

# Propuesta de criterios para la elaboración de estudios hidrológicos

## (Primera parte)

Daniel Francisco Campos Aranda

Facultad de Ingeniería, UASLP

*La propuesta desarrollada en este trabajo tiene como objetivo primordial contribuir a actualizar y sistematizar la elaboración de los estudios hidrológicos de la infraestructura hidráulica. Se destaca su formulación moderna mediante el empleo del análisis regional de la información hidrométrica para estimar los volúmenes escurridos en cuencas sin afloros y en la aplicación del análisis estocástico al diseño del embalse. La propuesta de criterios se orienta a sistematizar las fases iniciales de todo estudio hidrológico y, lejos de ser rígidas en los análisis de la información, resultan muy versátiles en cuanto a las técnicas factibles de aplicar, lo cual redundará en el desarrollo de juicios y criterios ingenieriles al obtener las conclusiones.*

Un trabajo de este tipo dará origen a una gran polémica, sobre todo en los aspectos de criterios de diseño, pues los procedimientos sugeridos son en realidad técnicas estadístico-hidrológicas de probada eficiencia y amplia aceptación mundial. Uno de los objetivos de esta propuesta es establecer un documento base para su estudio, discusión y aceptación en un futuro inmediato; esto último, por la necesidad obvia de dichas normas. En caso de motivar hacia tales disertaciones se habrá cumplido con la idea original que propició esta propuesta.

### Sinopsis

En la parte inicial se manifiestan la necesidad e importancia de contar con normas para la elaboración de los estudios hidrológicos; en seguida se detalla la información que se debe recabar, subrayando la trascendencia de la designada como específica. A continuación se proponen análisis estadísticos para los diferentes datos hidrológicos disponibles y se sugieren procedimientos para las estimaciones hidrológicas básicas, como las crecientes o avenidas de diseño, cuya magnitud es relevante para la seguridad de la estructura. Posteriormente, se describen procedimientos y

criterios de diseño para las ocho obras de infraestructura hidráulica que se han considerado. En la segunda parte se desarrollarán dos temas cuya importancia y necesidad de revisión acuciosa es muy evidente, con la idea central de orientar las futuras discusiones y las conclusiones que de éstas se deriven.

### Justificación

Como resultado de los cambios de política económica en el país y en las dependencias del sector federal, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) y en especial la Comisión Nacional del Agua (CNA), antes Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, perdieron recursos humanos calificados en todas las áreas de la ingeniería. Aunado a esto, los programas de capacitación emprendidos hace años, no tuvieron el éxito esperado.

Debido a lo anterior, se ha reducido la capacidad de trabajo, y como solución se plantea la contratación de estudios, diseños y construcción de obras de infraestructura hidráulica; sin embargo, para que la supervisión y aceptación de tales trabajos sean satisfactorias, es necesario contar con criterios precisos y estrictos de ejecución en todos los campos de la ingeniería.

Para formularlas en el caso de los estudios de hidrología superficial, aquí se desarrolla una propuesta que tiene el objetivo fundamental de definir el nivel y/o alcance que cada tipo de estudio hidrológico debe tener, así como sentar las bases para su análisis, discusión, modificación y finalmente aceptación como normas o preceptos a cumplir, con las consecuentes ventajas en cuanto a la calidad de los estudios contratados y ejecutados. Además, esta propuesta define la bibliografía fundamental en este campo de diseño.

## Generalidades

### Tipos de obras hidráulicas

Aunque en su mayoría las obras de infraestructura hidráulica están constituidas por embalses, con uno o varios propósitos, no es sorprendente que en un futuro inmediato la generalidad de las obras de aprovechamiento que se construyan sean presas derivadoras, tomas directas, plantas de bombeo y embalses laterales o transvases; en cambio, las obras de control de crecientes que con más frecuencia se construirán serán, sin duda, los embalses rompepicos y los de control, así como las rectificaciones y encauzamientos de ríos. Por otra parte, al tomar en cuenta los diferentes enfoques que presentan los estudios hidrológicos de las obras citadas, se propone agruparlas, para fines de este trabajo, de la manera siguiente:

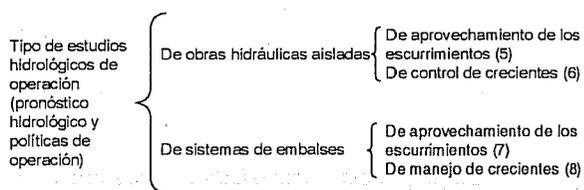
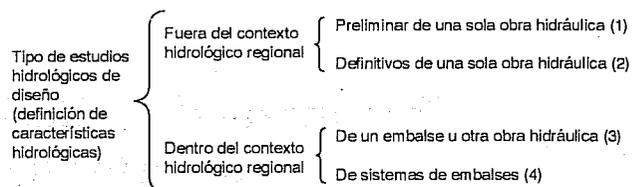
- Presas de almacenamiento de propósitos múltiples (embalses medianos y grandes)
- Presas de almacenamiento de propósito único (embalses pequeños)
- Presas de derivación y tomas directas
- Presas rompepicos y de control
- Rectificación y encauzamiento de ríos
- Estructuras de drenaje de acueductos y caminos
- Sistemas de drenaje pluvial agrícola.

Para cada tipo de obra se plantean los criterios básicos de elaboración de su estudio hidrológico, previa clasificación como se sugiere a continuación.

### Tipos de estudios hidrológicos

En la ilustración 1 se muestra la clasificación propuesta para los diversos tipos de estudios hidrológicos, aunque sólo se desarrollan los criterios de ejecución relativos a los tipos 2 y 3, ya que las correspondientes a los restantes implican una formulación específica y hasta podría decirse que

## 1. Clasificación propuesta para los estudios de hidrología superficial



se requieren normas para cada caso en particular, sobre todo en los sistemas de embalses (estudios 4, 7 y 8). En relación con el tipo 1, se considera que cuando menos este análisis debe ser realizado por el personal de la Comisión Nacional del Agua, para tener una idea general del proyecto y las bases para juzgar los estudios posteriores.

### Determinaciones hidrológicas básicas

Nuestro país, con su amplia diversidad de climas, la presencia de un trópico húmedo y grandes zonas semiáridas, da origen a estimaciones hidrológicas de muy diversos enfoques; sin embargo, en todos los casos es necesario realizar las siguientes determinaciones básicas, ya sean "confiables", al contar con suficiente información hidrológica, o "estimaciones" debido a la escasa información climatológica disponible:

- Escurrimientos anuales y/o mensuales
- Demandas mensuales
- Aportaciones de sedimentos
- Crecientes o avenidas de diseño

Estas cuatro determinaciones "básicas" se exponen al inicio de los procedimientos sugeridos para cada estudio hidrológico, con el propósito de no repetir el mismo análisis estadístico de la información climática o hidrométrica, de manera que sólo se hace referencia a ellos durante las descripciones de los análisis específicos propuestos para cada obra hidráulica, cambiando los "criterios de diseño". Por igual motivo, se incluyen como determinación básica

la recopilación de distintos tipos de información: general, específica, cartográfica, meteorológica e hidrométrica.

### Contexto hidrológico regional

Aunque en un sentido global en la República Mexicana no existe déficit entre el agua dulce generada y la demandada, sí lo hay a nivel regional debido a que la distribución espacial de la población no se apega a la de los recursos hidráulicos; por lo tanto, la cuantificación del agua disponible y su localización son altamente prioritarias, así como su uso racional. Esto último implica considerar el funcionamiento conjunto de las cuencas dentro de su región hidrográfica, ya que el uso o alteración de los recursos de una puede modificar al conjunto, lo que, en algunos casos, llega a producir daños que inhiben el mejor uso a futuro, o bien, se tiene que recurrir a soluciones costosas que podrían haberse evitado, si todas las cuencas se hubieran considerado como una gran unidad hidrológica (Avellán y Porras, 1970).

La técnica del balance hidrológico y sus procedimientos de cálculo y estimación constituyen una herramienta de análisis que permite formular un enfoque global sobre la cuantificación de los recursos hidráulicos disponibles o remanentes y de sus cambios bajo la influencia de las actividades humanas (Sokolov y Chapman, 1974). Con base en el enfoque de balance hidrológico es posible hacer estimaciones de los recursos hidráulicos en sitios de interés sin información hidrométrica. En general, el balance de cuencas, embalses y acuíferos constituye la justificación hidrológica de los proyectos para el uso racional, control y redistribución de los recursos hidráulicos en tiempo y espacio, como son: uso y regulación de escurrimientos, transvases, etcétera.

### Información por recabar

Como parte inicial de todo estudio hidrológico se recopilará la información que se cita y detalla en los siguientes cinco incisos.

#### General y cartográfica

Se incluirá la descripción general del proyecto, propósito (s), ubicación y ambiente geográfico. Respecto a los datos cartográficos se sugiere localizar las cuencas mayores de 2 000 km<sup>2</sup> en las cartas topográficas del Instituto Nacional de Geografía y Estadística (INEGI) escala 1:250 000, las menores en escala 1:50 000 y las mayores de 10 000 km<sup>2</sup> en escala uno a un millón. Las cuencas menores

de 2 km<sup>2</sup> requieren de un levantamiento topográfico de parteaguas y de colector principal. Además, se localizará la cuenca en otras cartas del INEGI y se obtendrá la información correspondiente.

