



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

METODOLOGIA DE SELECCION DE UNA
POLITICA DE OPERACION CONJUNTA
DE UNA PRESA Y SU VERTEDOR

RAMON DOMINGUEZ MORA

TESIS DOCTORAL
PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE
DOCTOR EN INGENIERIA
(HIDRAULICA)

CIUDAD UNIVERSITARIA

1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

	Pág.
1. INTRODUCCION	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivos de la tesis	4
2. POLITICAS DE OPERACION A LARGO PLAZO	12
2.1 Introduccion	12
2.2 Componentes del problema	13
2.3 Desarrollos previos	19
2.4 Aplicaciones de la Programación lineal a la determinación de políticas de operación a a largo plazo	21
2.5 La Programación Dinámica aplicada a la operación de presas de almacenamiento	26
2.6 Otras posibilidades	40
3. POLITICAS DE OPERACION DE VERTEDORES	42
3.1 Introduccion	42
3.2 Descripción del problema	43
3.3 Presentación analítica del problema	46
3.4 Métodos para definir políticas de operación de vertedores	48
3.5 Conclusiones	56

	Pág.
4. CALCULOS DE LOS BENEFICIOS NETOS, CONSIDERANDO LA POLITICA DE ASIGNACION DEL AGUA Y LA DE OPERACION DEL VERTEDOR. METODO PROPUESTO	58
4.1 <i>Introducción</i>	58
4.2 <i>Descripción del problema</i>	60
4.3 <i>Planteamiento analítico</i>	62
4.4 <i>Procedimientos para sintetizar estadísticamente las avenidas históricas. Método propuesto</i>	67
4.5 <i>Estimación de las funciones de distribución para distintas variables de estado</i>	77
4.6 <i>Cálculo del valor esperado de los daños asociados al tránsito de las avenidas por el vertedor</i>	79
4.7 <i>Conclusiones</i>	81
5. EJEMPLOS	83
5.1 <i>EJEMPLO 1. Efecto del tránsito de las avenidas por el vertedor</i>	84
5.2 <i>EJEMPLO 2. Comparación entre el procedimiento que parte de caracterizar estadísticamente la relación gasto máximo-volumen, y el procedimiento propuesto</i>	87
5.3 <i>EJEMPLO 3. Aplicación a un caso real</i>	89

Pág.

6. CONCLUSIONES

128

7. REFERENCIAS

131

1. INTRODUCCION

1.1 Generalidades

El uso del agua en México es, cada vez más, un factor limitante para el desarrollo. El recurso está mal distribuido en espacio y tiempo y su demanda crece continuamente.

Para incrementar el aprovechamiento del agua, es necesario construir presas de almacenamiento, cuya función esencial es modificar el régimen de los escurrimientos naturales para adecuarlo al de las demandas; es decir, guardar el exceso de agua producida durante la temporada de avenidas para poder utilizarla en la época seca.

Como se muestra en la figura 1.1, la presa se alimenta de

los escurrimientos naturales, $I(t)$, y de ella se extraen los volúmenes $O(t)$ destinados por una parte a satisfacer la demanda y por otra a controlar los gastos extraordinarios vertiéndolos aguas abajo de la presa. El comportamiento de la presa está gobernado por la ecuación de continuidad, que, para un incremento de tiempo $\Delta t = T_2 - t_1$, toma la forma

