

Estimación regional de avenidas de diseño

Carlos Escalante Sandoval
Lilia Reyes Chávez

Universidad Nacional Autónoma de México

Los métodos que tradicionalmente se utilizan en México para el cálculo de avenidas de diseño permiten estimar un gasto máximo para cierto periodo de retorno y con algún procedimiento adicional se construye el hidrograma correspondiente, aun cuando el volumen total y los tiempos de pico y base generados bajo estas condiciones pudieran no ser los adecuados. Con la finalidad de reducir la incertidumbre en la estimación de la avenida de diseño, recientemente se han propuesto algunos métodos estadísticos que permiten modelar en forma conjunta algunas de las componentes de los hidrogramas registrados. En este trabajo se presenta un método que permite estimar el gasto de pico, el volumen total y los tiempos de pico y base de una avenida para determinado periodo de retorno, mediante el empleo de las técnicas regionales conocidas como estaciones-año y de correlación y regresión múltiple. La técnica propuesta es aplicada a los registros de 23 estaciones hidrométricas, ubicadas en la región hidrológica número 10, Sinaloa. Los hidrogramas estimados bajo este procedimiento se comparan con otros obtenidos con diferentes técnicas disponibles en la práctica hidrológica.

Palabras clave: avenidas de diseño, análisis regional hidrológico, análisis de frecuencias de gastos máximos anuales

Introducción

Los eventos hidrológicos extremos generan efectos de diferentes magnitudes, que van desde los daños materiales hasta la pérdida de vidas humanas.

Las características de los gastos máximos anuales son generalmente utilizadas en el diseño de presas, redes de alcantarillado, carreteras, puentes, sistemas para el control de inundaciones y en el diseño de las plantas hidroeléctricas.

Por muchas décadas, la práctica hidráulica se ha basado en el ajuste de funciones univariadas de probabilidad para las series de máximos o mínimos anuales. Sin embargo, algunos problemas hidrológicos involucran la ocurrencia simultánea de eventos. Por ejemplo, en el diseño de una presa, la descarga máxima sobre el vertedor no sólo depende del gasto de pico de entrada a la presa, sino también del volumen, la duración y la forma del hidrograma de entrada.

La mayoría de la literatura disponible sobre las técnicas de estimación de avenidas le da mayor importancia al análisis de la distribución marginal de los gastos de pico (Q_p) y menos a los volúmenes totales (V_1) de dichas avenidas; sin embargo, existen algunos métodos que pretenden reducir las incertidumbres inherentes al proceso de estimación de las avenidas de diseño.

Estos métodos pueden dividirse en tres grupos bien definidos: aquéllos que se basan en la construcción de curvas de reducción; aquéllos que utilizan la relación gasto-volumen, y los que realizan un análisis multivariado de las componentes de los hidrogramas registrados a través de distribuciones de probabilidad.

El método que se propone en este trabajo se encuentra ubicado en las técnicas del último grupo y permite calcular el gasto de pico, el volumen total y los tiempos pico y base de un hidrograma para determinado periodo de retorno, mediante el empleo de las técnicas de estimación regional conocidas como estaciones-año y de correlación y regresión múltiple. Estas técnicas han sido ampliamente utilizadas en la práctica hidrológica en la obtención de gastos máximos para diferentes periodos de retorno en sitios con escasa o nula información hidrométrica, y tienen la ventaja sobre otros métodos regionales de no requerir de un periodo común de registro para su aplicación (Cunneane, 1988).

A continuación se hará una breve descripción de algunas de las técnicas disponibles para la estimación de avenidas de diseño. Así mismo, se planteará el modelo propuesto.

Técnicas existentes para la estimación de avenidas

Técnica de Mayoración de la avenida más adversa

El método de mayoración de avenidas es uno de los métodos más utilizados en México (Domínguez *et al.*, 1980). El primer paso de esta técnica consiste en seleccionar la avenida máxima registrada, la cual puede considerarse bajo cierto criterio como la más adversa. Una vez seleccionada, se deberá obtener un hidrograma adimensional, donde cada ordenada se obtiene como Q_i/Q_p para $i = 1$ hasta la duración d (horas o días). Posteriormente, con el objetivo de estimar los eventos de diseño para diferentes periodos de retorno (Q_T), se deberá realizar un análisis de frecuencias a los gastos máximos anuales y, mediante un criterio de bondad de ajuste (Kite, 1988), seleccionar aquella distribución de probabilidad que mejor describa el comportamiento de la muestra analizada. Finalmente, para obtener la avenida de diseño sólo se requiere multiplicar las ordenadas Q_i/Q_p del hidrograma adimensional por el valor estimado de Q_T , obteniendo así una avenida con las mismas características de la más adversa registrada, sólo que más grande.

De acuerdo con lo anterior, el método es rápido y fácil de aplicar; sin embargo, presenta algunas debilidades. La más obvia es la correcta determinación de la avenida más adversa, ya que existen tres posibilidades para seleccionarla: el valor registrado más grande de Q_p , de V_t o una combinación de ambos. Otra incertidumbre que se puede adicionar se refiere al número de avenidas disponibles para llevar a cabo el análisis, ya que muchas veces se propone cierta avenida base para el proceso de mayoración y al año siguiente se presenta otra con condiciones más adversas.

Técnicas que utilizan curvas de reducción

El *National Environment Research Council* (NERC, 1975) propuso un método para estimar avenidas a través de la relación entre el promedio de los gastos medios máximos anuales con diferentes duraciones d , las cuales pueden variar de uno a diez días, y el promedio de los gastos máximos anuales instantáneos. Estas relaciones pueden obtenerse fácilmente de la información proporcionada en los boletines hidrométricos. Por ejemplo, para una duración de un día, el gasto medio máximo anual es igual al gasto máximo de los 365 días de cada año analizado. Para el caso de dos días de duración, el gasto medio máximo anual es el promedio máximo de dos días consecutivos de cada año analizado. Una vez obtenidos los gastos máximos anuales para diferentes duraciones se procede a calcular sus valo-

res promedio, para lo cual se toma todo el tamaño de muestra disponible. A continuación se construye la "curva de reducción" para cada sitio j analizado bajo el siguiente procedimiento:

1) obtener las relaciones $Q_{prom}^i(1 \text{ día})/Q_{prom}^i(\text{máx. instantáneo})$, $Q_{prom}^i(2 \text{ días})/Q_{prom}^i(\text{máx. instantáneo})$, ..., $Q_{prom}^i(10 \text{ días})/Q_{prom}^i(\text{máx. instantáneo})$, llamadas "radios de reducción" $r^i(d)$ para cierta duración d .

2) Suavizar la tendencia de la relación $r(d)$ - d mediante el ajuste de una curva del tipo:

$$r^i(d) = \frac{1}{(1 + Bd)^N} \quad (1)$$

donde N y B son parámetros obtenidos empíricamente.

Para estimar el gasto de diseño Q_T para cierto periodo de retorno Tr (años) se debe utilizar la ecuación:

$$Q_T = \left(\frac{Q_i(\text{máx. instantáneo})}{Q_{prom}^i(\text{máx. instantáneo})} \right)_T Q_{prom}^{regional} r^i(d) \quad (2)$$

donde $(Q_i(\text{máx. instantáneo})/Q_{prom}^i(\text{máx. instantáneo}))_T$ es el valor estimado mediante el ajuste de la mejor distribución de probabilidad para sitio j , que tiene una serie de gastos máximos instantáneos Q_i desde $i = 1$ hasta $i = n$ años de registro. El gasto $Q_{prom}^{regional}$ debe ser estimado al ajustar los $Q_{prom}^i(\text{máx. instantáneo})$ a las características fisiográficas y/o climatológicas de los j sitios analizados en la región, si se trata de estimar avenidas en sitios no aforados. Para el caso de estaciones aforadas se pondrá el valor real de $Q_{prom}^i(\text{máx. instantáneo})$. Cabe mencionar que las estaciones analizadas deben pertenecer a la misma región meteorológicamente homogénea. El valor del radio de reducción $r^i(d)$ puede obtenerse para el correspondiente sitio j a través de la ecuación (1).

Para estimar el volumen total de la avenida de diseño V_t para cierto periodo de retorno Tr se deberá repetir el procedimiento anterior, sólo que la variable analizada será el volumen correspondiente a cada uno de los hidrogramas de los cuales se obtuvieron los gastos máximos anuales.

