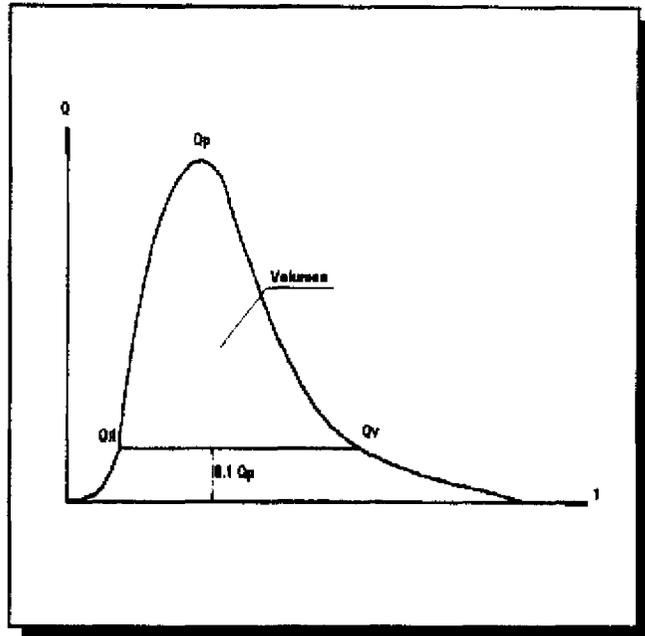


Figura 2.2 Criterio para el cálculo de volúmenes de escurrimiento de avenidas máximas

Estos resultados pueden presentarse relacionando el valor del gasto pico estandarizado con el del

volumen estandarizado para probabilidades condicionadas $G(x/y)$ del 25%, el 50% y el 75%, como se muestra en la figura 2.4. Para construir esta figura se marcan los percentiles 75%, 50% y 25% de la figura 2.3, se proyectan a las curvas de gasto pico y se prolongan sobre el eje x para obtener su respectivo valor de volumen estandarizado.

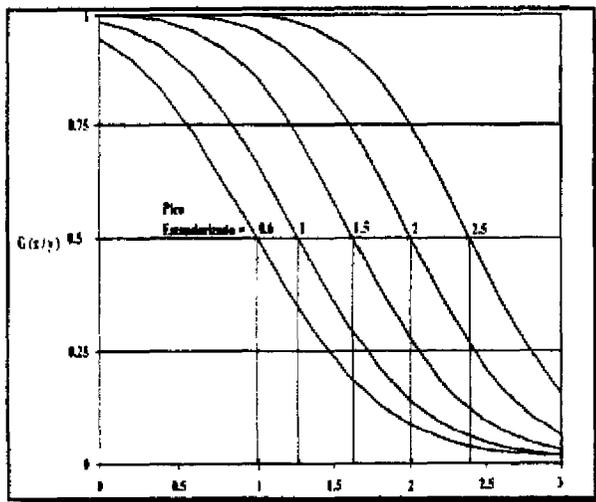


Figura 2.3 Distribución condicional acumulativa ($r=0.85$)

De esta manera, las parejas x, y para cada percentil se ubican en un plano coordenado para formar curvas con diferentes valores de percentiles como las que aparecen en la figura 2.4. Los valores se suavizan con curvas de la forma de una hipérbola rectangular. Con estos datos se construyó la tabla 2.1.

Dado que la probabilidad $P(x, y)$ de que los gastos pico y los volúmenes

excedan determinado valor puede obtenerse mediante la ecuación

$$P(x,y) = G(x/y) P(y) \quad (2.3)$$

donde $P(y)$ es la probabilidad no condicionada de que el gasto pico Y exceda un valor dado y .

Entonces, para un determinado valor de $P(x,y)$; por ejemplo $P(x,y)=1/1000$ (que corresponde a un período de retorno de 1000 años), si $G(x/y)=0.75$, $P(y)$ debe ser $1/750$, si $G(x/y)=0.5$, $P(y)=1/500$ y si $G(x/y)=0.25$, $P(y)=1/250$.

Así, para el período de retorno de 1000 años y considerando la distribución normal estándar, si $P(y)=1/750$, $y=3.004$ y su correspondiente valor del volumen x , se obtiene de la figura 2.4, para el percentil 75% (en este caso, para $r=0.85$), $x=2.401$; de la misma forma, si $P(y)=1/500$, $y=2.878$ y $x=2.692$; finalmente, si $P(y)=1/250$, $y=2.652$ y $x=2.947$.