#### Meteorológica y climatológica

Siempre que sea posible se recolectará información de los observatorios meteorológicos, en especial sobre registros pluviográficos, humedad relativa, horas de insolación, velocidad del viento, radiación incidente, etc. Esto permitirá construir curvas de Intensidad-Duración-Período de retorno, realizar análisis de transposición y maximización de las tormentas ocurridas, efectuar estimaciones de la evapotranspiración potencial por medio de la ecuación de Penman, etcétera.

Como complemento se recopilarán los registros mensuales de las estaciones climatológicas (termo-evapoplumiométricas) ubicadas dentro de la cuenca o zona del proyecto, así como en sus cercanías, incluyendo: precipitación, evaporación, temperatura ambiente y lluvia máxima diaria en 24 horas de observación convencional. Tales registros podrán corresponder a estaciones de la red de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), del Servicio Meteorológico Nacional (SMN), de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), de la Comisión Internacional de Límites y Aguas (CILA) u otros organismos y servirán para estimar volúmenes escurridos, evaporaciones netas en embalses y evapotranspiraciones, entre otros.

#### Hidrométrica

La información hidrométrica se obtendrá en estaciones de la red de la SARH, CFE y/o CILA, además de la disponible de presas en operación, a fin de recabar los siguientes registros:

Descripción	Utilidad
- Gastos medios diarios	- Diseño de canales y presas de derivación
- Volúmenes anuales y mensuales	- Diseño de grandes presas y sus sistemas
- Volúmenes mensuales	- Diseño de pequeñas presas
- Gasto máximo diario e instantáneo anuales	- Estimación probabilística de crecientes

#### Información sobre sedimentos

En las estaciones hidrométricas de la región se obtendrán los datos de sólidos en suspensión y, con base en las batimetrías realizadas en las presas en

operación cercanas, se estimará la aportación de sedimentos de su cuenca, en  $m^3/km^2/año$ .

### Información específica

En este concepto se engloba a la información de campo que es necesaria o que brinda enorme apoyo a las estimaciones hidrológicas:

- Geología, suelos y vegetación. Notas tomadas en la visita a la cuenca o zona del proyecto, teniendo especial cuidado de obtener datos sobre los cambios ocurridos, como: apertura de áreas al cultivo, reforestaciones, incendios de importancia, deforestaciones, rectificaciones o encauzamientos, etcétera.
- Escurrimientos y sequías. Meses sin escurrimiento o de estiaje, fechas de inicio y terminación de la época de aguas altas, sequías históricas, áreas afectadas, etcétera.
- Cultivos. Ciclos agrícolas, fechas de siembra y recolección, otras fechas fenológicas, problemas específicos, etc. De preferencia esta información se obtendrá en los centros de investigación agrícola de la zona o en los distritos de riego y temporal establecidos, así como en las áreas agrícolas de particulares.
- Desarrollo urbano. Pronóstico de número de habitantes, plano regulador, tendencias de crecimiento urbano-industrial, evolución de dotaciones y demandas industriales, proyectos de desarrollo ecológico, etcétera.
- Crecientes o avenidas. Período(s) de ocurrencia, duraciones, hora de ocurrencia, crecientes históricas, zonas afectadas y sus daños, volúmenes escurridos, etcétera.

### Análisis hidrológicos generales

En este apartado se describen los análisis estadísticos y de otros tipos que son comunes en los estudios hidrológicos, pues en realidad constituyen la fase posterior de la recopilación de la información. Se insiste en que debido a la estructura de esta propuesta, sólo se citan los procedimientos básicos sugeridos y las referencias bibliográficas originales donde se pueden consultar.

Por comodidad, los análisis se describen para un único registro procedente de una estación climatológica o hidrométrica, pero se debe entender que tal análisis se realizará en todos los registros disponibles, integrando y/o ponderando los resultados para la cuenca o zona del proyecto.

### Procesamiento de la información climatológica

Con base en el registro mensual de precipitación y temperatura media (ambiente), previa deducción de sus valores faltantes y comprobación de su homogeneidad (Thom, 1971), se obtienen los doce valores promedio mensuales ( $p_i$  y  $T_{ti}$ ), así como las magnitudes anuales ( $P$  y  $T_t$ ). Con los valores  $T_{ti}$  y los otros parámetros climáticos, se estima la evapotranspiración potencial mensual (ETPi), por medio de los criterios de evaporación ajustada, Blaney-Criddle y Radiación (Doorenbos y Pruitt, 1977), Thornthwaite (Jiménez, 1978), Hargreaves (Hargreaves, 1981) y Turc (Turc, 1961 y Remenieras, 1974). Los resultados se dibujan para observar si hay concordancia o desajuste y se adopta uno de ellos de acuerdo con las recomendaciones de aplicabilidad según el clima (Papadakis, 1962).

### Determinación del clima

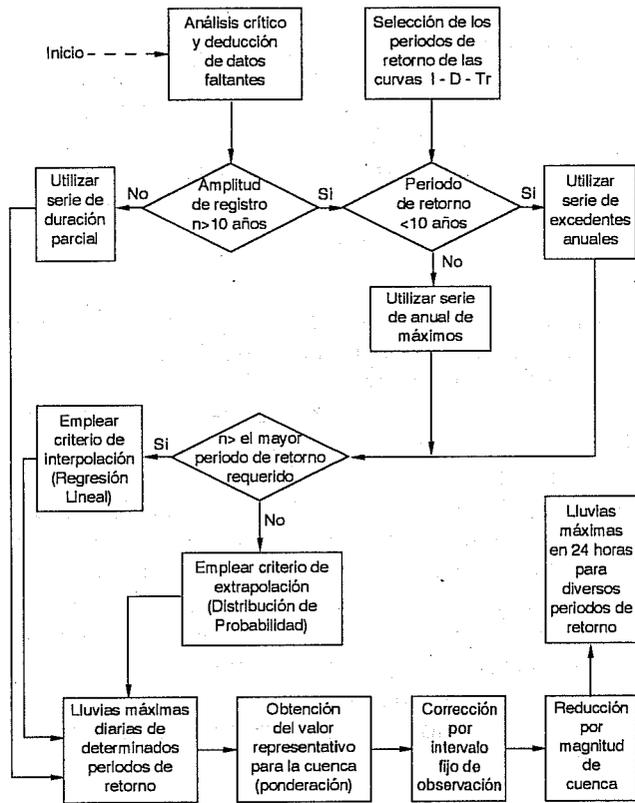
A partir de los valores de  $p_i$ ,  $T_{ti}$ ,  $P$ ,  $T_t$  y ETPi, se define el clima de la cuenca del proyecto y de su área de beneficio, o bien, de la zona del proyecto, aplicando los sistemas de Köppen modificado (García, 1981; Campos, 1986) y 2° de Thornthwaite (Jiménez, 1978).

### Análisis de las precipitaciones máximas en 24 horas de observación convencional

Con base en el registro de precipitaciones máximas mensuales se integra el de máximas anuales (serie anual), el cual se procesa probabilísticamente mediante las funciones de distribución de probabilidades (FDP): Log-Pearson tipo III (Water Resources Council, 1976) y General de Valores Extremos (Raynal, 1984) para obtener los valores correspondientes a los períodos de retorno ( $T_r$ ) de diseño, normalmente 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1 000, 5 000 y 10 000 años. Para apreciar la bondad del ajuste, se dibujan los valores de la serie anual y la FDP en papel de probabilidad log-normal o de Gumbel según la distribución empleada; se elabora además una tabla comparativa de resultados. La corrección por intervalo fijo de observación equivale a multiplicar por 1.13 (Weiss, 1964). El procedimiento general de los análisis se muestra en la ilustración 2.

Si no se dispone de estaciones pluviométricas en la zona, caso común en los estudios hidrológicos de las obras hidráulicas pequeñas, como las de drenaje o las presas rompepicos, se obtendrán las precipitaciones correspondientes a los  $T_r$  citados en el Boletín de tormentas máximas observadas y probables en 24 horas (SRH, 1976).

**2. Secuencia de procesamiento estadístico de lluvias máximas diarias (Campos, 1984b)**



*Análisis de registros pluviográficos*

La información pluviográfica procesada se reporta en las intensidades máximas observadas durante la tormenta, para cada una de las 10 duraciones estándar que son: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos. Para cada una se integra una serie de excedentes anuales y se le ajusta una FDP, recomendándose las siguientes: Log-Pearson tipo III y General de Valores Extremos, así como el cálculo de modelo regresional. Con base en el análisis anterior, se puede disponer de los valores de intensidad asociados con los  $T_r$  de diseño para cada duración; con dichas ternas de magnitudes se construyen las curvas I-D- $T_r$  en papel logarítmico, dibujando en las abscisas los tiempos en minutos y en las ordenadas, las intensidades en mm/h y se define una curva para cada  $T_r$ . Cuando la información pluviográfica no está procesada, primero se construye la curva masa de cada tormenta y se buscan en ella las intensidades máximas durante cada duración estándar. En caso de no disponer de registros pluviográficos, se sugiere aplicar el criterio propuesto por Campos y Gómez (1990).

*Análisis de volúmenes escurridos anuales*

Como guía para la selección de la FDP más adecuada a los datos de escurrimiento anual, se puede utilizar el cuadro 1 (Riggs y Hardison, 1973), para lo cual se deben evaluar los siguientes parámetros estadísticos:

- media ( $\bar{x}$ )
- desviación estándar (S)
- coeficiente de variación (Cv)
- coeficiente de asimetría (Cs)
- media logarítmica ( $\overline{\log x}$ )
- índice de variabilidad (lv)
- coeficiente de oblicuidad (g)

**1. Selección de la FDP**

	Cv	g
	-1.50 a -0.20	-0.20 a + 0.50
0 a 0.25	normal (N)	log-normal (LN)
0.25 a 2.00	(N) si Cs < 0.20 (W) si Cs > 0.20	

W = Weibull

*Análisis probabilístico de gastos máximos*

Cuando la cuenca de la estación hidrométrica que se procesa tiene un tamaño superior a los 1000 km<sup>2</sup>, conviene primero investigar en el registro la presencia de dos poblaciones, una ciclónica y otra asociada con tormentas de verano (Campos, 1987b).