Como se ha visto, esta técnica sí toma en cuenta al volumen para la estimación de la avenida de diseño, además del proceso de transferencia de información mediante la modelación regional; sin embargo, una posible debilidad del método es que los tiempos de pico (t_p) y base (t_b) no pueden obtenerse y la distribución del volumen V_t no queda bien definida dentro de un hidrograma.

Una posibilidad sería el considerar que la avenida de diseño tiene la forma de un hidrograma triangular y los tiempos de pico (t_p) y base (t_b) son función del tiempo de concentración de la cuenca, el cual puede estimarse a través de la fórmula de Kirpich (Campos, 1984):

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (3)$$

Donde t_c es el tiempo de concentración (h), L la longitud del cauce principal (m) y S es la pendiente del cauce principal (adimensional).

Otra lo sería suponer que el hidrograma de diseño mantiene la misma relación t_p - t_b de la avenida máxima registrada.

Balocki y Burges (1994) emplearon las curvas de frecuencia volumen-duración (V_t - d) para la construcción de hidrogramas para periodos de retorno más grandes al de registro. Su método fue aplicado a siete cuencas ubicadas en la región noroeste de los Estados Unidos. Los autores no observaron ninguna relación aparente entre las características fisiográficas y/o climatológicas de las cuencas analizadas con la relación volumen-frecuencia. Finalmente, proponen un método para construir los hidrogramas de las avenidas de diseño para altos periodos de retorno.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM y la Comisión Federal de Electricidad proponen un método para el cálculo de avenidas de diseño (Vázquez, 1995) con un enfoque semejante al del NERC. Esta técnica consiste en calcular gastos promedio máximos con duraciones de uno a 15 días, para todo el periodo de registro de la estación analizada. Posteriormente, con el objetivo de estimar gastos Q_T para determinados periodos de retorno T (años), a cada una de estas series se les ajusta una función de distribución de probabilidad.

A partir de estos valores, y para un periodo de retorno seleccionado, se calculan las ordenadas de un hidrograma, el cual deberá ordenarse de manera que tenga forma semejante a los registrados. Con este hidrograma es posible calcular el volumen asociado a esta avenida. De la misma forma que el método NERC, el ordenamiento anterior presenta el defecto de la subjetividad; además, se supone que la probabilidad de que se presenten los gastos individuales Q_1 , Q_2 , etc., es la misma para cada uno de ellos, lo cual puede producir en conjunto una probabilidad para la avenida de diseño totalmente diferente a la requerida.

Vázquez (1995) añadió al método anterior un procedimiento que permite realizar un análisis de las posibles combinaciones de gastos medios diarios y calcular un gasto de descarga esperado. Dicho método se

basa en ordenar los gastos medios diarios a partir de los que se presentaron con mayor frecuencia en las avenidas registradas máximas de cada año. Esto se hace asignando al gasto medio de cada día de la avenida analizada, un número de orden que corresponde al utilizado para seleccionar los promedios máximos para varias duraciones. Se calculan las posibles combinaciones para los días con mayor gasto en la avenida; es decir, si se seleccionan cuatro días, entonces se tendrán $2^{4-1} = 8$ combinaciones posibles. De cada una de ellas se observa su frecuencia dentro de las avenidas registradas, para que una vez transitados los hidrogramas que resulten de las combinaciones, se calcule el valor esperado del gasto máximo de descarga o la carga máxima sobre el vertedor. El método no es simple y llega a sobrestimar los volúmenes totales de los hidrogramas calculados.

Relaciones lineales y no lineales entre gasto pico y volumen

Rogers (1979) plantea el uso de relaciones Q_p - V_t a través de variables que él llama estandarizadas y las considera de primer orden como Q_p/V_t y de segundo como Q_p/V_t^2 . El autor logra establecer que:

$$\log \frac{q_i}{V_t^2} = -\log(1.34 t_p) - \log V_t \quad (4)$$

donde q_i es el gasto unitario, V_t es el volumen total y t_p es el tiempo pico del hidrograma.

El autor analizó el coeficiente de correlación y las pendientes para los dos órdenes considerados, encontrando que el de segundo orden tiene un mejor comportamiento para la linealización de la distribución del escurrimiento. Posteriormente, llevó a cabo una comparación con la técnica del hidrograma unitario, obteniendo que el procedimiento de gastos pico estandarizados supera a la teoría del hidrograma unitario en la mayoría de las cuencas analizadas, cuyas áreas varían de seis a 700 kilómetros cuadrados.

Singh y Aminian (1986) retomaron la relación entre volumen y gasto pico que plantea Rogers (1979) como:

$$\log Q_p = b + \alpha \log V_t \quad (5)$$

o bien restando $2 \log V_t$ en ambos lados se tiene:

$$\log \left(\frac{Q_p}{V_t^2} \right) = b + m^* \log V_t \quad (6)$$

donde $m^* = \alpha - 2$

Este estudio es muy similar al planteado por Rogers (1979), pero con la diferencia de que el volumen de escurrimiento considerado es el directo y no el total. Los autores relacionaron los parámetros b y m^* con algunas características fisiográficas de las cuencas, como el área, longitud y pendiente del cauce principal, y encontraron que el área de la cuenca explicaba más del 86% de la varianza de b y se determinó que no hay correlación significativa entre m^* y los parámetros de la cuenca, por lo que uno o dos eventos son suficientes para establecer la relación $Q_p - V_i$.

Como aplicaciones, los autores proponen el uso de los números de escurrimiento N^* del método del Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos, con lo que llegan a una relación entre $Q_p - N^*$, el planteamiento del hidrograma unitario para cualquier duración, la determinación de la no linealidad de la cuenca, la determinación de la carga de sedimentos y la evaluación de la similitud de la cuenca.

Hawkins y Pole (1989) analizaron las relaciones propuestas por Rogers (1979) y establecieron el caso general como:

$$\log \left(\frac{Q_p}{V_i^k} \right) = b + (m^* - k) \log V_i \quad (7)$$

Los autores determinaron la existencia de una correlación espuria entre las variables, ya que de hecho en el modelo de primer orden y órdenes superiores se tienen siempre coeficientes de correlación muy cercanos a 1. En efecto, entre más grande es k existe una mayor correlación entre las variables. Rogers (1979) defiende esto diciendo que la relación resultante es de interés en hidrología, aunque se trate de una autocorrelación.

Los autores concluyen que la estandarización de la relación $Q_p - V_i$ es innecesaria desde cualquier punto de vista y que en el procedimiento se tiene además la peligrosa habilidad de hacer parecer bien a los datos malos y, aunque menos frecuentemente, hacer parecer mal a los datos buenos.

En la revisión del modelo $Q_p - V_i$ se observa además que el coeficiente de correlación va aumentando conforme lo hace k en la mayoría de los casos, aunque los autores presentan un caso en que $k = 1$ produce un coeficiente de correlación muy cercana a cero, mientras que $k = 0$ y $k = 2$ producen un coeficiente de correlación $r^2 = 0.78$ en ambos casos.

Molfino y Cruise (1990) consideran nuevamente la propuesta de Rogers (1979), relacionada con la dependencia de $Q_p - V_i$, hacen referencia al trabajo de Hawkins y Pole (1989) y llevan a cabo un análisis de la

estandarización para los casos de orden cero, uno y dos planteados por Rogers (1979). En el artículo se observa el comportamiento de r^2 con respecto a los términos de la pendiente m^* , $m^* - 1$ y $m^* - 2$ y comparan el coeficiente de correlación para los casos $k = 1$ y $k = 2$ con el caso $k = 0$, el cual se considera como el caso original.

Los autores concluyen que es posible establecer la relación $Q_p - V_i$ no estandarizada para cualquier cuenca con unos pocos eventos observados sin importar la ubicación de la cuenca. Consideran que esa relación proporciona toda la información sobre la respuesta de la cuenca e indican que no se requiere de estandarización alguna y por lo tanto no existe posibilidad de correlación espuria. Mencionan además que el uso del modelo de 2° orden puede producir serios errores, ya que al tener r^2 altos se puede hacer creer que existe una muy buena correlación entre las variables originales Q_p y V cuando no sea el caso. El coeficiente de correlación calculado con la relación sin estandarizar ($k = 0$) sí es una medida más real de la relación entre dichas variables.

Concluyen además que la relación original entre $Q_p - V_i$ provee mejores relaciones para cuencas que responden en forma directamente proporcional a la entrada. Si esto no se cumple, se deberá tener cuidado en la aplicación del concepto.