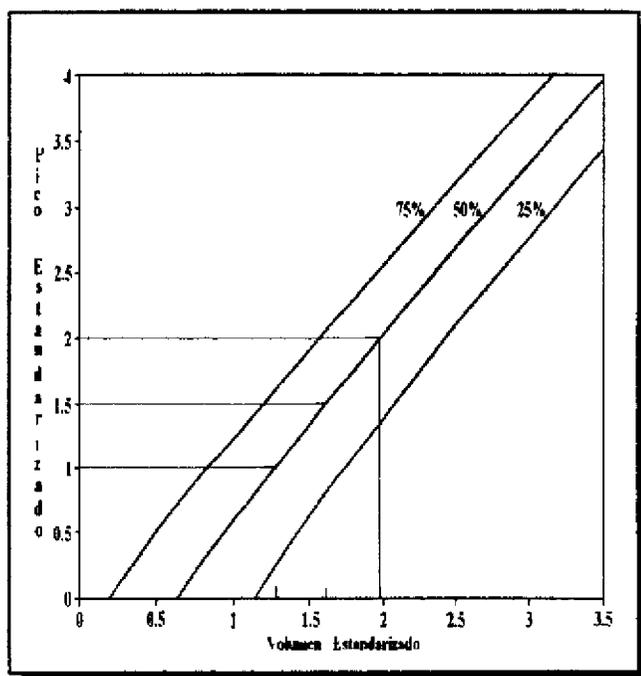


Figura 2.4 Trayectoria del percentil de excedencia condicional, $r=0.85$

El procedimiento descrito, utilizando otros períodos de retorno y otros valores del coeficiente de correlación permite obtener la tabla 2.1.

Los autores de este método muestran un ejemplo de aplicación con datos de una estación hidrométrica conocida donde evaluaron la avenida para un período de retorno de 50 años. Los datos fueron la media, la desviación estándar y el coeficiente de correlación del pico y el volumen

lognormales.

Con el coeficiente de correlación se tomaron de la tabla 2.1 los valores estandarizados

Tabla 2.1 Valores estandarizados de gastos y volúmenes de avenidas

Intervalo de recurrencia (años)	Prob. condicional Volumen de exce_ dencia	Pico estanda_ rizado	Volumen estandarizado					
			r=0.70	r=0.75	r=0.80	r=0.85	r=0.90	r=0.95
10000	100	3.717
	75	3.646	2.315	2.54	2.766	2.943	3.124	3.321
	50	3.54	2.707	2.902	3.079	3.236	3.358	3.404
	25	3.353	3.078	3.209	3.345	3.498	3.562	3.63
5000	100	3.54
	75	3.463	2.174	2.393	2.614	2.787	2.964	3.158
	50	3.353	2.568	2.757	2.928	3.081	3.199	3.307
	25	3.156	2.938	3.063	3.194	3.341	3.4	3.463
2000	100	3.29
	75	3.208	1.981	2.191	2.405	2.571	2.743	2.933
	50	3.09	2.376	2.556	2.719	2.864	2.976	3.078
	25	2.878	2.745	2.861	2.983	3.122	3.175	3.23
1000	100	3.09
	75	3.004	1.83	2.033	2.24	2.401	2.568	2.754
	50	2.878	2.225	2.396	2.553	2.692	2.799	2.896
	25	2.652	2.591	2.7	2.816	2.947	2.995	3.043
500	100	2.878
	75	2.783	1.669	1.863	2.063	2.218	2.381	2.591
	50	2.652	2.067	2.23	2.379	2.51	2.612	2.702
	25	2.409	2.431	2.531	2.639	2.762	2.804	2.843
200	100	2.576
	75	2.475	1.451	1.632	1.822	1.967	2.122	2.295
	50	2.326	1.846	1.995	2.132	2.253	2.345	2.427
	25	2.054	2.204	2.292	2.387	2.497	2.529	2.557
100	100	2.326
	75	2.216	1.23	1.443	1.623	1.76	1.908	2.075
	50	2.054	1.668	1.805	1.931	2.042	2.127	2.201
	25	1.751	2.019	2.095	2.178	2.277	2.301	2.317
50	100	2.054
	75	1.932	1.085	1.241	1.409	1.536	1.676	1.835
	50	1.751	1.477	1.6	1.713	1.813	1.885	1.952
	25	1.405	1.818	1.88	1.949	2.033	2.046	2.05