*Análisis de gastos medios diarios máximos anuales*

Para obtener los valores de gasto medio diario asociado a un  $T_r$  de diseño, se realizarán ajustes de FDP preferentemente con el método de máxima verosimilitud para estimar sus parámetros, por ejemplo, de distribuciones Log-Pearson tipo III y General de Valores Extremos, y se seleccionarán los resultados con menor error estándar de ajuste que reporte la FDP. Conviene aclarar que los gastos máximos anuales medios diarios se analizan para cumplir con la teoría estadística de valores extremos, al obtener éstos como los mayores valores de cada muestra de 365 datos.

*Análisis de gastos máximos instantáneos*

Al procesar los valores de gasto máximo instantáneo se sugiere utilizar las FDP para poblaciones mezcladas (Gutiérrez y Raynal, 1988; Campos, 1989), los modelos de Nash y regresión logarítmica, así como las series de duración parcial a través de

modelos como el de Shane y Lynn (1964), el de Todorovic y Zelenhasic (1970) y el de Cervantes y Villaseñor (1979).

#### *Análisis de sedimentos*

Con base en el registro de volúmenes anuales en suspensión se cuantifica el valor promedio anual, el cual se incrementa un 5-30% para tomar en cuenta el transporte de fondo (Vega y Arreguín, 1981); sin embargo, el procedimiento sugerido para estimar dicho transporte consiste en aplicar métodos de hidráulica fluvial (CFE, 1981). La suma del transporte en suspensión y el de fondo conduce a la llamada Aportación de Sedimentos (AS) de la cuenca, comúnmente expresada en  $\text{kg}/\text{km}^2/\text{año}$ . Otra estimación de la AS se obtiene mediante las batimetrías existentes en los embalses de la zona o región del proyecto, de acuerdo con el procedimiento descrito por Klohn (1971).

#### **Estimaciones hidrológicas básicas**

##### *Volúmenes escurridos anuales y/o mensuales históricos*

Al estimar la serie de volúmenes escurridos anuales (Campos, 1984b) a partir de la información hidrométrica disponible, se pueden presentar los cuatro casos siguientes:

1. Existe información hidrométrica en el sitio del proyecto y, por tanto, están definidos los volúmenes escurridos; sólo se recomienda verificar su homogeneidad y ampliar el registro por medio de su correlación con otros o con la lluvia en la cuenca.
2. Se cuenta con información hidrométrica sobre la corriente cercana al sitio del proyecto. En este caso solamente se corrige el registro disponible, por medio de la relación de áreas de cuenca, se verifica su homogeneidad y se trata de ampliar. Si la estación está alejada del sitio, la aportación no es tan directamente proporcional a las cuencas; en general, es una función exponencial de esta relación (con exponente menor a la unidad); además, también lo es de la relación de precipitaciones medias elevada a un exponente mayor a la unidad.
3. La cuenca del proyecto no está aforada, pero hay información hidrométrica en la zona o región, entonces se aplican las técnicas de transporte de dicha información y se realiza un análisis

detallado de los registros transportados para adoptar uno.

4. No existe información hidrométrica en la zona y se tienen que estimar los escurrimientos con base en la información climatológica. En estas circunstancias, se aplican criterios a partir del excedente de precipitación, esto es, de la diferencia entre la precipitación y la evapotranspiración real.

En los tres primeros casos, los escurrimientos mensuales se definen al corregir o transportar la información hidrométrica. Para el último, se recomienda aplicar el método de los fragmentos con base en la información recabada en el campo sobre escurrimientos y lluvia mensual (Klêmes, 1973; Campos, 1984b). También podría intentarse calculando la precipitación efectiva en 24 horas, teniendo en cuenta el número de escurrimiento  $N$  y su posible variación al considerar antecedente seco, medio y húmedo por lluvias precedentes; es un método laborioso, pero con auxilio del microcomputador es factible; se obtendrían los escurrimientos diarios, mensuales y anuales (Campos, 1984b).

En cualquiera de las cuatro opciones descritas, cuando el estudio se deba contemplar en un contexto hidrológico regional, se efectuarán los análisis globales de integración y verificación en los sitios con información hidrométrica, por ejemplo, a través de curvas de isoescorrimento para ratificar su estimación, o bien, se harán las correcciones necesarias (Sokolov y Chapman, 1974).

##### *Demandas mensuales de riego*

Se sugiere utilizar el criterio propuesto por la FAO (Doorenbos y Pruitt, 1977), que se basa en los planteamientos de Blaney-Criddle, pero que estima los coeficientes de desarrollo de acuerdo con un procedimiento que considera la fenología del cultivo en la zona del proyecto y otros datos climáticos. En realidad, la estimación de las demandas de riego está en función de la cantidad y calidad de la información específica disponible sobre cultivos.

De acuerdo con el planteamiento propuesto para la conducción de las extracciones a la zona de riego y con la experiencia y técnicas de riego que se empleen, se estiman las eficiencias de conducción y de aplicación o riego, con lo cual puede integrarse la ley de demandas (Bos y Nugteren, 1978).

### *Demandas mensuales constantes*

Para los casos de abastecimiento de agua potable y/o usos industriales, se define una dotación por habitante y por día, con base en la información específica recabada, que al multiplicarse por el número de habitantes estimados a la fecha de proyección del análisis (normalmente el año 2010), define el volumen requerido por día, mismo que se transforma en demanda constante en litros por segundo y en volumen mensual.

### *Simulación de la sedimentación*

Al realizar estimaciones sobre la eficiencia de retención del embalse conforme se llena de sedimentos, es posible simular su aterramiento, para obtener, en un cierto número de años de operación, el volumen acumulado probable de sedimentos con el cual se efectúa el pronóstico de su distribución en el vaso, mediante la gráfica de elevaciones-áreas-capacidades. Con ésta se aborda el estudio de la simulación de la operación del vaso, la corrección por evaporación del embalse y el diseño de la obra de toma y desagüe del fondo de la presa (Paul y Dhillon, 1988).

La eficiencia de retención se estima por medio de los criterios de Brune, Churchill y Brown (Gill, 1988). Para el pronóstico de la distribución de los sedimentos en el vaso, se emplean los métodos denominados Area-Incremento y Area-Reducción, el primero en los vasos pequeños y el segundo para los grandes embalses (Strand, 1977; Vanoni, 1977; Campos, 1980 y Soil Conservation Service, 1971). Se recomienda un horizonte económico de 25 años en pequeñas presas y de 50 a 100 años en los medianos y grandes embalses.

### *Crecientes o avenidas de diseño*

Antes de iniciar los análisis para definir la avenida de diseño, se recomienda formular un plan de procesamiento y de cálculos, el cual está regido por:

- Tamaño, características y discretización de la cuenca.
- Información hidrométrica, pluviográfica y/o pluviométrica disponible.

El procedimiento general de análisis se indica en la porción superior derecha de la ilustración 3 y en la 4 aparece con mayor detalle. En general, se puede indicar que en todos los estudios hidrológicos de estimación de avenidas, el tipo y

número de métodos aplicables dependen de la información disponible, que se debe utilizar de la mejor manera a fin de disponer de varios resultados y poder acotar y definir su valor. Para las cuencas grandes y medianas se considera que el método más adecuado es la técnica del hidrograma unitario (identificado o sintético), discretizando la cuenca del proyecto según sea necesario, ya sea por condiciones geomorfológicas o por puntos de interés. Con esto surge la necesidad de transitar hidrogramas por cauces, para lo que se recomienda el método de Muskingum-Cunge (Raudkivi, 1979), si se tiene información geométrica e hidráulica de los cauces; en caso contrario, se puede emplear el método de Muskingum (Viessmán *et al.*, 1977). La integración de los hidrogramas precedentes de las subcuencas consideradas permite definir la avenida y su hidrograma en los puntos de interés. Bajo este criterio es necesario definir una tormenta de diseño, para lo que se sugiere el descrito por Campos (1987a).

En cuencas pequeñas se aplican los métodos regionales, hidrológicos y empíricos; entre los primeros está el criterio del Índice de Avenidas del US Geological Survey (Dalrymple, 1960), la regionalización de la distribución de Hazen propuesta por el US Bureau of Reclamation (Miller *et al.*, 1977) y las fórmulas empíricas deducidas para la región; entre los métodos hidrológicos se tienen el racional y los de Chow e I-PaiWu (Springall, 1969) y el del hidrograma unitario triangular del US Bureau of Reclamation (Miller *et al.*, 1977); por último, entre los métodos empíricos se pueden emplear las envolventes de gastos máximos (SARH, 1977). Lógicamente, cuando exista información hidrométrica se aplicarán los métodos probabilísticos.