Técnicas de estimación conjunta

Hiemstra y Francis (1979) proponen un método para obtener una familia de hidrogramas con la misma probabilidad de excedencia, caracterizadas por su gasto de pico y su volumen, las cuales son modeladas con una distribución de probabilidad bivariada lognormal. La técnica se basa en el análisis de series de excedentes anuales y el nivel de umbral o truncamiento debe seleccionarse de tal forma que el número de avenidas corresponde con el número de años de registro.

Peagram y Deacon (1992) aplicaron la técnica de Hiemstra y Francis en el análisis de máximos anuales, con el inconveniente de que se reduce el espacio muestral de las avenidas extremas analizadas. El método fue desarrollado al tomar en cuenta que las muestras analizadas cumplieran con las siguientes condiciones: 1) registros de diez o más años, 2) áreas drenadas mayores de 10 km², y 3) los volúmenes de escurrimiento directo de los hidrogramas analizados se estiman al considerar un gasto base constante igual al 10% del gasto máximo. Las curvas de llenado y vaciado de cada hidrograma fueron extendidas para no incluir el efecto de los hidrogramas antecedentes o subsecuentes.

Para el desarrollo del modelo los autores emplearon la función de distribución de probabilidad normal en su forma estandarizada. Las variables analizadas Q_p y V_i fueron transformadas mediante la aplicación de logaritmos naturales ($\ln$) y son llamadas por los autores como estandarizadas, y emplearon un algoritmo de integración para evaluar la probabilidad conjunta de que $\ln(Q_p)$ y $\ln(V_i)$ sean excedidos y estén asociados al coeficiente de correlación de la muestra analizada $r(Q_p, V_i)$. Adicionalmente, fijando el valor de Q_p generaron una función de distribución condicional para V_i . El producto de este análisis es un cuadro donde se representa la variación de V_i en función del valor de Q_p para tres diferentes combinaciones probabilísticas condicionales seleccionadas y diferentes valores de $r(Q_p, V_i)$ y T . Una vez obtenidas las tres diferentes relaciones $(Q_p, V_i)_T$ para cierto periodo de retorno T , la forma de los hidrogramas se obtiene empleando las relaciones de la distribución Gamma de tres parámetros (Hiemstra y Francis, 1979). La desventaja es que se tienen tres diferentes hidrogramas y se requiere seleccionar alguno de ellos como el de diseño. Además, la restricción impuesta de las relaciones condicionales probabilísticas entre los eventos Q_p y V_i de 25% - 75%, 50% - 50%, 75% - 25% para estas tres avenidas generadas parecen muy restrictivas; es decir, una mejor avenida calculada pudiera tener, por ejemplo, la relación 85% - 15%.

Ashkar y Russell (1982) estudiaron la aplicación de funciones de distribución de probabilidad (FDP) para el análisis trivariado de avenidas. Las variables seleccionadas fueron el gasto pico Q_p , el volumen V_i y su duración t_b . Las series analizadas fueron de duración parcial y la forma considerada del hidrograma triangular. Con esta forma del hidrograma la duración total t_b puede dividirse en dos partes específicas: duración de ascenso t_p y duración de descenso t_r . Estas variables, que se consideran como la suma de una componente determinística y otra no determinística, junto con el volumen, son analizadas a través de FDPs. Las FDPs utilizadas en el ajuste son del tipo exponencial. Finalmente, se comparan las FDPs empíricas y ajustadas para diferentes duraciones y se obtienen resultados razonablemente buenos.

Bergmann y Sackl (1985) desarrollaron un método estadístico bidimensional para el análisis de frecuencias de avenidas, en donde se involucra el gasto pico Q_p y el volumen total V_i .

Los eventos analizados se representan como puntos en el plano coordenado. Con esto para cada probabilidad definida por el periodo de retorno T seleccionado, será posible obtener Q_p y V_i . Sin embargo, dado que se trata de curvas de igual probabilidad, se ten-

drán un número importante de combinaciones $Q_p - V_i$ dado T . La recomendación es seleccionar aquella que produzca los efectos más desfavorables sobre la estructura por diseñar. La forma final de la avenida se determina mediante hidrogramas normal estándar.

Gutiérrez y Aldama (1990) proponen un método que permite estimar avenidas de diseño en una forma probabilística. La técnica considera que el periodo de retorno del hidrograma de diseño es igual a la multiplicación de los periodos de retorno del gasto pico Q_p , el volumen total V_i , y el tiempo de pico t_p lo cual pretende reducir la incertidumbre asociada con la extrapolación de periodos de retorno mucho mayores que el de registro. Para la selección de la avenida se toma en cuenta la combinación más desfavorable en términos de los efectos que dicha avenida provoca en la obra que se pretende revisar o diseñar.

Escalante (1998a) propuso una técnica que consiste en estimar avenidas de diseño a través de la modelación conjunta bivariada de cuatro variables aleatorias: gasto pico (Q_p), volumen total (V_i), volumen acumulado antes del gasto pico (V_p) y el volumen acumulado después del gasto pico (V_d). Las relaciones bivariadas $Q_p - V_i$, $Q_p - V_p$, $Q_p - V_d$ y $V_p - V_d$ son modeladas por una distribución de probabilidad bivariada, conocida como el Modelo Logístico (Gumbel, 1960):

$$F(x, y, m) = \exp \left\{ - \left[(-\ln F(x))^m + (-\ln F(y))^m \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (8)$$

donde: m = parámetro de asociación bivariada ($m > 1$). $F(x)$ y $F(y)$ son las distribuciones de probabilidad marginal: *Gumbel* o General de Valores Extremos (Raynal, 1985) o *Gumbel Mixta* (Escalante, 1998b).

El método se basa en considerar que todas las componentes analizadas ocurren conjuntamente con la misma probabilidad, es decir: $F(Q_p - V_i) = F(Q_p - V_p) = F(Q_p - V_d) = F(V_p - V_d)$. El procedimiento establece la formación de un sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas a través del uso de la ecuación (8). Dicho sistema no lineal puede resolverse por cualquier técnica disponible como: *Newton-Raphson*, modificado de *Newton-Raphson* o la de *Broyden* (Burden *et al*, 1981).

Para darle forma al hidrograma se propone que el valor del tiempo pico (t_b) y el tiempo de vaciado (tiempo base menos tiempo pico, t_r) sean calculados regionalmente a través de una técnica de correlación y regresión múltiple. Las variables independientes serán las características fisiográficas y/o climatológicas de las cuencas que pertenecen a la misma región homogénea.

Goel *et al.* (1998) desarrollaron una metodología para la modelación multivariada de escurrimientos bajo la consideración de series de duración parcial y la distribución de probabilidad normal. La metodología realiza la modelación univariada y bivariada de las características del flujo y ofrece varias alternativas de interpretación probabilística, lo cual no es posible en el análisis de frecuencias convencional. El método hace uso de un proceso conocido como transformación de potencia de dos pasos (TSTP) para normalizar las variables analizadas y su futuro ajuste mediante la distribución normal. La aplicación y validación de la metodología se realizó a través de datos reales y generados sintéticamente.

Técnica propuesta

Cuando se requiere estimar los eventos de diseño en un sitio particular que cuenta con poca o nula información hidrométrica, se puede hacer uso de las técnicas regionales de análisis hidrológico (Cunnane, 1988), las cuales transfieren información desde sitios vecinos hacia la zona de estudio. Generalmente, estas técnicas requieren de una cantidad importante de información, la cual en muchas ocasiones no es fácil de obtener; sin embargo, han demostrado ser un excelente medio para reducir la incertidumbre inherente a la estimación de eventos de diseño.

Una parte importante en cualquier análisis regional hidrológico es la determinación del número de estaciones que deberán proporcionar la información para la construcción del mejor modelo de estimación.

Tradicionalmente, las técnicas de delimitación de regiones homogéneas como las geográficas; de coeficientes de variación; de *Langbein*, o de la región de influencia, se basan en considerar sitios geográficamente contiguos o delimitados en forma política o administrativa; sin embargo, desde el punto de vista hidrológico no se podría garantizar tal homogeneidad, particularmente si es grande la variación espacial de las características fisiográficas e hidrológicas de los sitios analizados.