del pico y el volumen para una $G(x/y)$ del 75%, 50% y 25%. Dichos valores se desestandarizaron por medio de la ecuación siguiente

$$x = \exp(z\sigma + \mu) \quad (2.4)$$

Los resultados obtenidos corresponden al gasto pico y al volumen de las tres avenidas, que se muestran en la figura 2.5. La forma del hidrograma se asimiló a la forma de la función de densidad Pearson III (Hiemstra y Francis, 1979). En la misma figura aparece el hidrograma de la avenida máxima ocurrida en esa estación a la cual se le estimó un período de retorno de 46 años.

Por otro lado, para conocer la avenida de diseño se considera un coeficiente de correlación cercano a la unidad.

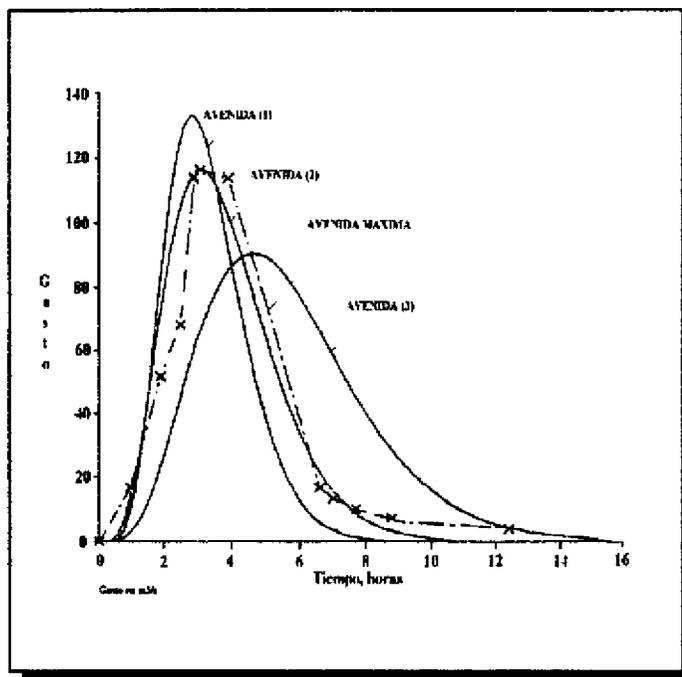


Figura 2.5 Avenidas con 50 años de período de retorno

Mediante un procedimiento similar al cálculo de avenidas con 50 años de período de retorno, se obtiene el hidrograma de la avenida de diseño que se muestra en la figura 2.6.

Sin embargo, en el método no se definen algunos aspectos. Se propone que la forma de la avenida sea similar al de una distribución Pearson III, pero no se relaciona con la duración total observada en

las avenidas históricas. No se aclara porqué para el cálculo de la avenida de diseño, se requiere considerar un coeficiente de correlación cercano a 1. No se toma en cuenta a los tres percentiles que aparecen en la figura 2.4. Tampoco se indica cual de las tres avenidas resultantes debe utilizarse; todo lo anterior limita su aplicación práctica.