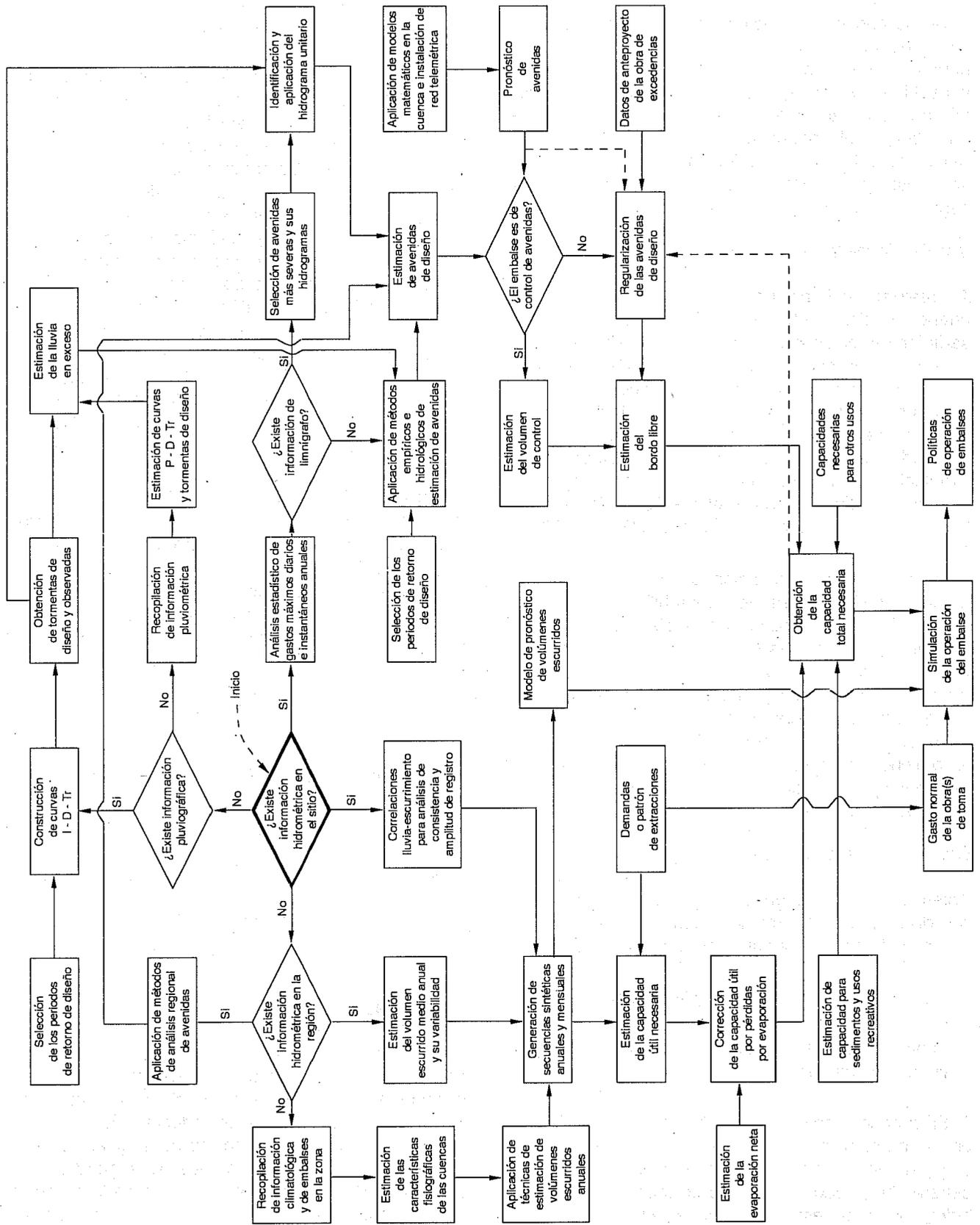
Se recomienda analizar los volúmenes de las crecientes con varias duraciones, así como las avenidas compuestas debidas a precipitaciones antecedentes. Lo anterior ayudará a la selección del hidrograma de la creciente definitiva.

## **Diseño hidrológico de grandes embalses**

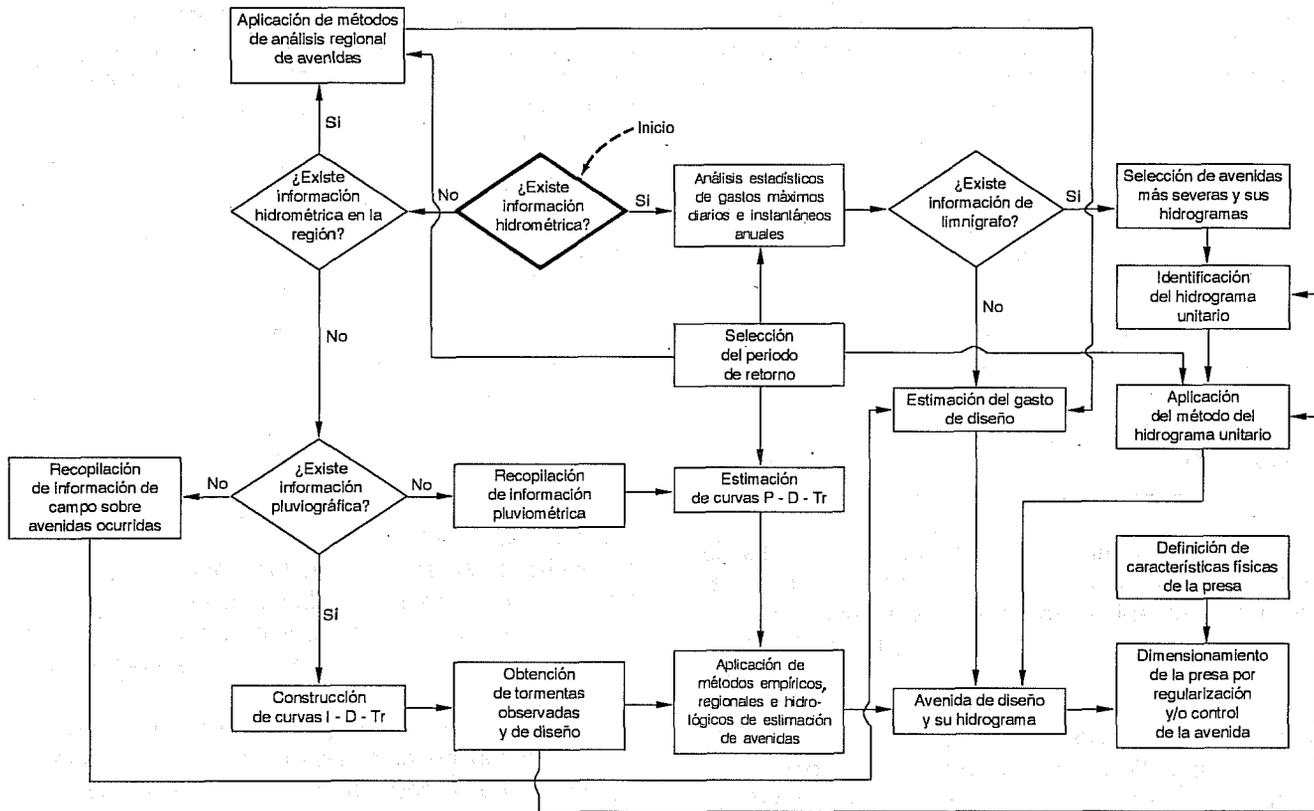
### *Generalidades*

Con el propósito de definir lo que se entiende por un gran embalse se citan sus características: primera, por su tamaño, en relación con el volumen escurrido de la corriente, guarda excedentes de los años húmedos para utilizarlos en los de sequía, es decir, es de funcionamiento hiperanual y, segunda, tiene una capacidad lo suficientemente grande respecto a los escurrimientos, de modo que la fluctuación

3. Diagrama de flujo para el diseño hidrológico de embalses (de acuerdo con la disponibilidad de información) (Campos, 1986)



4. Diagrama de flujo para diseño hidrológico de presas de control de avenidas y/o presas rompepicos



estacional de éstos no afecta al funcionamiento anual del embalse.

*Procedimientos propuestos*

El planteamiento general que se propone para el diseño hidrológico de presas se muestra como un diagrama de flujo (véase ilustración 3). En general, según se observa en ella, el diseño hidrológico completo comprende dos grandes análisis, uno relativo a la estimación de la capacidad total necesaria del embalse y otro, a la estimación de las avenidas de diseño y su tránsito o control en el vaso. El primero incluye estimaciones de gran importancia como las secuencias sintéticas de escurrimientos anuales, las demandas y el pronóstico de la sedimentación y evaporación en el vaso; el segundo abarca la estimación del bordo libre. Aunque el desarrollo y aplicación de los modelos matemáticos de pronóstico de avenidas corresponden a los estudios hidrológicos de operación (véase ilustración 1), se muestran en la ilustración 3.

Se sugiere realizar la generación de secuencias sintéticas por medio de generación aleatoria si los volúmenes escurridos anuales no presentan persistencia y a través de modelos autorregresivos

de orden 1 o mayor, si la hay (Clarke, 1973; Campos, 1983). En el primer caso se pueden utilizar las distribuciones normal, log-normal y Weibull y, en el segundo, la normal, log-normal y gamma, de acuerdo con las características estadísticas deducidas del escurrimiento (mencionadas en el apartado de análisis de volúmenes escurridos anuales) o de las estimadas para el sitio del proyecto, por ejemplo, a través de análisis regionales.

Se recomienda calcular la capacidad útil por medio del algoritmo del pico secuencial, ya que la simulación del vaso está orientada a definir los efectos de la capacidad inicial considerada y de las pérdidas por evaporación, además de que permite considerar la evolución pronosticada de la sedimentación pronosticada. Sin embargo, un análisis de este tipo permitirá detectar deficiencias mensuales del 100%, que no son aceptables.