Nathan y McMahon (1990) desarrollaron un método de regionalización (técnica de los trazos multidimensionales) que trata acerca de los problemas asociados con la correcta selección de la técnica de agrupamiento, con la definición de la región homogénea y, finalmente, con la estimación del grupo de membresía al cual pertenece una nueva cuenca en el estudio. La técnica fue desarrollada para identificar regiones utilizando las técnicas de correlación y regresión múltiple, donde las variables dependientes son los gastos máxi-

mos anuales y las independientes se seleccionan de entre un grupo de características fisiográficas y/o climatológicas que mejor describen el fenómeno en estudio.

En este trabajo se hará uso de las técnicas de las estaciones-año y de correlación y regresión múltiple para obtener estimaciones regionales de los hidrogramas de avenidas extremas. Las características generales de estos métodos se resumen a continuación.

Técnica de estaciones-año

Este método considera el tratamiento de una sola muestra de datos conformada por un registro modular de eventos, el cual una vez construido es ajustado a un conjunto de distribuciones de probabilidad. Esta técnica regional a diferencia de otras no requiere que las muestras utilizadas tengan una longitud de registro común (Cunnane, 1988). Con referencia al tamaño de muestra aceptable en cada muestra participante en el análisis se recomienda que al menos se tengan diez años. Esta recomendación no es del todo estricta, ya que si se tiene un sitio con, por ejemplo, siete años, pero dentro de este están eventos extremos que puedan afectar el comportamiento del fenómeno en la región, entonces se deberán incluir en el estudio. La secuencia puede resumirse como sigue:

Paso 1. Probar la homogeneidad y consistencia de los datos registrados Q_i , en cada estación dentro de la región analizada. (Q_i = gasto máximo anual, para $i = 1$ hasta el tamaño de muestra n). Para este propósito pueden emplearse las siguientes pruebas: *Helmert*, *Secuencias*, *Wald-Wolfowitz*, *t de Student* y la de *Cramer* (Campos, 1992).

Paso 2. Obtener los estadísticos muestrales: media, varianza, desviación estándar, coeficiente de asimetría, coeficiente de curtosis y coeficiente de variación.

Paso 3. Realizar para cada serie de datos registrados la prueba de independencia de eventos, mediante la construcción del correlograma (Salas *et al.*, 1988).

Paso 4. Obtener para cada una de las estaciones involucradas una muestra modulada de la forma Q_i/Q_{medj} para $i = 1$ hasta n_j y $j = 1$ hasta ms , donde n es el tamaño de la muestra registrada y ms es el número de estaciones en la región analizada y Q_{medj} es la media de los eventos registrados en cada estación j .

Paso 5. Formar un solo registro con todos los eventos Q_i/Q_{medj} , para posteriormente ordenarlos de mayor a menor, asignarles un periodo de retorno ($Tr = (n+1)/m$)

y una probabilidad de no excedencia ($Pr = 1 - (1/Tr)$), donde m = número de orden y n = tamaño de la muestra.

Paso 6. Al registro obtenido en el paso 5 se le aplican las diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos: normal, lognormal con 2 y 3 parámetros, *Gamma* con 2 y 3 parámetros, *LogPearson* tipo III, *Gumbel*, general de valores extremos, valores extremos de dos componentes y *Gumbel* mixta, y se seleccionará aquél que proporcione el mínimo error estándar de ajuste (Kite, 1988):

$$EE_j = \left[\sum_{i=1}^N (g_i - h_i)^2 / (N - q_j) \right]^{1/2} \quad (9)$$

donde g_i , $i = 1, \dots, N$ son los eventos registrados, h_i , $i = 1, \dots, N$ son los eventos calculados de la j th distribución de probabilidad ajustada y q_j es el número de parámetros estimados para la j th distribución.

Paso 7. Para un periodo de retorno determinado se obtiene la relación regional Q_i/Q_{med_j} , donde j es cualquier sitio dentro de la región homogénea.

Paso 8. Si se quiere estimar en una cuenca con escasa información, basta multiplicar la relación regional obtenida en el paso anterior por el valor Q_{med_j} correspondiente a la estación j analizada. Por el contrario, si se desea realizar estimaciones en cuencas no aforadas dentro de la región, se propone la construcción de la relación Q_{med_j} - área, para que a partir de ella se pueda inferir el valor correspondiente de Q_{med_s} , para el área de la cuenca en el sitio no aforado (s). Esta última relación puede ser del tipo lineal, potencial o polinomial.

Técnica de correlación y regresión múltiple

Las características en la frecuencia de los gastos máximos anuales pueden expresarse en términos de índices geomorfológicos y factores de clima de una cuenca (Escalante y Raynal, 1990). La dependencia o independencia de las variables se estima para cada sitio aforado mediante un proceso de correlación y regresión discriminante, donde la aportación de cada variable independiente es probada hasta lograr un modelo de regresión, en el cual todas las variables que en él intervengan sean estadísticamente significativas (prueba del estadístico t de *Student*) para la estimación de la variable dependiente analizada (Hann, 1977). En la práctica, el número de variables independientes no debe exceder aproximadamente un tercio del número de observaciones. Por lo tanto, se debe tener cuidado

de no arriesgar la confiabilidad de la estimación de los coeficientes por incluir variables de más.

El modelo de regresión puede ser del tipo:

$$Y = a + b_1 X_1 + \dots + b_n X_n \quad (10)$$

donde: Y = variable dependiente, X_i = características fisiográficas y/o climatológicas del sitio en estudio, a , b_i = conjunto de parámetros a estimarse de los datos.

La secuencia de cálculo es la siguiente:

Paso 1. Recabar la información sobre los eventos por ser analizados en cada una de las estaciones de la región, así como la determinación de sus características fisiográficas y climatológicas.

Paso 2. Se realizan los pasos 1 a 3 del método anterior: homogeneidad, independencia, cálculo de estadísticas muestrales.

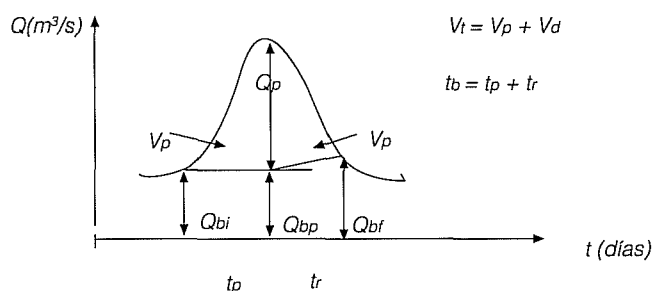
Paso 3. A cada registro de gastos máximos anuales (variable dependiente) se le asocian sus correspondientes características físicas y/o climáticas y se construye un sistema de ecuaciones, el cual debe resolverse para obtener las ecuaciones de estimación regional. Se debe recordar que para determinar cuántas variables independientes deben incluirse finalmente en el modelo de regresión, se realizará un análisis de varianza (Hann, 1977).

Paso 5. Para realizar estimaciones en cuencas con nula información será necesario determinar las características físicas y climáticas más relevantes (de acuerdo con el análisis del paso anterior) y sustituirlas en las ecuaciones regionales resultantes.

Estas dos técnicas regionales pueden adaptarse para no sólo dar el valor correspondiente al gasto máximo esperado para un determinado periodo de retorno, sino, también, para darle la forma al hidrograma correspondiente, definiendo el volumen total y los tiempos de pico y base. Para tal efecto se propone la siguiente secuencia:

Paso 1. El interés principal de este estudio se enfoca en hidrogramas correspondientes a avenidas extremas que sean suficientemente grandes para ser tomadas en cuenta en el diseño de obras de control (tiempo base > 1 día). Por tal motivo, para cada estación seleccionada se deberán obtener las avenidas máximas anuales a partir del registro de gastos medios diarios (ilustración 1), de acuerdo con el siguiente procedimiento: Primero, el tiempo base (t_b) de cada evento se define como el tiempo desde el inicio de la curva de

1. Componentes de los hidrogramas registrados



llenado del hidrograma hasta el punto sobre la curva de vaciado donde cambia su pendiente. Dado el t_b , el volumen de escurrimiento base V_b es obtenido al definir los valores de Q_{bi} , Q_{bp} y Q_{bf} de acuerdo con la ilustración 1.

El t_b de cada evento es dividido en dos partes t_p y t_r , que corresponden al tiempo de pico y tiempo de vaciado o recesión. Así, cada hidrograma estudiado quedará caracterizado por el gasto de pico Q_p , el volumen total V_t , el cual es dividido en dos partes (volumen previo al gasto pico V_p , y el volumen después del gasto pico V_d) y por los tiempos t_b , t_p y t_r .