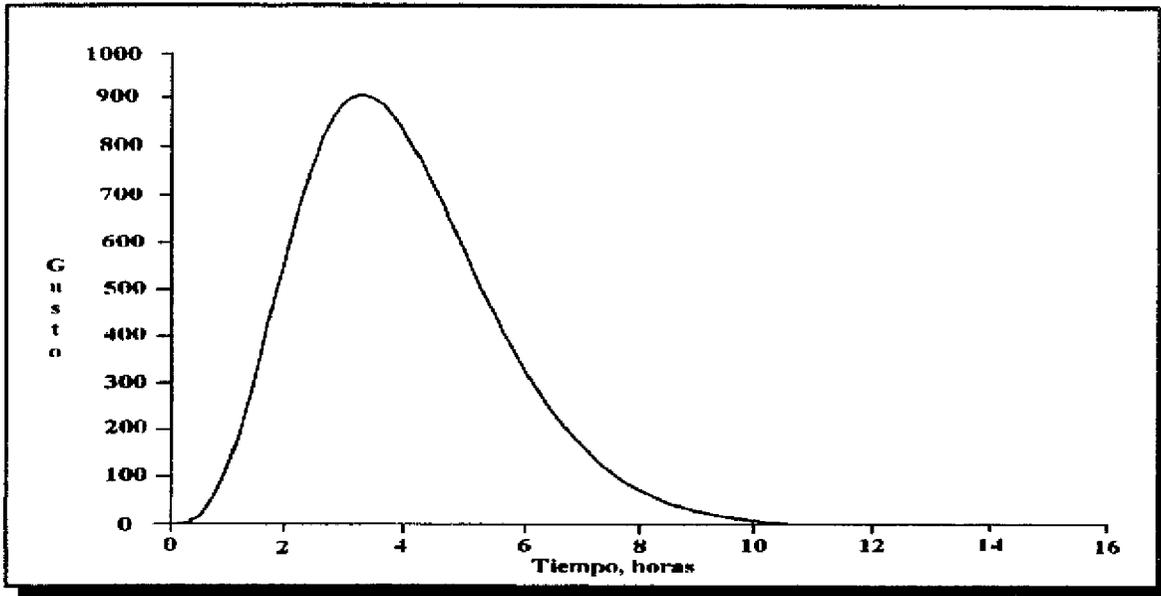


Figura 2.6 Avenida de diseño

2.3 MÉTODO ESTADÍSTICO CONSIDERANDO VOLÚMENES

Este método se basa en un análisis estadístico del registro histórico de los volúmenes máximos (convertidos a gastos medios) de entrada al sitio de interés y también de la forma del hidrograma (Vázquez, 1995).

El método se divide en dos etapas: la generación de la avenida máxima con un período de retorno definido, y el tránsito de dicha avenida por el vaso. La primera etapa consta de tres actividades básicas

- procedimiento de síntesis
- extrapolación estadística
- procedimiento de desagregación

2.3.1 Procedimiento de síntesis

Por medio de un procedimiento similar al del análisis estadístico de los gastos máximos, se propone en primera instancia definir las avenidas máximas anuales.

Para tomar en cuenta la forma de la avenida máxima correspondiente a un año j cualquiera, se realizan los pasos siguientes:

1. Definida una duración d , (p. ej. 1 día, 1 hora ó 6 horas), la avenida máxima del año j puede caracterizarse con las parejas de valores de tiempo y el gasto promedio máximo asociado a dicha duración.
2. Se definen duraciones de $1d, 2d, 3d, \dots, md$, con d tan pequeña y m tan grande como se requiera, según el tamaño del vaso de la presa (para una presa grande $d=1$ día y m está entre 5 y 20).
3. Para cada duración se calcula el gasto medio máximo anual. Los valores medios diarios se designan como Q_{kj} , para $k=1, 2, 3, \dots, 365$ ó 366 días y para el año j .

Para encontrar el gasto medio máximo anual de la duración $d=i=1$ día, del registro se escoge el máximo

$$G_{1,j} = \max \{ Q_{kj} \} \quad (2.5)$$

para dos días consecutivos, se busca en todo el registro de cada año j el gasto medio máximo anual que resulte de la combinación de dos días adyacentes ($i=2$), siendo la ecuación a utilizar con $k=1, 2, \dots, 364$ si el año es de 365 días

$$G_{2,j} = \frac{1}{2} \max \{Q_{k,j} + Q_{k+1,j}\} \quad (2.6)$$

Para el gasto medio máximo anual de la duración $i=md$, se busca en todo el registro de ese año el gasto medio en un período igual a md ; la ecuación para cualquier duración md es

$$G_{m,j} = \frac{1}{i} \max \{Q_{k,j} + Q_{k+1,j} + \dots + Q_{m,j}\} \quad (2.7)$$

con $k=1, 2, \dots, 365 - m$.

4. La secuencia de valores $G_{1,j}; G_{2,j}; \dots; G_{m,j}$, sintetizan la forma de la avenida máxima del año j .

La repetición de los pasos 2 a 4 determina la forma de las avenidas máximas de otros años hasta llegar al año n . La tabla 2.2 incluye a estos resultados.