*Criterios de diseño*

Como ya se indicó, se sugiere emplear el algoritmo del pico secuencial con el enfoque de Burges (1970), en su versión práctica planteada por Codner y McMahan (1973) y que consiste en crear alrededor de 50 secuencias sintéticas de escurrimientos anuales

de tamaño igual a la vida útil del embalse, cada una de las cuales conduce a una capacidad útil requerida de acuerdo con la demanda estimada (constante o variable); a tales valores se les ajusta una FDP Gumbel simple, con la que se define el almacenamiento necesario para una determinada probabilidad de falla. Klêmes (1973) hace una propuesta sobre las siguientes probabilidades de falla de acuerdo con el tipo de proyecto:

Tipo de proyecto	Probabilidad de falla (p)
1. Abastecimiento de agua potable	1
2. Dotación de la industria	2 a 5
3. Riego en climas áridos	5 a 20
4. Riego en climas húmedos	15 a 30

Una vez determinada la capacidad útil necesaria para abastecer una cierta demanda, con la repetición del procedimiento anterior es posible construir una curva de capacidades útiles para beneficios, asociada con la probabilidad de falla adoptada. Si se toma en cuenta que los grandes embalses normalmente son de propósitos múltiples, la obtención de la capacidad útil descrita deberá repetirse para cada demanda o beneficio. La suma de las capacidades útiles y su posterior corrección o incremento por evaporación y sedimentación pronosticada, permite construir la curva de capacidades de conservación contra beneficios, según como se hayan integrado éstos.

Con base en el calendario de riegos (láminas de derivación) y con el número de hectáreas de beneficio como dato básico, se definen los volúmenes por extraer de la presa, asignando 15 días de duración a los riegos de presiembra y 20 a los normales o de auxilio, con lo cual se pueden sumar los volúmenes diarios necesarios para todos los cultivos, de manera que al considerar un cierto número de horas de riego (normalmente de 12 a 18), se define el gasto normal necesario.

Con respecto a la avenida de seguridad de la presa, no cabe duda que en los grandes embalses debe corresponder a la avenida máxima probable (AMP), estimada a través de la precipitación máxima probable (PMP) y de una tormenta de diseño construida con ella (Campos, 1987), o bien, con base en la transposición y maximización de tormentas históricas ocurridas en la cuenca o en la región a la que ésta pertenece. La posterior transformación de la tormenta de diseño y/o histórica en avenida por medio de la técnica del hidrograma unitario y la integración de eventos, de acuerdo con la

discretización de la cuenca, conduce a la AMP. Las normas vigentes que definen la avenida de diseño del vertedor de las grandes presas formuladas por el Consultivo Técnico de la SARH en agosto de 1984 (memorando núm. 105-C. T. -2- 177), se recopilan en la tabulación siguiente, y su análisis y crítica se tratarán en la segunda parte de este artículo.

#### Períodos de retorno (años) recomendados para avenidas de diseño

Tamaño de la presa	Altura de la cortina (m)*	Categoría de peligro de daños	
		Bajo	Alto
Pequeña	10 a 18	500	1000
Mediana	18 a 30	1000	10000
Grande	más de 30	10000	10000

\* Medida desde el cauce del río a la corona de la cortina

Una vez definida la avenida del diseño, se regulariza en el vaso para varias longitudes de cresta vertedora y con cada una de las capacidades totales de presa analizadas, al tiempo que se efectúa un análisis de costos, para encontrar la combinación más económica entre los costos del vertedor y la cortina, en el que se emplea el bordo libre mínimo definido a continuación. Respecto a éste, las normas vigentes (memorando núm. 105-C. T. -2-175) de agosto de 1984, indican que la distancia mínima entre el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y la elevación de corona, sin tomar en cuenta los parapetos, será función del fetch de acuerdo con el siguiente cuadro:

Fetch (km)	Bordo libre mínimo (m)
1.5	1.50
5	2.00
8	2.50
15	3.00
30	3.50

Se indica además, que los valores anteriores deben aumentarse al considerar el oleaje producido por un sismo o el deslizamiento de taludes en el vaso y la acción ciclónica, cuando se juzgue necesario.

Se propone que, con base en la información disponible sobre vientos máximos en la zona, se estimen la sobreelevación por viento y la altura de ola significativa. Después, de acuerdo con las características de ésta y del talud de la cortina se calcula la altura por rompimiento de la ola; la suma de las tres cantidades establece el bordo libre mínimo que, sumado al NAME, podría definir la elevación

de la corona, si tal suma es mayor que la elevación obtenida por el nivel máximo de conservación más el bordo libre normal. El cálculo de la altura de ola se efectúa por medio del método de Saville *et al.* (1963), aplicado por Springall (1970). Los comentarios adicionales y detalles de cálculo se publicarán en la segunda parte.

### Diseño hidrológico de pequeños embalses

#### Procedimientos propuestos

Las diferencias básicas en los estudios hidrológicos de grandes y pequeñas presas, derivan en primer lugar de la disponibilidad de información hidrométrica y climatológica en sus respectivas cuencas y, en segundo, del lapso empleado para definir la capacidad necesaria del embalse, que en el caso de las presas pequeñas será mensual, ya que estas obras operan a nivel anual, es decir, guardan excedentes de la época de lluvias para emplearlos en la siguiente época de secas o estiaje. Por tanto, el diagrama de la ilustración 3 también es aplicable al diseño de las presas pequeñas, siempre y cuando se tengan presentes las observaciones anteriores.

Por otra parte, las presas pequeñas tienen cuencas reducidas en las cuales el escurrimiento no es perenne, por ello la generación de registros sintéticos se debe abordar a través de la propuesta de Svanidze en 1964 (Klêmes, 1973), conocida como método de los fragmentos. Estos son los cocientes adimensionales entre el volumen mensual y el volumen escurrido anual. Entonces se generan volúmenes anuales y, según su semejanza en magnitud con un volumen anual histórico, se adoptan los fragmentos para obtener mensualmente los volúmenes escurridos. Cuando el escurrimiento de la cuenca es perenne los volúmenes mensuales se generan por medio del modelo de Thomas y Fiering (Fiering y Jackson, 1971), con distribución normal, log-normal o gamma, según convenga (Campos, 1983).

Para el diseño hidrológico de una presa pequeña se sugiere recurrir al criterio de McMahon y Mein (1978), consistente en generar 25 secuencias sintéticas de tamaño igual a la vida económica del embalse, realizar con cada una la simulación de la operación y deducir la demanda posible al respetar las restricciones de deficiencias. Con los resultados obtenidos se determinan la media y la desviación estándar y se concluye la demanda posible adoptada. Al repetir varias veces este procedimiento, se puede construir la curva de capacidades totales contra demandas. Es lógico que en la simulación

se toman en cuenta las evaporaciones y la sedimentación progresiva; además, se puede iniciar con la presa llena dado que en los embalses pequeños esto es bastante factible de ocurrir; sin embargo, se recomienda realizar dos simulaciones, la primera se inicia con la presa llena y la segunda, con la capacidad final obtenida en la primera simulación, con lo que se evita favorecer los resultados.

En cuanto a la avenida de diseño, siempre se aplicarán todos los métodos posibles, a fin de emplear mejor la información disponible y poder acotar el resultado. A continuación se realizan los mismos análisis citados para el caso de grandes embalses: regularización de la avenida de diseño, estimación del gasto de la obra de toma y definición del bordo libre y altura de cortina.

#### Criterios de diseño

Las restricciones para las deficiencias en presas para riego ya fueron propuestas por la extinta Subdirección de Hidrología de la SARH (Acosta y Pinedo, 1976) y son las siguientes:

Porcentaje de deficiencias totales en el período:	< 5%
Porcentaje de deficiencia máxima anual:	< 60%
Suma de deficiencias en dos años consecutivos: (deficiencia máxima anual < 55%)	< 90%
Suma de deficiencias en tres años consecutivos: (deficiencia máxima anual < 50%)	< 110%
Número promedio de años con deficiencia:	< 25%
Deficiencia máxima mensual:	40%
Número de meses consecutivos con deficiencia	3

En el caso de pequeñas presas con cortinas de tierra o enrocamiento, las normas vigentes relativas a los períodos de retorno de las avenidas de diseño fueron formuladas por el Consultivo Técnico de la SARH en junio de 1986 (memorando núm. 400. C. T.2. -109), en función de la altura de la cortina y de su capacidad de conservación, según la tabulación siguiente:

#### Períodos de retorno (años) recomendados para avenidas de diseño

Altura de la cortina (m)*	Capacidad hasta 10 Mm <sup>3</sup>		Capacidad entre 10.1 y 30 Mm <sup>3</sup>		Capacidad superior a 30 Mm <sup>3</sup> ***	
	Bajo	Alto	Bajo	Alto	Bajo	Alto
Riesgo menor de 15	500**	1000	500**	1000	1000	10000
15 a 40	500**	1000	1000	10000	10000	10000
más de 40	1000	10000	1000	10000	10000	10000

\* altura máxima de la cortina desde el desplante hasta la corona  
 \*\* se puede aceptar la envolvente de gastos máximos de la zona  
 \*\*\* en presas con capacidad > 300 Mm<sup>3</sup> se requieren estudios especiales.

En la segunda parte se agregarán los comentarios relativos a las normas anteriores, así como la descripción de la literatura revisada sobre criterios de diseño.