Paso 2. Para cada uno de los sitios estudiados se requiere obtener algunas características fisiográficas y climatológicas que puedan emplearse como variables independientes en los modelos de estimación regional. Los siguientes índices fueron considerados como representativos para el análisis de los gastos máximos anuales en la región en estudio (Escalante, 1998b):

A	Área drenada (km^2)
PMA	Precipitación media anual (mm)
PMC	Pendiente media de la cuenca (km/km)
EMC	Elevación media de la cuenca (msnm)
LCP	Longitud de la corriente principal (km)
PCP	Pendiente de la corriente principal (km/km)
PF	Parámetro de forma (perímetro de la cuenca entre el área en km/km^2)
FC	Frecuencia de corrientes (número de corrientes/ km^2)
DC	Densidad de drenaje (longitud total de corrientes entre el área en km/km^2)
LATCC	Latitud del centroide de la cuenca (coordenadas geográficas: grados)
LCC	Longitud del centroide de la cuenca (coordenadas geográficas: grados)
CE	Coefficiente de escurrimiento (adimensional)
OC	Orden de la corriente principal (número)
PP	Perímetro del parteaguas (km)
TMA	Temperatura media anual ($^{\circ}C$)

Estas características pueden obtenerse fácilmente siguiendo los procedimientos recomendados en la práctica hidrológica (Campos, 1992). En particular, el coeficiente de escurrimiento medio anual para cada cuenca fue obtenido de acuerdo con el criterio de la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, el cual se apoya en la clasificación de tipos de suelos y coberturas o usos del mismo del servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos (Campos, 1992). En general, sólo se requiere conocer la precipitación anual y un valor estimado k , que depende del tipo o cubierta del suelo.

Paso 3. Con la información recabada en los puntos 1 y 2 se procede a realizar la delimitación de regiones homogéneas.

Paso 4. Empleando la técnica de estaciones-año se procederá a estimar una curva regional de frecuencias para los gastos máximos anuales Q_p de cada región homogénea, la cual permitirá obtener un evento diseño para un periodo de retorno seleccionado.

Paso 5. Con la técnica de correlación y regresión múltiple se procederá a obtener ecuaciones regionales para cada una de las variables dependientes V_p , V_d , t_p y t_r , considerando como variables independientes los valores de Q_p (paso 1) y las características fisiográficas y/o climatológicas (paso 2).

Aplicaciones

La metodología propuesta se empleará en la estimación de hidrogramas de diseño en la Región Hidrológica número 10, la cual se ubica en los estados de Sinaloa, Sonora y Chihuahua. En dicha región se cuenta con información hidrométrica, climática y fisiográfica de 42 estaciones de aforos. De acuerdo con Escalante (1998b), la región esta compuesta de dos subregiones meteorológicamente homogéneas, con 23 y 19 estaciones de aforos, respectivamente. La delimitación fue realizada mediante la técnica de los trazos multidimensionales y verificada con las técnicas geográfica y de coeficientes de variación. De aquí en adelante sólo se hará referencia a la primera subregión. En los cuadros 1 y 2 se presentan la información general y las características fisiográficas y climatológicas de las estaciones analizadas.

Para cada una de las 23 estaciones analizadas se estimaron las componentes de los hidrogramas de las avenidas máximas anuales. En el cuadro 3 se muestran estas características para el caso particular de la estación Álamos.

1. Información disponible en las 23 estaciones de la subregión en estudio

Nombre de la estación	Periodo de registro	Tamaño de muestra (años)	Gasto máximo promedio Q_{med} (m ³ /s)	Tiempo de concentración (horas)
Álamos	1949-1968	20	118.3	30.7
Bamicori	1951-1982	30	35.9	5.2
Cañas Las	1949-1985	34	1301.4	44.3
Cazamate	1968-1985	18	224.5	26.2
Chinipas	1966-1985	20	714.1	14.5
Choix	1956-1983	24	184.8	20.3
Guerachic	1953-1965	13	509.0	16.6
Huites	1942-1985	44	2295.6	33.4
Jaina	1969-1985	17	592.5	20.9
Mahone El	1966-1985	13	95.2	43.5
Molinos	1961-1970	10	24.8	4.5
Naranjo	1939-1984	45	290.8	15.9
Palo Dulce	1958-1976	18	742.9	21.4
San Blas	1942-1949	08	2620.6	39.1
San Francisco	1942-1973	32	1197.1	30.7
San Ignacio	1967-1985	16	1145.9	23.5
San Miguel Zapotitlán	1961-1981	17	469.1	64.1
Tecusiapa	1959-1983	17	506.3	10.7
Tinaja La	1960-1983	24	26.7	7.6
Toahayana	1958-1983	20	820.1	15.9
Urique	1968-1985	16	234.9	13.8
Veranera La	1953-1964	12	246.9	14.5
Zopilote	1939-1985	42	156.2	11.6
Total		510		

2. Características fisiográficas más representativas de la subregión en estudio

Estación	A (km ²)	PMA (mm)	PMC (km/km)	EMC (msnm)	LCP (km)	PCP (km/km)	PF (km/km ²)	FC (Núm./km ²)	DD (km/km ²)	LATCC (grados)	LCC (grados)	CE (adim)	OC (adim)	PP (km)	TMA (°C)
Álamos	2270	634.25	0.0158	505.00	124.00	0.00184	0.1093	0.0035	0.0520	26.77	108.80	0.156	3	248	23
Bamicori	223	800.45	0.0061	415.00	20.20	0.00490	0.3363	0.0045	0.0906	26.37	108.40	0.162	1	75	23
Cañas Las	29529	825.14	0.0445	1759.82	342.00	0.00538	0.0328	0.0049	0.0118	26.98	107.68	0.192	5	968	23
Cazamate	1813	654.11	0.0156	556.36	93.00	0.00156	0.1120	0.0033	0.0458	26.85	108.82	0.161	3	203	23
Chinipas	5098	909.69	0.0600	1940.00	131.00	0.01449	0.0651	0.0047	0.0235	27.70	108.15	0.211	4	332	15
Choix	1403	972.06	0.0221	1050.00	82.00	0.00234	0.1447	0.0050	0.0513	26.57	108.07	0.172	3	203	21
Guerachic	6262	818.71	0.0423	2322.16	145.00	0.01249	0.0564	0.0053	0.0216	26.37	106.80	0.177	4	353	17
Huites	26020	822.80	0.0493	1912.95	267.00	0.00685	0.0324	0.0051	0.0097	27.03	107.58	0.197	5	843	15
Jaina	8179	982.60	0.0518	1279.18	177.00	0.01014	0.0560	0.0056	0.0241	26.00	107.43	0.187	4	458	21
Mahone El	29428	826.08	0.0445	1759.82	337.00	0.00548	0.0326	0.0049	0.0117	26.98	107.68	0.192	5	959	23
Molinos	501	919.96	0.0417	1300.00	35.00	0.02159	0.1936	0.0020	0.0639	25.73	107.27	0.182	2	97	23
Naranjo	2064	809.04	0.0209	586.36	107.00	0.00760	0.1177	0.0029	0.0484	26.20	108.30	0.158	3	243	23
Palo Dulce	6323	911.37	0.0569	1742.05	184.00	0.01028	0.0614	0.0044	0.0269	27.60	108.20	0.210	4	388	15
San Blas	33590	799.52	0.0414	1682.76	402.00	0.00353	0.0324	0.0046	0.0120	26.95	107.82	0.188	5	1088	23
San Francisco	17531	773.47	0.0504	2015.74	246.00	0.00720	0.0379	0.0058	0.0131	26.80	107.80	0.191	4	665	25
San Ignacio	10920	802.23	0.0536	2002.43	209.00	0.01041	0.0497	0.0067	0.0183	26.57	107.17	0.183	4	543	21
S. Miguel Zapot.	34450	789.42	0.0406	1650.70	440.00	0.00342	0.0336	0.0046	0.0128	26.93	107.80	0.188	5	1158	23
Tecusiapa	3773	1040.37	0.0666	1893.68	90.00	0.01504	0.0861	0.0053	0.0220	26.00	107.12	0.197	4	325	15
Tinaja La	275	654.73	0.0167	405.00	30.30	0.00413	0.2109	0.0036	0.0738	26.17	108.52	0.166	2	58	23
Toahayana	5281	1003.39	0.0579	1602.67	131.00	0.01130	0.0583	0.0064	0.0235	25.97	107.27	0.193	4	308	19
Urique	4000	738.56	0.0358	2408.80	127.00	0.01537	0.0843	0.0050	0.0300	27.30	107.37	0.215	3	337	11
Veranera La	4106	739.77	0.0363	2354.62	137.00	0.01565	0.0852	0.0049	0.0312	27.30	107.40	0.215	3	350	11
Zopilote	666	743.32	0.0283	437.50	68.00	0.00690	0.1922	0.0030	0.0871	26.00	108.23	0.158	2	128	25