Tabla 2.2 Gastos medios máximos anuales (Procedimiento de síntesis)

Año	Duración (en unidades de tiempo)					
	1	2	3	...	m-1	m
1	$G_{1,1}$	$G_{2,1}$	$G_{3,1}$...	$G_{m-1,1}$	$G_{m,1}$
2
3
.
.
$n - 1$	$G_{1,n-1}$	$G_{2,n-1}$	$G_{3,n-1}$...	$G_{m-1,n-1}$	$G_{m,n-1}$
n	$G_{1,n}$	$G_{2,n}$	$G_{3,n}$...	$G_{m-1,n}$	$G_{m,n}$

2.3.2 Extrapolación estadística de las avenidas máximas

Los conjuntos de valores $G_{m,1}; G_{m,2}; \dots, G_{m,n}$ obtenidos para una duración fija (tabla

2.2), se emplean para ajustar funciones de distribución de probabilidad.

Es recomendable probar con varios tipos de estas funciones y escoger aquella que representa el mejor ajuste.

Una vez definida la función de distribución correspondiente, se obtiene el valor $Q_m(T)$ del gasto medio máximo asociado a un período de retorno T (tabla 2.3).

Tabla 2.3 Gastos medios máximos (Extrapolación estadística)

	Duración (en unidades de tiempo)				
T	1	2	...	m-1	m
2	$Q_1(2)$	$Q_2(2)$		$Q_{m-1}(2)$	$Q_m(2)$
.
R	$Q_1(R)$	$Q_2(R)$...	$Q_{m-1}(R)$	$Q_m(R)$
.
1000	$Q_1(1000)$	$Q_2(1000)$...	$Q_{m-1}(1000)$	$Q_m(1000)$

2.3.3 Procedimiento de desagregación

El procedimiento de desagregación comienza con establecer una secuencia en que se cumpla el requisito de que el valor máximo sea igual a $Q_1(T)$; el máximo promedio de dos valores sucesivos $Q_L(T)$, $Q_{L+1}(T)$ sea igual a $Q_2(T)$; el máximo promedio de m valores sucesivos $Q_L(T)$, $Q_{L+1}(T)$, ..., $Q_{L+m-1}(T)$ sea igual a $Q_m(T)$. El proceso de cálculo se apoya en la tabla 2.4.

La tabla 2.4 se forma de este modo:

- 1) En la primera columna se anotan las duraciones consideradas.
- 2) En la segunda columna aparecen los valores de gasto medio para el período de retorno T que interese para cada duración considerada (se toman de la tabla 2.3)
- 3) En la tercera columna se presentan los gastos (para la duración d), que se obtienen de las ecuaciones

Tabla 2.4 Ordenamiento de la secuencia no sintética

Duración d	$Q_d(T)$	$q_k = q_d$
1	$Q_1(T)$	$q_1 = Q_1(T)$
2	$Q_2(T)$	$q_2 = 2 Q_2(T) - Q_1(T)$
3	$Q_3(T)$	$q_3 = 3 Q_3(T) - 2 Q_2(T)$
:	:	:
m-1	$Q_{m-1}(T)$	$q_{m-1} = (m-1) Q_{m-1}(T) - (m-2) Q_{m-2}(T)$
m	$Q_m(T)$	$q_m = m Q_{m-1}(T) - (m-1) Q_{m-1}(T)$

$$q_1 = Q_1(T) \quad \text{para } k = 1 \quad (2.8)$$

$$q_k = k Q_k(T) - (k - 1) Q_{k-1}(T) \quad \text{para } 1 < k \leq m \quad (2.9)$$

donde

q_k es el gasto en el tiempo k

$Q_k(T)$ es el gasto medio máximo para una duración igual a k

Finalmente, los gastos q_k calculados de las ecuaciones 2.8 y 2.9 se pueden arreglar para dar la forma de la avenida de diseño, de acuerdo a dos criterios según se desee elegir, ya sea por el procedimiento de la avenida histórica o bien por el procedimiento sistemático.

a) Procedimiento de la avenida histórica

La forma de avenida para un determinado periodo de retorno se obtiene al arreglar los gastos q_k de acuerdo a la presentación de los gastos (medios en la duración d) de la avenida histórica que, por su volumen y gasto, se considere más importante.