#### *Resultados y conclusiones*

Al igual que en el caso de las grandes presas, se debe integrar una memoria descriptiva de los análisis realizados, dando énfasis a la estimación de las características del escurrimiento y de la avenida de diseño, sobre todo cuando no se contó con información hidrométrica. Por último, se debe integrar un informe relativo al estudio hidrológico.

### **Caso particular: embalses laterales**

#### *Consideraciones generales*

La mayoría de las veces, los embalses laterales constituyen la mejor solución para el aprovechamiento de corrientes con grandes cuencas de drenaje y, por lo tanto, con un volumen escurrido medio anual importante, cuya utilización con un embalse requeriría de la construcción de una gran obra. Por tanto, al existir la posibilidad de derivar parte de los escurrimientos para alimentar un vaso lateral, cuya cuenca de drenaje es reducida y por ello no genera grandes avenidas ni produce gran cantidad de sedimentos, su construcción se vuelve muy atractiva, además de garantizar su abastecimiento por medio de la derivación de aportaciones. En términos hidrológicos generales, un vaso lateral constituye un transvase.

#### *Estimación de aportaciones y escurrimientos*

En este caso es necesario tener información de los gastos medios diarios, en el sitio de la derivación o cerca de él, además de disponer de una propuesta de funcionamiento hidráulico de la estructura derivadora o toma directa y de tener perfectamente especificadas las concesiones de aguas abajo. Con estos datos se puede establecer una ley de gasto en el río contra los caudales factibles o posibles de derivar, si se plantea en forma de gráfica o tabulación se van obteniendo los gastos derivados, los cuales se transforman en volúmenes de entrada al vaso lateral. Si se detectan pérdidas en la conducción, se aplican a los gastos derivados o a los volúmenes estimados de entrada al embalse. Finalmente, se suman los escurrimientos por cuenca propia a las aportaciones corregidas por pérdidas en

la conducción y se estima el volumen necesario para los sedimentos.

#### *Diseño hidrológico*

El diseño hidrológico del embalse lateral, se abordará como embalse grande o presa pequeña según su tamaño (véanse apartados de *Diseño hidrológico de grandes y pequeños embalses*).

### **Diseño hidrológico de presas derivadoras y tomas directas**

#### *Procedimiento propuesto*

Las presas derivadoras son estructuras hidráulicas que permiten aprovechar los gastos ya regulados por la naturaleza o por un embalse; en el primer caso están las corrientes con escurrimiento perenne, cuyo gasto base es suficiente para permitir el riego de un área determinada que se estima por tanteos en el análisis hidrológico de la estructura. Por esto, para abordar dicho diseño es necesaria la información hidrométrica del sitio del proyecto o muy cerca de él, a fin de realizar los ajustes pertinentes y disponer del régimen de la corriente en el nivel de gastos medios diarios.

Los gastos citados se dibujan para formar el hidrograma de la corriente, cuya observación y análisis estadístico rudimentario permitirá definir las épocas de gastos mínimos y máximos, los valores de gasto mínimo, etc. Esta información y aquella recopilada para la zona (véase apartado de *Información específica*), orientan el criterio para seleccionar un plan de cultivos acorde con el clima, suelo y disponibilidad de agua en la corriente. Definido tal plan de cultivos se obtienen sus demandas (véase *Demandas mensuales de riego*), las cuales se transforman en gastos medios diarios en función del tiempo disponible entre riegos y las horas asignadas para la operación del sistema. Para el caso de abastecimientos de agua potable, el análisis anterior es mucho más sencillo (véase *Demandas mensuales constantes*).

A partir del hidrograma de gastos medios diarios, primero se cumplen las concesiones de aguas abajo y después se comparan los gastos sobrantes contra los originados por las demandas de riego, con lo que se definen las deficiencias, consistentes en los intervalos en los cuales el gasto del río es inferior al necesario. Dichas deficiencias se cuantifican en intervalos de 10 días, en volumen (área del

hidrograma), pues las restricciones para sus valores han sido propuestas por decenas.

Al final de los análisis o "tanteos", se estima el gasto normal de la obra de toma, el cual debe ser, como mínimo, el requerido en el mes de máxima demanda, determinado en función de la superficie por beneficiar, las láminas de riego y las eficiencias de conducción y aplicación. Posteriormente, se cuantifica la avenida del diseño para la estructura, cuyo valor permitirá establecer la altura del puente de maniobras y muros de protección y empotramiento. Por otra parte, con la carga hidráulica que origina el gasto de diseño se puede estimar el remanso y sus consecuencias en las márgenes del río.

#### Criterios de diseño

Las restricciones sugeridas para las deficiencias de riego, fueron propuestas por la extinta Dirección de Estudios de la SRH:

Número de deficiencias seguidas decenales:	4
Número de deficiencias seguidas mensuales:	3
Número de deficiencias seguidas anuales:	3
Deficiencia máxima decenal:	65%
Deficiencia máxima mensual:	50%
Deficiencia máxima anual:	20%
Años con déficit en el período de análisis	33%
Deficiencia media anual en el período:	15%

Se recomienda que la avenida de diseño corresponda a un período de retorno de 50 años en pequeñas estructuras de derivación, de 100 en las medianas y de 500 años para las grandes presas derivadoras, selección que estará en función del costo de las obras y mecanismos de operación, compuertas, etcétera.

#### Resultados y conclusiones

Como parte de los resultados se dibujarán el hidrograma de gasto medio en el río, las concesiones y el hidrograma correspondiente a la alternativa final de demanda, destacando las deficiencias ocurridas. Si se considera conveniente, se elaborará un plano con las áreas inundadas por el remanso que originará la presa derivadora cuando ocurra la avenida de diseño. Por último, se realizarán tabulaciones que concentren las deficiencias ocurridas y describan los diversos tanteos de superficie beneficiada y cultivos que se analizaron.

## Diseño hidrológico de presas rompepicos y de control

### Procedimiento propuesto

Las presas rompepicos y de control tienen como objetivo fundamental reducir los gastos de avenida o crecientes, por medio del efecto de regularización del vaso o de la acción conjunta de tal efecto y del almacenamiento temporal del volumen generado por la avenida. Las presas que reducen las crecientes haciendo uso exclusivo del efecto regularizador, es decir, del sobrealmacenamiento arriba de la cresta vertedora, se conocen como presas rompepicos. Cuando se dispone de un volumen destinado a almacenar temporalmente parte de la avenida, la presa se denomina de control.

En la ilustración 4 se establece la secuencia del procedimiento propuesto para el diseño hidrológico de ambos tipos de presas. Ahí se observa que los análisis hidrológicos de estas estructuras consisten básicamente en la estimación de las avenidas de diseño y su tránsito o regularización para calcular el volumen de control necesario. En términos generales, el diseño se realiza por tanteos; de inicio se propone una presa con un vertedor o escotadura a la elevación correspondiente al nivel de la capacidad necesaria para los sedimentos y usos recreativos (capacidad muerta), si tal estructura no es capaz de reducir el gasto de pico al máximo permitido, entonces se propone un embalse con un orificio de descarga a nivel de la capacidad muerta y un vertedor al final de un volumen de control; cuando la avenida de diseño transita esta presa, el hidrograma de descargas define un gasto máximo que se acepta o rechaza de acuerdo con las necesidades de protección aguas abajo.

### Criterios de diseño

Para el diseño hidrológico de presas de control es necesario estimar cuando menos dos avenidas y sus hidrogramas, una de ellas (la de diseño), corresponde al período de retorno asignado a la protección que se brindará con la presa y la otra garantiza la seguridad de la estructura.

A fin de determinar el período de retorno de la avenida de diseño, es decir, aquella que se pretende reducir al gasto permitido aguas abajo, se sugiere utilizar el criterio propuesto por Mosonyi y Buck (1977), complementado de acuerdo con los análisis de Price (1978) y las opiniones de expertos mexicanos.

Tipo de área que será protegida	Período de retorno de diseño en años
Zonas urbanas, importantes plantas industriales y redes de transporte también importantes	100 a 500
Zonas agrícola-Industrial	50 a 100
Regiones agrícolas	10 a 25
Áreas forestales y planicies de inundación	< 10

Para definir la avenida de seguridad de la presa se deben consultar los criterios citados en los apartados de Diseño hidrológico de grandes embalses y de pequeños embalses, así como los comentarios que se expondrán en la segunda parte de este trabajo.

#### Resultados y conclusiones

Los resultados de los análisis hidrológicos se pueden condensar en un croquis de la presa y en un dibujo de los hidrogramas de las avenidas de diseño y seguridad, que incluyan los egresos por el vertedor, o vertedor y orificio, según si el diseño se alcanzó con una presa rompepicos o con una de control.

#### Diseño hidrológico de rectificaciones y encauzamientos

##### Procedimiento propuesto

Desde el punto de vista general, el análisis hidrológico de las rectificaciones y encauzamientos de ríos está constituido únicamente por la estimación del hidrograma correspondiente a la avenida de diseño, asociada con un período de retorno seleccionado. Por lo anterior, la ilustración 4 también se aplica al diseño mencionado, con determinadas modificaciones relativas a los métodos de estimación de la avenida de diseño y su hidrograma, ya que en algunas ocasiones estas avenidas se originan en cuencas urbanas, o bien, proceden de las obras de control localizadas aguas arriba. Con respecto a la ilustración 4, se debe entender que el paso final corresponde a los análisis de hidráulica fluvial para el diseño de las obras, si éstas son sin revestimiento, y de diseño hidráulico si en tales obras se considera algún tipo de recubrimiento o protección. Para el primer tipo de diseño se recomienda consultar a Maza y Mancebo del Castillo (1974) y CFE (1981), y para el segundo, la obra de French (1985).