3. Componentes de los hidrogramas de las avenidas máximas anuales en la estación Álamos

Año	t_b (días)	t_p (días)	t_r (días)	V_p (Mm ³)	V_d (Mm ³)	V_t (Mm ³)	V_b (Mm ³)	Q_{bt} (m ³ /s)	Q_{bp} (m ³ /s)	Q_{br} (m ³ /s)	Q_p (m ³ /s)
1949	5	2	3	8.6	21.7	30.3	4.6	10.2	10.2	18.3	199.3
1950	5	3	2	3.1	2.1	5.2	0.5	0.8	0.8	3.2	41.0
1951	4	1	3	1.4	3.6	5.0	0.7	1.2	1.2	3.7	32.1
1952	6	3	3	16.8	9.2	26.0	3.6	5.5	5.5	11.7	87.9
1953	6	3	3	1.7	1.9	3.6	1.3	1.8	1.8	3.6	18.3
1954	5	2	3	6.1	4.0	10.1	0.9	1.3	1.3	3.8	55.0
1955	8	3	5	15.6	49.4	65.0	12.9	6.4	6.4	46.1	271.0
1956	4	2	2	10.1	11.1	21.2	1.9	1.4	1.4	19.3	160.5
1957	4	1	3	5.3	13.3	18.6	2.2	0.1	0.1	16.1	123.7
1958	5	3	2	18.1	10.7	28.8	3.4	4.6	4.6	21.2	189.3
1959	4	1	3	11.3	24.9	36.2	3.4	0.9	0.9	26.1	260.7
1960	4	2	2	11.0	14.1	25.1	4.5	7.8	7.8	29.9	240.0
1961	5	2	3	3.5	5.5	9.0	1.9	2.5	2.5	9.5	54.01
1962	3	1	2	1.6	2.1	3.7	0.9	2.9	2.9	4.8	37.2
1963	6	3	3	23.2	31.2	54.4	10.4	16.6	16.6	31.1	258.8
1964	7	4	3	3.6	3.8	7.4	0.7	0.2	0.2	4.3	41.6
1965	4	2	2	9.3	7.1	16.4	1.9	3.2	3.2	12.9	107.1
1966	4	2	2	15.9	8.6	24.5	7.2	17.5	17.5	30.4	152.8
1967	4	2	2	0.1	0.1	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	1.4
1968	8	7	1	17.1	1.5	18.6	27.9	40.0	40.0	47.5	33.8

De acuerdo con la información hidrométrica recolectada en las 23 estaciones, se procedió al análisis de frecuencias regional para los gastos máximos anuales Q_p , mediante la técnica de las estaciones-año. Para tal efecto se aplicó el programa FLODRO (Raynal y Escalante, 1992), el cual ajusta las distribuciones de probabilidad normal, lognormal con 2 y 3 parámetros, *Gamma* con 2 y 3 parámetros, LogPearson tipo III, Gumbel, general de valores extremos, valores extremos de dos componentes y *Gumbel* mixta, empleando las técnicas de estimación de parámetros por momentos y máxima verosimilitud. De acuerdo con los resultados, el mejor ajuste se obtuvo mediante la distribución general de valores extremos (GVE) por máxima verosimilitud, por lo que el conjunto de parámetros resultantes para la modelación de los Q_p/Q_{med} son:

parámetro de ubicación $\nu = 0.55445$
 parámetro de escala $\alpha = 0.59493$
 parámetro de forma $\beta = -0.15040$

Con este conjunto de parámetros se podrá utilizar la siguiente distribución de probabilidad para obtener un evento de diseño asociado a cualquier periodo de retorno seleccionado:

$$F(Q_p/Q_{med}) = \exp \left\{ - \left[1 - \left[\frac{(Q_p/Q_{med}) - \mu}{\alpha} \right]^\beta \right]^{1/\beta} \right\} \quad (11)$$

donde Q_{med} es el gasto máximo promedio para cada uno de los sitios analizados, los cuales pueden obtenerse del cuadro 1. Para el caso de cuencas no aforadas, se procedió a obtener una relación entre el área de la cuenca y el gasto medio correspondiente. Las opciones exploradas fueron lineal simple, potencial y polinomial de segundo grado. Las expresiones resultantes fueron:

$$Q_{med} = 242.28 + 0.0384 \text{ Área} \quad \text{error} = 2455.21 \quad (12)$$

$$Q_{med} = 0.95238 \text{ Área}^{0.6977} \quad \text{error} = 2442.32$$

$$Q_{med} = 4.4718 + 0.1166 \text{ Área} - 0.0000236 \text{ Área}^2 \quad \text{error} = 2273.38$$

El mejor ajuste es obtenido al comparar la raíz cuadrada de la suma de las diferencias al cuadrado entre los valores reales de Q_{med} y los calculados con las expresiones anteriores. De acuerdo con este criterio se adoptaría la función polinomial de segundo grado.

Mediante la técnica de correlación y regresión múltiple se construyen las ecuaciones regionales que relacionan cada una de las componentes de los hidrogramas con sus características fisiográficas y/o climatológicas.

El análisis empieza considerando por ejemplo el volumen V_p como variable dependiente y como variables independientes los valores de Q_p y las 15 variables contenidas en el cuadro 2. Dado que se tiene un total de 510 avenidas registradas en la subregión, el sistema a resolver es de 510 ecuaciones con 16 o 17 incógnitas dependiendo de si se toma o no en cuenta la constante a de la ecuación 10. Una vez resuelto el sistema se deberá probar si cada una de las variables independientes son significativas desde el punto de vista estadístico (Hann, 1977), todas aquellas variables que no pasen la prueba del estadístico t de *Student* deberán extraerse del modelo. Este proceso se lleva a cabo hasta que todas las variables independientes consideradas sean significativas para la estimación de la variable dependiente.

De acuerdo con este procedimiento se obtuvieron las siguientes ecuaciones regionales para la estimación de las componentes de los hidrogramas en la subregión en estudio. Los valores entre paréntesis corresponden a los coeficientes de correlación múltiple r .

$$V_p = 0.12961277 Q_p \quad (r = 0.74) \quad (13)$$

$$V_d = 0.08925481 Q_p + 0.00168175A \quad (r = 0.90) \quad (14)$$

$$t_p = 0.000563EMC + 0.008569LCP + 18.3873DC \quad (r = 0.45) \quad (15)$$

$$t_r = 0.00426LCP + 34.9678PCP + 12.2022Fc + 0.34489OC \quad (r = 0.41) \quad (16)$$

Con las ecuaciones (11) y (13) a la (15) es posible estimar la forma del hidrograma para cierto periodo de retorno en cualquier sitio dentro de la región en estudio. Para el caso de las cuencas no aforadas, se deberá emplear la función polinomial (12). En el cuadro 4 se lleva a cabo una comparación entre los valores es-

timados y los reales para las seis avenidas más grandes registradas en la estación La Veranera. Cabe mencionar que los valores llamados reales se obtienen considerando que la variable principal del hidrograma es el gasto de pico Q_p . Para definir el periodo de retorno asignado a cada hidrograma registrado, los Q_p se ordenaron de mayor a menor y se les asignó el periodo de retorno como $Tr = (n + 1)/mx$, donde n es el tamaño de muestra y mx el número de orden. Por lo tanto, si en una estación particular se cuenta con diez años de registro, el periodo de retorno Tr asignado a la avenida más grande, de acuerdo con el Q_p , será de 11 años; para la segunda más grande será 5.5 años, y así sucesivamente.

Con este criterio puede ocurrir que no necesariamente el hidrograma registrado con el periodo de retorno más grande tenga en forma conjunta los valores más grandes de t_b , t_p , Q_p , V_i , V_p y V_d .