En el ejemplo 3.2 del capítulo 3 se muestra la aplicación de este procedimiento a un caso real.

b) Procedimiento sistemático

Para obtener el arreglo de gastos q_k que defina la forma del hidrograma se siguen estos pasos:

- 1) Los gastos (medios para la duración d) de cada avenida máxima registrada se ordenan del valor mayor al menor.
- 2) Se les asigna un número de acuerdo con el lugar en que aparecen en el acomodo del inciso anterior.
- 3) Se seleccionan 3 ó 4 valores alrededor del gasto pico para cada período de retorno (de 4 a 8 opciones de combinación), de la tabla 2.4. Las opciones de combinaciones para generar el hidrograma sintético son $2^{(n-1)}$, donde n es el número de valores que se consideren alrededor del pico.
- 4) El ordenamiento asignado a los gastos de las avenidas máximas anuales registradas (paso 1) deben ser semejantes con una de las opciones del paso 2, por lo que contando las avenidas históricas cuyo acomodo corresponde con cada opción, es posible asignar una frecuencia absoluta y una relativa a cada una de las opciones posibles.
- 5) Con los gastos correspondientes a la tabla 2.3, se construye una avenida para cada opción de ordenamiento. Posteriormente, se transita cada una de ellas por el vaso de una presa de interés para obtener el gasto máximo de descarga.
- 6) El gasto de diseño del vertedor se obtiene mediante la expresión

$$Q_d = \sum_{k=1}^x Q_{s_{máx}} f(k) \quad (2.10)$$

donde

- Q_d es igual al gasto máximo de descarga o de diseño del vertedor.
- $Q_{s_{máx}}$ es igual al gasto máximo de descarga para la opción de ordenamiento k .
- $f(k)$ es la frecuencia relativa de la opción de ordenamiento k .
- x es el número total de opciones de ordenamiento

2.4 MÉTODO DE LAS CORRELACIONES

En este método (Sánchez et al 1995), las avenidas se caracterizan por el gasto pico Q_p , su volumen V_E , la forma y el gasto base Q_B (figura 2.7). El método considera el tiempo en que ocurre el gasto pico, llamado tiempo pico T_p y el tiempo que dura el escurrimiento directo de la avenida, tiempo base T_B . El volumen V_E se refiere al del escurrimiento directo.

El método se basa en las siguientes hipótesis:

- Existe una relación entre el gasto pico y el volumen de la avenida, la cual se supone es lineal, de la forma

$$V_s = A_{Q/V} + C_{Q/V} Q_t + \epsilon$$

siendo ϵ el error debido a la regresión, que puede tomarse en cuenta para establecer los límites de confianza de la regresión lineal por medio de la ecuación

$$\epsilon = \pm \tau(p) \sqrt{SE_y^2 + S_{cx}^2 (x_j - \bar{X})^2}$$

donde

$$SE_y^2 = \frac{Sy^2 (1 - r^2)}{N (N - 2)}$$

$$S_{cx}^2 = \frac{Sy^2 (1 - r^2)}{(N - 2) Sx^2}$$

$$r^2 = \frac{(Sxy)^2}{Sx^2 Sy^2}$$

$$Sx^2 = \sum_1^N (x_i - \bar{X})^2 = \sum_1^N x_i^2 - N \bar{X}^2$$

$$Sy^2 = \sum_1^N (y_i - \bar{Y})^2 = \sum_1^N y_i^2 - N \bar{Y}^2$$

$$Sxy = \sum_1^N (x_i - \bar{X}) (y_i - \bar{Y}) = \sum_1^N x_i y_i - N \bar{X} \bar{Y}$$