##### Criterios de diseño

Si se considera que las rectificaciones y encauzamientos están asociados a planes integrales de

control o protección contra avenidas, es común que el gasto de diseño esté formado por una aportación o descarga procedente de aguas arriba más la contribución de la propia cuenca, por lo que el período de retorno de diseño se define por el adoptado en las obras de control. Cuando las obras de rectificación y encauzamiento son independientes, el período de retorno de diseño será función del tipo de área o zona por proteger, y se sugiere utilizar el criterio propuesto en el apartado de diseño hidrológico de presas rompepicos y de control.

#### Resultados y conclusiones

Se comienza con una descripción del plan integral de control de avenidas, y a continuación se detallan las obras de rectificación y encauzamiento y los análisis hidrológicos efectuados para definir su capacidad. Cuando se realicen estimaciones de avenidas y tránsitos (véase *Crecientes o avenidas de diseño*), se deberá citar la información empleada y los resultados obtenidos con los métodos aplicados.

#### Diseño hidrológico de estructuras de cruce de corrientes

##### Procedimiento propuesto

Al igual que los análisis hidrológicos de rectificación y encauzamiento de ríos, los relativos a la estructura de cruce de un arroyo o río con un acueducto o camino, se reducen a la estimación del gasto de la avenida asociada con el período de retorno de diseño, y no es necesario estimar el correspondiente hidrograma de la creciente, ya que las obras de cruce se diseñan hidráulicamente para el gasto máximo. Por lo anterior, el diagrama de flujo de la ilustración 4 también se aplica a este diseño, y el último paso se refiere al análisis hidráulico de la obra de cruce o drenaje, normalmente abordado con la teoría del flujo en alcantarillas (Sotelo, 1973).

##### Criterios de diseño

Los períodos de retorno sugeridos para este tipo de obras han sido propuestos por Campos (1984a) y son los siguientes:

Tipo de estructura	Período de retorno de diseño en años
Pequeños puentes en caminos importantes:	50
Alcantarillas importantes en caminos:	25 a 50
Alcantarillas y puentes canal:	20 a 50
Sifones y pasos de aguas broncas en canales:	10 a 20
Entradas de agua en canales:	5 a 10

## Resultados y conclusiones

La nota descriptiva de los análisis realizados debe incluir tabulaciones de los datos pluviométricos, pluviográficos e hidrométricos empleados, las curvas I-D-Tr construidas o estimadas y los cuadros que resuman los resultados. Además, deberá incluirse un croquis con las dimensiones de la estructura y, lógicamente, un plano de la cuenca y del perfil del colector principal.

## Diseño hidrológico de sistemas de drenaje pluvial agrícola

### Justificación

Aunque ya se dispone de un Manual de Drenaje agrícola muy completo (IMTA, 1986), se consideró conveniente presentar unos criterios de diseño en forma condensada, que den una idea conceptual general de los análisis hidrológicos y, además, definan el planteamiento global de tales proyectos.

### Procedimiento propuesto

El diseño de zanjas de drenaje agrícola requiere, en primer lugar, de la estimación hidrológica del gasto por evacuar y después, del análisis hidráulico de las secciones necesarias. El cálculo del gasto por eliminar presenta el caso más complejo de estimación en zonas bajo riego con drenaje subterráneo para control del nivel freático; en tal caso, dicho gasto está integrado por el escurrimiento originado por la lluvia, las pérdidas del riego y la descarga de los drenes subterráneos.

Por otra parte, los requerimientos de funcionamiento hidráulico de las zanjas de drenaje se pueden resumir en los siguientes: primero, en condiciones normales, el tirante más un bordo libre de 20 cm deben definir un nivel inferior a la salida de los drenes subterráneos y, segundo, cuando ocurren tormentas iguales a la de diseño, la sección de la zanja debe tener capacidad suficiente para eliminar el gasto que genera el escurrimiento. En la primera condición se debe revisar la velocidad mínima, y en la segunda, la máxima, ya que la sección ha quedado definida por la profundidad de los drenes subterráneos y taludes necesarios o permisibles, por lo que entonces se tiene libertad para fijar el ancho de plantilla, en función de la capacidad hidráulica y los aspectos constructivos. En las llamadas condiciones normales, el gasto por evacuar es el denominado "gasto base", integrado por la descarga de los drenes subterráneos más las pérdidas durante el riego, en cambio, en las condicio-

nes de escurrimiento por lluvia de diseño, el gasto se estimará a través del método racional.

### Criterios de diseño

Cuando existan drenes subterráneos, durante el diseño de los mismos se habrá efectuado la cuantificación de sus descargas por hectárea, sin embargo, si no se dispone de este dato, en una primera aproximación se puede utilizar 0.80 l/s/ha como gasto mínimo de las descargas (Liria y Torres, 1971). Con respecto a las pérdidas durante el riego, se pueden aplicar los siguientes porcentajes al gasto manejado durante el riego de una hectárea (Pizarro, 1978):

Suelo	% de pérdidas superficiales de riego
Arenoso	5
Limoso	10
Franco	16
Arcilloso	25

El cálculo del gasto durante la época de lluvias se realiza por medio del método racional, para una lluvia de diseño cuyo período de retorno normalmente es de 10 años; en los cultivos de alto valor económico o muy sensibles a las inundaciones hay que considerar un período de recurrencia de 15 años. Con referencia a la duración de la lluvia de diseño, se sugiere analizar los dos enfoques siguientes: primero, adoptar una duración igual al tiempo de concentración, que se calcula como la suma del tiempo que tarda el agua en entrar a la zanja más su tiempo de viaje en ésta; segundo, aceptar una lluvia de duración igual al período de inmersión que es capaz de soportar la planta y que en cultivos bajo riego es de un día, de tres para los cereales de temporal y hasta de siete días para las praderas. El cálculo de los gastos a través del método racional haciendo uso del tiempo de concentración se aplicará a las zanjas colectoras principales, y el empleo de la lluvia con duración igual al tiempo de inmersión, se utilizará para el diseño de zanjas colectoras primarias o drenes de parcelas.

### Resultados y conclusiones

Como resultado de estos análisis será conveniente elaborar uno o varios planos que contengan la disposición de la red de drenaje, tabla de gastos y secciones hidráulicas, perfiles de drenes colectores, etcétera.

## Referencias

- Acosta G., A. y Pinedo, F. J. "Cálculo de la altura óptima de una presa pequeña con computadora digital", IV Congreso Nacional de Hidráulica, vol. 1, pp. 164-179, Acapulco, Gro., 1976.
- Avellán V., F. y Porras G., P. "Determinación del volumen medio anual escurrido para largo período en cuencas sin mediciones", IV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, tomo II, pp. 37-49, Oaxtepec, Morelos, México, 1970.
- Bos, M. G. y Nugteren, J. "On irrigation efficiencies", Publicación 19, International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, Países Bajos, 2a. ed. revisada, 138 pp., 1978.
- Burges, S. J. "Use of stochastic hydrology to determine storage requirements of reservoirs - A critical analysis", Disertación para obtener el Doctorado, Stanford University, California, EUA, 208 pp., 1970.
- Campos A., D. F. "Dimensionamiento de la capacidad para sedimentos en los embalses", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D. F., 187 pp., 1980.
- Campos A., D. F. y Gómez de Luna, R. "Procedimiento para obtener curvas I-D-Tr a partir de registros pluviométricos", Revista Ingeniería Hidráulica en México, vol. V, núm. 2, pp. 39-52. Civac, Morelos, México, 1990.
- Campos A., D. F., *Manual para la estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas*, Dirección General de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural, SARH, México, D. F., 194 pp., 1982.
- Campos A., D. F., *Guías para el diseño estocástico de embalses con fines de riego*, Escuela de Agronomía, UASLP, San Luis Potosí, SLP, 48 pp., 1983.
- Campos A., D. F., *Manual para la estimación de avenidas de diseño en cuencas menores de 15 km<sup>2</sup>*, Subdirección Regional Noreste de Obras Hidráulicas e Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural, SARH, San Luis Potosí, SLP, 84 pp., 1984a.
- Campos A., D. F., *Procesos del ciclo hidrológico*, capítulos 4 y 8: "Precipitación y escurrimiento", Librería Universitaria Potosina, UASLP, San Luis Potosí, SLP, 1984b.
- Campos A., D. F. "Procedimiento para el cálculo del clima de acuerdo al Sistema Köppen Modificado". 9º Congreso Nacional de Hidráulica, tomo I, pp. 90-91. Querétaro, Qro. 1986.
- Campos A., D. F. "Construcción de tormentas hipotéticas", *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, vol. II, núm. 2, pp. 9-22, CIVAC, Morelos, México, 1987a.
- Campos A., D. F. "Análisis probabilístico de avenidas máximas con poblaciones mezcladas", *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, vol. II, núm. 3, pp. 9-18, CIVAC, Morelos, México, 1987b.
- Campos A., D. F. "Estimación de los parámetros óptimos de la distribución Gumbel mixta por medio del algoritmo de Rosenbrock", *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, vol. IV, núm. 1, pp. 9-18, CIVAC, Morelos, México, 1989.
- Cervantes M., E. y Villaseñor, J. A. "La distribución del máximo de excedencias fluviales dependientes", *Agrociencia*, núm. 35, pp. 123-137, Colegio de Posgraduados, Chapingo, México, 1979.
- Clarke, R. T., *Mathematical models in Hydrology*, capítulo 2: "The generation of synthetic sequences of a single hydrological variable", pp. 19-72, Irrigation and Drainage paper 19, FAO, Roma, Italia, 1973.
- Codner, G. P. y McMahon, T. A. "Log-normal Streamflow Generation Models Reexamined", *Journal of Hydraulics Division*, vol. 99, núm. HY9, pp. 1421-1431, 1973.
- Comisión Federal de Electricidad, "Hidráulica fluvial", en Manual de Diseño de Obras Civiles, sección: Hidrotecnia, inciso 2, *Hidráulica*, México, D. F., 247 pp., 1981.
- Dalrymple, T. "Flood-Frequency analysis: Methods and Practices of the Geological Survey", en *Manual of Hydrology*: parte 3, Flood-Flow Techniques, Geological Survey Water-Supply Paper 1543-A, Washington, D. C., EUA, 80 pp., 1960.
- Doorenbos, J. y Pruitt, W. O. "Guidelines for Predicting Crop Water Requirements", parte I: Calculation of Crop Water Requirements, pp. 1-66, *Irrigation and Drainage paper 24*, FAO, Roma, Italia, 1977.
- Fiering, M. B. y Jackson, B. B. "Synthetic Streamflow", *Water Resources Monograph núm. 1 of the American Geophysical Union*, Washington, D. C., EUA, 98 pp., 1971.
- French, R. H., *Open-Channel Hydraulics*, capítulo 7: "Design of Channels", pp. 273-323, McGraw-Hill Book Company, Nueva York, EUA, 1985.
- García, E., *Modificaciones al sistema de clasificación climática de Köppen*, Instituto de Geografía, UNAM, México, D. F., tercera edición, 252 pp., 1981.
- Gill, M. A. "Planning the Useful Life of a Reservoir", *Water Power and Dam Construction*, vol. 40, núm. 5, pp. 46-47, 1988.
- Gutiérrez O., C. y Raynal V., J. A. "Distribuciones mezcladas en el análisis de frecuencias de gastos máximos", 10º Congreso Nacional de Hidráulica, tomo II, subtema 6, pp. 220-228, Morelia, Michoacán, 1988.
- Hargreaves, G. H., *Manual para la programación de riegos a partir de datos climáticos limitados*, Centro Internacional de Riego, Utah State University, Logan, Utah, EUA, 54 pp., 1981.

- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, *Manual de drenaje de zonas tropicales*, Coordinación del Proderith, CIVAC, Morelos, México, 247 pp., 1986.
- Jiménez L. J. *Cálculo del clima de acuerdo al segundo Sistema de Thornthwaite*, Publicación núm. 7, segunda edición de la Subdirección de Agrología, SARH, México, D. F., 27 pp., 1978.
- Klêmes, V., *Applications of Hydrology to Water Resources Management*, capítulo 2: "Hydrological Problems in Water Resources Inventory" y capítulo 3: "Hydrological Problems arising from Water Deficiency", pp. 7-70., Operational Hydrology Report núm. 4, WMO-núm. 356, World Meteorological Organization, Ginebra, Suiza, 1973.
- Klohn, W. E. "Medición de sedimentos en lagos y embalses", Publicación aperiódica 22 del Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología, pp. 38-62, Bogotá, Colombia, 1971.
- Liria M., J. y Torres P., C. "Directrices y cálculos auxiliares para el proyecto de redes de avenamiento de terrenos", Publicación núm. 83 de la Dirección General de Obras Hidráulicas, Centro de Estudios Hidrográficos, Madrid, España, 276 pp., 1971.
- Maza A., J. A. y Mancebo del Castillo, U. "Cálculo de las dimensiones óptimas para un cauce piloto al cortar un meandro", *Revista Recursos Hidráulicos*, vol. III, núm. 2, pp. 160-167, SRH, México, D. F., 1974.
- McMahon, T. A. y Mein, R. G., *Reservoir Capacity and Yield*, capítulo 5: Use Stochastically Generated Data, Development in Water Science núm. 9, Elsevier Publishing Co. Amsterdam, Países Bajos, 1978.
- Miller, D. L., Clark, R. A. y Schamach, S. "Flood Studies", capítulo III en Design of Small Dams, a water resources technical publication of the Bureau of Reclamation, US Department of the Interior, Washington, DC, EUA, reimpresión revisada, 1977.
- Mosonyi, E. y Buck, W. "Selection of Design Flood", *ICID Bulletin*, vol. 26, núm. 1, pp. 12-19, 1977.
- Papadakis, J. "Avances recientes en el estudio hídrico de los climas", Publicación núm. 81 del Centro Nacional de Investigaciones Agropecuarias, Buenos Aires, República Argentina, 28 pp., 1962.
- Paul, T. C. y Dhillon, G. S. "Sluice Dimensioning for Desilting Reservoirs", *Water Power and Dam Construction*, vol. 40, núm. 5, pp. 40-44, 1988.
- Pizarro, F., *Drenaje agrícola y recuperación de suelos salinos*, capítulo 9: "Drenaje superficial", pp. 341-377, Editorial Agrícola Española, S. A. Madrid, España, 1978.
- Price, R. K. "A River Catchment Flood Model", *Proc. Inst. Civ. Engrs*, parte 2, vol. 65, pp. 655-668, 1978.
- Raudkivi, A. J. *Hydrology. An Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modelling*, capítulo 8: "Flood Routing", pp. 242-270, Pergamon Press, Oxford, Inglaterra, 1979.
- Raynal V., J. A. "La distribución general de valores extremos en Hidrología: 2.- Estado actual y aplicaciones"; 8º Congreso Nacional de Hidráulica, tomo I, pp. B.9-B.19., Toluca, Estado de México, 1984.
- Remenieras, G., *Tratado de Hidrología aplicada*, capítulo V: "Evaporación, Transpiración y Déficit de Escurrimiento", pp. 205-300, Editores Técnicos Asociados, S. A. Barcelona, España, segunda edición, 1974.
- Riggs, H. C. y Hardison, C. H., *Storage analysis for Water Supply*, capítulo B2: "Techniques for Water Resources Investigations of the US Geological Survey", Washington, DC, EUA, 20 pp., 1973.
- Saville, T., McClendon, E. W. y Cochran, A. L. "Freeboard allowances for Waves in Inland Reservoirs", *Transactions of the ASCE*, vol. 128, parte IV, documento núm. 3465, pp. 195-226, 1963.
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. *Envolventes de gastos máximos observados y probables en la República Mexicana*, Dirección General de Estudios de la Subsecretaría de Planeación, México, D. F., (120 láminas), 1976.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos. *Boletín de tormentas máximas observadas y probables en México en 24 horas (hasta 1974)*, Dirección General de Estudios de la Subsecretaría de Planeación, México, D. F. (64 láminas), 1976.
- Shane, R. M. y Lynn, W. R. "Mathematical Model for Flood Risk Evaluation", *Proc. of the ASCE, Journal of Hydraulics Div.*, vol. 90, HY6, pp. 1-20, 1964.
- Soil Conservation Service. "Sedimentation", sección 3 del *National Engineering Handbook*, US Department of Agriculture, Washington, DC, EUA, 120 pp., 1971.
- Sokolov, A. A. y Chapman, T. G. "Methods for Water Balance Computations. An International Guide for Research and Practice", *Studies and Reports in Hydrology* núm. 17, The Unesco Press, París, Francia, 127 pp., 1974.
- Sotelo A., G. *Drenaje en carreteras y aeropuertos*, Publicación núm. 315, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F., 119 pp., 1973.
- Springall G., R. *Drenaje en cuencas pequeñas*, Publicación núm. 143, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F., 24 pp., 1969.
- Springall G., R. *Libre bordo en presas*, Publicación núm. 264, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F., 14 pp., 1970.
- Strand, R. I. "Sedimentation", Apéndice H en *Design of Small Dams*, Bureau of Reclamation, US Department of the Interior, Washington, DC, EUA, 1977.
- Thom, H. C. S. "Some Methods of Climatological Analysis", *Technical Note* núm. 81, WMO-núm. 199, TP. 103, World Meteorological Organization, Ginebra, Suiza, 1971.

- Todorovic, P. y Zelenhasic, E. "A Stochastic Model for Flood analysis", *Water Resources Research*, vol. 6, núm. 6, pp. 1641-1648, 1970.
- Turc, L. "Evaluation des Besoins en Eau D'Irrigation, Evapotranspiration Potentielle. Formule climatique simplifiée et mise a jour", *Ann. Agron.* 12 (1), pp. 13-49, 1961.
- Vanoni, V. A. "Sedimentation Engineering", *ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice* núm. 54, Nueva York, EUA, reimpresión, 745 pp., 1977.
- Vega R., O. y Arreguín C., F. I. "Presas de almacenamiento y derivación", *Publicación D-32* de la División de Estudios de Posgrado, Fac. de Ingeniería, UNAM, México, D. F., 284 pp., 1981.
- Viessman, W., Knapp, J. W., Lewis, G. L. y Harbaugh, J. E., *Introduction to Hydrology*, capítulo 7: "Hydrologic and Hydraulic Routing", pp. 231-289, Harper & Row, Publishers, Nueva York, EUA, 1977.
- US Water Resources Council. "Guidelines for Determining Flood Flow Frequency", *Boletín* núm. 17A, NW Washington, DC, EUA, edición revisada, 1976.
- Weiss, L. L. "Ratio of true fixed-interval maximum rainfall", *J. of Hydraulics Div.*, vol. 90, HY1, pp. 77-82, 1964.