Con el objetivo de verificar la bondad de ajuste de las ecuaciones del método propuesto (MP), se obtuvieron los hidrogramas correspondientes a los cinco periodos de retorno más grandes, considerando nuevamente a Q_p como la variable primaria, y se compararon con las avenidas registradas. Esto también se llevó a cabo considerando los métodos:

ACR técnica de estimación mediante curvas de reducción (NERC, 1975)

APS técnica de estimación de probabilidad seleccionada (Peagram y Deacon, 1992)

ECB técnica de estimación conjunta bivariada (Escalante, 1998a)

II técnica de estimación del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Vázquez, 1995)

M técnica de estimación por mayoración de la avenida más adversa (Domínguez *et al.*, 1980)

En los cuadros 5 y 6 se presentan los valores obtenidos para Q_p , V_i , V_p y V_d por las diferentes técnicas para los casos de las estaciones Álamos, Bamicori y San Ignacio. La selección de estas estaciones se debe

4. Comparación entre los valores reales (M) y estimados (E) en la estación La Veranera

t_r (años)	año (M)	t_b (M) (días)	t_b (E) (días)	t_p (M) (Mm³)	t_p (E) (Mm³)	V_p (M) (Mm³)	V_p (E) (Mm³)	V_d (M)	V_d (E)	Q_p (M) (m³/s)	Q_p (E) (m³/s)
13	1955	4	6	2	3	72.1	76.2	52.8	59.4	858.9	588.3
6.5	1958	6	6	3	3	46.4	55.8	65.2	46.1	589.3	438.7
4.3	1963	7	6	4	3	66.1	45.9	30.4	38.6	298.4	354.7
3.2	1964	13	6	10	3	81.9	38.3	22.1	33.3	242.9	295.6
2.6	1959	8	6	6	3	29.8	32.3	16.3	29.1	215.8	249.1
2.1	1960	5	6	2	3	8.1	27.2	23.1	25.7	171.6	210.0

5. Valores reales y estimados de Q_p (m^3/s) y V_t (Mm^3) por los diferentes métodos

Estación	T años	Q_p real	Q_p MP	Q_p ECB	Q_p M	Q_p II	Q_p ACR	V_t real	V_t MP	V_t ECB	V_t M	V_t II	V_t ACR
Bamícori	31	142	115	104	149	149	291	13	25	10	15	17	7
	15.5	95	91	89	109	109	223	8	20	8	11	15	5
	10.3	79	78	80	88	88	180	7	17	7	9	14	5
	7.7	71	69	74	75	75	163	7	15	7	7	12	4
	6.2	70	62	69	66	66	145	7	12	6	6	11	3
Álamos	21	271	334	279	276	276	258	64	77	60	88	100	29
	10.5	261	259	233	266	266	196	36	60	50	85	79	22
	7	259	217	205	259	259	160	54	52	44	83	67	18
	5.25	240	189	185	252	252	134	25	38	40	80	58	15
	4.2	199	149	169	209	209	116	30	42	37	67	51	14
San Ignacio	17	2654	3012	2010	2238	2238	2453	442	677	413	488	695	224
	8.5	2081	2299	1729	1802	1802	1817	359	520	361	393	594	165
	5.6	1611	1903	1559	1547	1547	1454	302	435	329	337	536	135
	4.2	1456	1627	1433	1366	1366	1181	187	374	306	297	495	115
	3.4	1326	1415	1332	1225	1225	999	256	327	287	267	462	101

6. Valores reales y estimados de V_p (Mm^3) y V_d (Mm^3) por los diferentes métodos

Estación	T años	V_p real	V_p MP	V_p ECB	V_p M	V_p II	V_p ACR	V_d real	V_d MP	V_d ECB	V_d M	V_d II	V_d ACR
Bamícori	31	6	15	6	6	9	3	7	11	4	9	8	4
	15.5	4	12	5	4	7	2	4	8	4	7	8	3
	10.3	3	10	4	4	6	2	3	7	3	5	8	3
	7.7	3	9	3	3	5	1	5	6	3	5	7	3
	6.2	3	8	3	2	4	1	4	5	3	4	7	2
Álamos	21	15	43	30	14	47	11	49	34	31	75	54	18
	10.5	11	33	25	14	34	8	25	26	25	72	45	14
	7	23	28	22	13	27	7	31	23	23	70	40	11
	5.25	11	24	20	13	22	6	14	20	20	68	32	9
	4.2	9	21	18	11	19	5	22	19	19	57	32	9
San Ignacio	17	178	390	157	156	288	84	265	287	257	332	409	140
	8.5	127	298	135	125	249	62	232	223	227	268	346	103
	5.6	128	246	121	107	228	50	174	188	208	230	309	85
	4.2	65	211	111	95	212	40	122	163	196	203	283	72
	3.4	80	183	102	85	200	38	185	144	185	182	262	63

a que es necesario determinar cuál es la influencia del área de la cuenca en el proceso de estimación regional.

De los resultados obtenidos se pueden dar las siguientes conclusiones:

1) Se puede decir en general que las técnicas *MP*, *ECB*, *M*, *II* y *ACR* pueden estimar, con aceptable confiabilidad, el valor de Q_p para los periodos de retorno analizados. La única excepción se tuvo en la estimación de Q_p por la técnica *ACR* en la estación Bamícori. La

razón es que los valores de $(Q/\bar{Q}_{inst})_T$ de la ecuación (2), son estimados al considerar las 23 estaciones de la región meteorológicamente homogénea. En dicha región los valores puntuales de $(Q/\bar{Q}_{inst})$ y las áreas drenadas de la mayoría de las cuencas analizadas son grandes en comparación de los valores obtenidos para la estación Bamícori, por lo que se tiene una sobreestimación de eventos, situación que no se observa para el caso del método propuesto.

7. Componentes de los hidrogramas de diseño en la estación San Ignacio

Componente	T (años)	MP	ECB	M	Método				
					II	ACR	APS(1)	APS(2)	APS(3)
Q_p (m³/s)	50	4254	2510	2918	2918	3560	2538	2332	1984
	100	5157	2963	3354	3354	8259	2898	2678	2332
	500	7643	3581	4368	4368	22786	3778	3553	3172
V_i (Mm³)	50	949	464	637	860	325	375	421	460
	100	1147	506	732	971	422	411	462	509
	500	1691	627	953	1247	753	497	560	621
V_p (Mm³)	50	551	191	203	321	122	150	157	185
	100	668	215	233	350	158	152	167	190
	500	991	270	304	422	282	183	215	237
V_d (Mm³)	50	398	273	434	539	203	225	264	275
	100	478	291	499	621	264	259	295	319
	500	700	357	649	825	471	314	345	384

8. Valores reales y estimados del Q_{med} en la subregión en estudio

Estación	Área (km²)	Q_{med} real (m³/s)	Q_{med} estimado (m³/s)
Bamitori	223	35.9	30.4
Tinaja La	275	26.7	36.4
Molinos Los	501	24.8	62.3
Zopilote	666	156.2	81.1
Choix	1403	184.8	163.4
Cazanate	1813	224.5	208.1
Naranjo	2064	290.8	235.1
Álamos	2270	118.3	256.9
Tecusiapa	3773	506.3	410.8
Urique	4000	234.9	433.1
Veranera La	4106	246.9	443.4
Chinipas	5098	714.1	537.5
Toahayana	5281	820.1	554.4
Guerachic	6262	509.0	642.1
Palo Dulce	6323	742.9	647.3
Jaina	8179	592.5	800.3
San Ignacio	10920	1145.9	996.3
San Francisco	17531	1197.1	1323.3
Huites	26020	2295.6	1440.6
Mahone El	29428	95.2	1391.9
Cañas	29529	1301.4	1389.7
San Blas	33590	2620.6	1258.3
San Miguel Zapotitlán	34450	469.1	1220.5

2) Con referencia al V_i , la estimación mediante las técnicas *MP*, *ECB* y *M* se puede considerar aceptable; sin embargo, la selección de la avenida más adversa

para la técnica *M*, puede afectar el valor estimado, tal es el caso de la estación Álamos, donde se presenta cierta sobrestimación. Las técnicas *II* y *ACR* producen sobrestimaciones o subestimaciones de más del 50% con referencia a los valores considerados como reales, según el criterio propuesto.

3) Los volúmenes acumulados antes y después del gasto pico V_p y V_d son bien estimados a través de las técnicas *MP*, *ECB* y *M*, aunque nuevamente la selección de la avenida más adversa puede producir sobrestimaciones. Las técnicas *II* y *ACR* producen los peores resultados comparativamente a los valores considerados como reales.