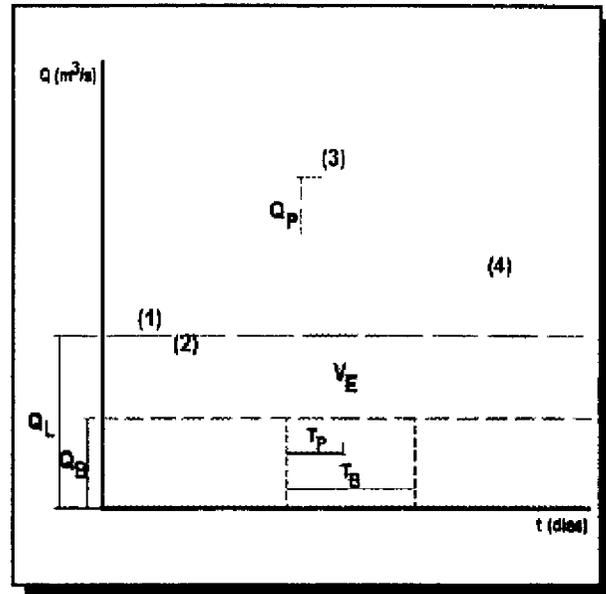


Figura 2.7 Características de las avenidas

N , es el número de datos utilizados en la regresión

$\tau(p)$, variable normal estandarizada asociada a una confiabilidad p .

- El gasto puede extrapolarse para diferentes niveles de probabilidad, mediante la distribución de Gumbel, con los límites de confianza calculados por el método de momentos, con las expresiones siguientes:

$$x_S = x_T + a_\alpha S_T$$

$$x_I = x_T - a_\alpha S_T$$

donde

- x_S : límite de confianza superior
- x_I : límite de confianza inferior
- x_T : evento de diseño obtenido a partir de una distribución ajustada para un período de retorno T .
- a_α : desviación estándar normal para un nivel de confianza α ($a_\alpha = 3.1$ para $\alpha = 99.8\%$).
- S_T : desviación estándar de los eventos de diseño.

siendo

$$x_T = \mu - \alpha \ln \ln \left(\frac{T}{T-1} \right)$$

$$S_T^2 = \frac{\sigma^2}{N} (1 + 1.1396 K_T + 1.10 K_T^2)$$

$$K_T = - \left\{ 0.45 + 0.7797 \ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right\}$$

donde σ^2 es la variancia de los gastos máximos registrados

- Se considera que el tiempo pico (T_p) y el tiempo base (T_B) están relacionados con el volumen

(V_E) de la avenida y su gasto pico (Q_p) por medio de expresiones de este tipo

$$T_B = C_B \left(\frac{V_E}{Q_p} \right)^{R_B} \quad y \quad T_p = C_p \left(\frac{V_E}{Q_p} \right)^{R_p}$$

donde R_B , C_B , R_p y C_p son parámetros que deben obtenerse por ajuste.

Para este método se requiere calcular el volumen de una avenida, el tiempo pico y el tiempo base, todos ellos asociados a una probabilidad de excedencia del gasto pico. Para la construcción de las avenidas se ajusta un hidrograma unitario sintético, como el mostrado en la figura 2.8.

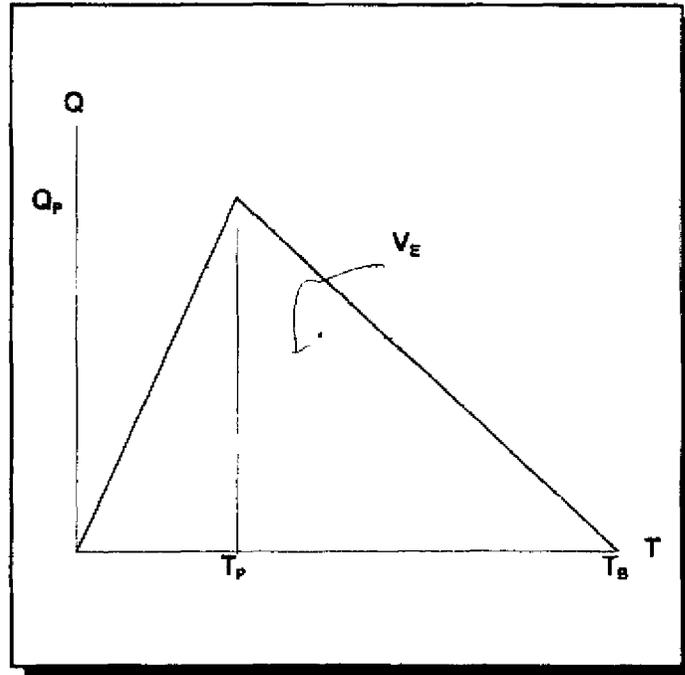


Figura 2 8 Hidrograma triangular