Como puede observarse de los resultados obtenidos, el método es competitivo con respecto a las técnicas ya presentadas en la literatura; sin embargo, su gran potencial estará en su aplicación en sitios con nula información hidrométrica.

La segunda parte del análisis consiste en que una vez seleccionado el mejor método de estimación, es posible obtener avenidas de diseño para algún periodo de retorno seleccionado. Con fines comparativos, en el cuadro 7 son presentados las componentes de los hidrogramas de diseño para 50, 100 y 500 años de periodo de retorno en la estación San Ignacio por los diferentes métodos. Para la técnica *APS* se presentan los hidrogramas resultantes para las tres diferentes combinaciones condicionales de las variables Q_p y V_i que propone ese método.

Es importante mencionar que los resultados obtenidos consideran el verdadero valor de Q_{med} . Al aplicar la función polinomial de segundo grado, que sería el caso de cuencas no aforadas, se observa que el factor de escala de las diferentes áreas involucradas pu-

diera sobrestimar o subestimar el valor de Q_{med} y por tanto de las componentes del hidrograma. En el cuadro 8 se comparan los valores reales de Q_{med} y los estimados mediante el ajuste polinomial.

Conclusiones

Las técnicas estaciones-año y de correlación y regresión múltiple han sido ampliamente utilizadas en el análisis hidrológico para la estimación de gastos máximos para diferentes periodos de retorno. En este trabajo se ha propuesto su uso no sólo para la determinación del gasto pico, sino también para la estimación de las componentes más importantes del hidrograma, como son el volumen total y los tiempos pico y base.

El método propuesto tiene las siguientes ventajas y desventajas:

1. La técnica empleada no requiere que las estaciones utilizadas tengan un periodo común de registro. Por lo que se podrá hacer uso de un número mayor de estaciones en el análisis.

2. De acuerdo con los resultados obtenidos utilizando el verdadero valor del Q_{med} , el factor del área de la cuenca no influyó en forma importante en la estimación de las componentes de los hidrogramas en las cuencas aforadas. Sin embargo, si se quiere estimar hidrogramas de diseño en sitios no aforados, el factor área ya se nota como una variable fundamental, ya que para algunos sitios se pueden tener sobreestimaciones y en otros subestimaciones. Un criterio para aplicarlo en estos sitios puede ser el verificar que los valores reales y los estimados no difieran entre sí en forma importante.

3. Si bien el método no es infinitamente superior a otros, sí se debe considerar como una alternativa en la estimación de avenidas de diseño. También es cierto que puede mejorarse si se consideran la información disponible de 1986 a la fecha, otras técnicas de delimitación e incluso otros métodos de estimación como el de la avenida índice.

Recibido: 28/01/99
Aprobado: 08/10/99

Agradecimientos

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Referencias

Ashkar, F. y J. Roussell. 1982. *Statistical Analysis of Rainfall and Runoff*, A multivariate statistical analysis of flood magnitude, duration and volume, V. P., Singh editor, EUA.

- Balocki, J. y S. Burges. 1994. Relationships between n-day flood volumes for infrequent large floods. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 120(6):794-818.
- Bergmann, H. y B. Sackl. 1985. Two dimensional frequency analysis of flood water flow and its application in water management. *Proceedings of International Association for Hydraulic Research, 21st IAHR Congress*, Melbourne, Australia.
- Burden, R., Douglas, J., Reynolds, A. 1981. *Numerical analysis*, USA: PWS Publishers, pp. 439-461.
- Campos, D. 1984. *Manual para la estimación de avenidas de diseño en cuencas menores de 15 km²*, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, San Luis Potosí, México, pp. 8-9.
- Campos, D. 1992. *Procesos del ciclo hidrológico*, Capítulo IV, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Segunda Reimpresión.
- Cunnane, C. 1988. Methods and merits of regional flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 100:269-290.
- Domínguez M. R., O. Fuentes y V. Franco. 1980. *Manual de diseño de obras civiles. Hidrotecnia*, Capítulo A, 1.10, Avenida de Diseño, Comisión Federal de Electricidad, México.
- Escalante, C. 1998a. Multivariate estimation of extreme flood hydrographs. *Hydrological Science and Technology Journal*, 14(1-4):1-10.
- Escalante, C. 1998b. Multivariate extreme value distribution with mixed gumbel marginals. *Journal of the American Water Resources Association*, 34(2):321-333.
- Escalante, C. y J. A. Raynal. 1990. Un modelo de análisis regional hidrológico. *Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Montevideo, Uruguay, 1:949-958.
- Goel N. K., S. Seth y S. Chandra. 1998. Multivariate modeling of flood flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 24(2):146-155.
- Gumbel, E. J. 1960. Distributions des valeurs extremes en plusieurs dimensions. *Publications de L'Institut de Statistique*, 9:171-173.
- Gutiérrez C. y A. Aldama. 1990. Una nueva metodología para estimar las avenidas de diseño. *Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Montevideo, Uruguay, 1:875-885.
- Hann, C. T. 1977. *Statistical methods in hydrology*, USA: The Iowa State University Press, 378p.
- Hawkins R.H. y R. A. Pole. 1989. Standardization of peak-volume transformations. *Water Resources Bulletin*, 25(2): 377-380.
- Hiemstra, L. A. y D. M. Francis. 1979. *The runoff hydrograph theory and application for flood predictions*, Water Resources Commission, Pretoria, Sudáfrica.
- Kite, G.W. 1988. *Frequency and risk analyses in hydrology*. USA: Water Resources Publications, 257p.

- Molfino, M. E. y J. F. Cruise. 1990. An additional analysis of peak-volume relations and standarization procedures. *Water Resources Bulletin*, 26(4):687-692.
- Nathan, R. J. y J. Mc Mahon. 1990. Identification of homogeneous regions for the purposes of regionalization. *Journal of Hydrology*, 121:217-238.
- NERC, 1975. *Flood Studies Report*, Natural Environment Research Council. Inglaterra, vol. 1.
- Peagram S. y P. Deacon. 1992. Extreme flood hydrographs of chosen probability. *Proceedings of the International Symposium on Dams and Extreme Floods*, International Comission of Large Dams. Granada, España, 1:69-80.
- Raynal, J. A., 1985. *Bivariate extreme value distributions applied to flood frequency analysis*, Ph. D. dissertation, Civil Engineering Department, Colorado State University 237 p.
- Raynal, J. A. y C. Escalante. 1992. *Hydrology and Water Resources Education, Training and Managment*, Part. A. FLODRO: A user-friendly personal computer package for flood and drought frequency analyses for education and training, EUA: Water Resources Publications, 478p.
- Rogers, W. F. 1979. A Practical model for linear and nonlinear runoff. *Journal of Hydrology*, 46:51-78.
- Salas, J. D., J. W. Delleur, V. Yevjevich y W. L. Lane. 1988. *Applied modeling of hydrological time series*, USA: Water Resources Publications, 484p.
- Singh, V. P. y H. Aminian. 1986. An empirical relation between volume and peak of direct runoff. *Water Resources Bulletin*, 22(5):725-730.
- Vázquez C. M. 1995. *Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Desarrollo y validación*, Tesis de maestría, DEPI-UNAM, México, 119p.

Abstract

Escalante-Sandoval, C. & L. Reyes-Chávez. "Regional estimation of flood events". *Hydraulic Engineering in Mexico (in Spanish)*. Vol. XV, num. 2, pages 47-61, may-august, 2000.

Extreme flood hydrographs defined by peak discharge Q_p , total flood volume V_t , flood volume before peak discharge V_p , flood volume after peak discharge V_d , time-to peak t_p and recession time t_r are computed by using the regional techniques named: station-year and multiple regression. A region in Northern Mexico with 23 gauging stations has been selected to apply the proposed method. Resulting hydrographs have been compared with those obtained by other available techniques. Results suggest that the procedure is a suitable option to be considered in the joint estimation of flood events.

Key words: flood events, regional hydrologic analysis, maximum yearly discharge frequency analysis

Dirección institucional de autores:

Carlos A. Escalante Sandoval, Lilia Reyes Chávez

División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería, UNAM
Depto. de Ingeniería Hidráulica
AP. 7560
CP. 04510, Cd. Universitaria, México, D.F.
E-mail: caes@servidor.unam.mx