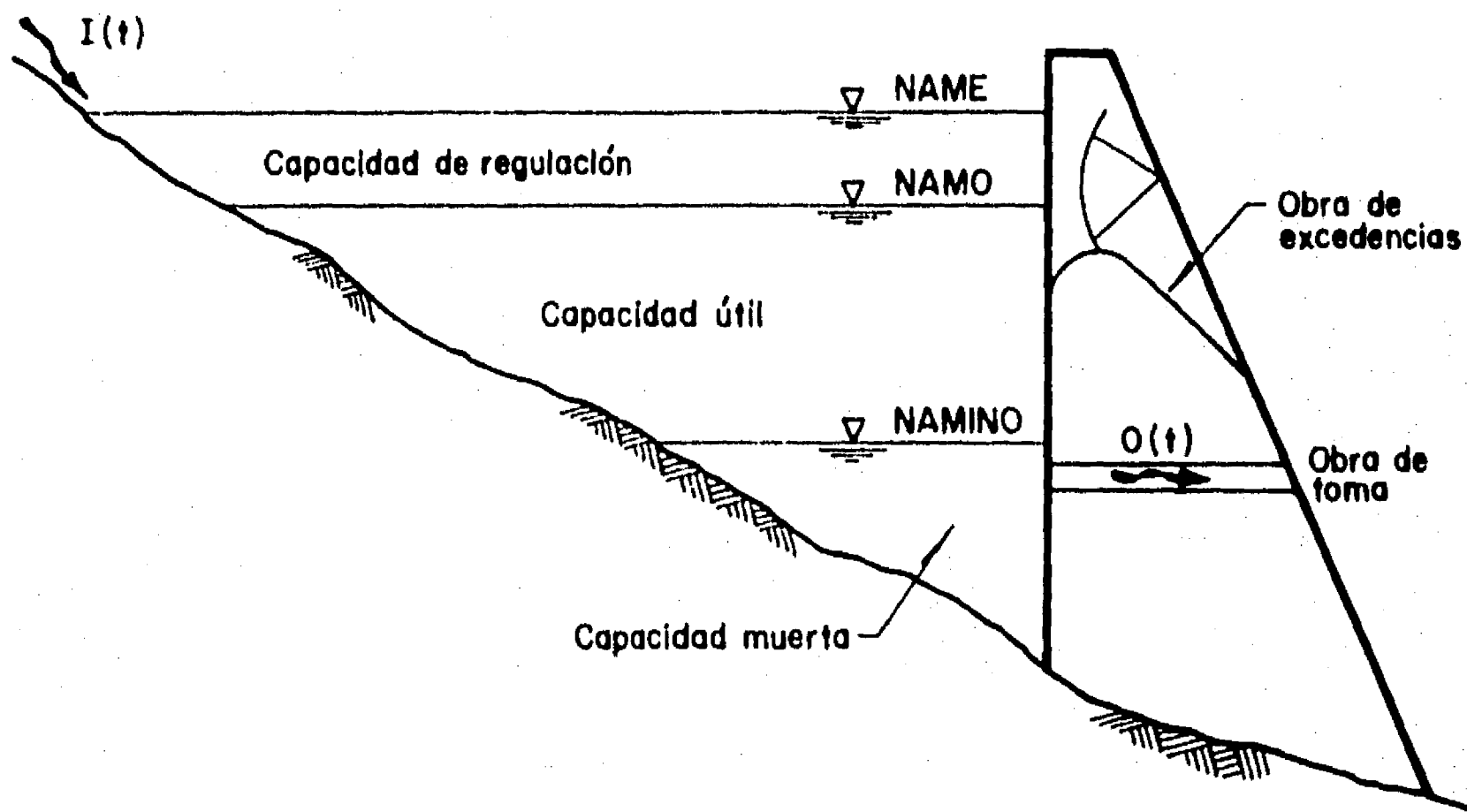


Fig 1.1 Componentes de un vaso

$$S(t_2) = S(t_1) + \int_{t_1}^{t_2} I(t) dt - \int_{t_1}^{t_2} O(t) dt \quad (1.1)$$

donde

$S(t)$ volumen almacenado en el instante t .

$I(t)$ gasto que ingresa en el instante t .

$O(t)$ gasto descargado en el instante t .

Como la presa tiene una capacidad finita (es decir, $S(t) \leq S_{\text{máx}}$ para cualquier t) y los ingresos son aleatorios, es necesario contar con una obra vertedora que permita derramar los ingresos extraordinarios, evitando poner en peligro la presa misma.

En estas condiciones, es necesario decidir, en cada momento, cuánta agua debe extraerse por la obra de toma para surtir la demanda y cuánta debe extraerse por el vertedor para manejar los ingresos extraordinarios. Las reglas con las que se toman estas decisiones constituyen las políticas de operación, y de ellas depende que se logre un mejor aprovechamiento de la presa.

La política de extracciones por la obra de toma, llamada también política de asignación de agua,

- . debe conducir a obtener el máximo posible de beneficios asociados a la satisfacción de la demanda.
- . interesan los beneficios a largo plazo (por ejemplo 50 años)
- . se establece para intervalos de tiempo largos (del orden de meses).

Las políticas de extracciones por el vertedor son, en cambio,

- . políticas a corto plazo
- . se aplican a eventos aislados (avenidas) de pequeña duración
- . los objetivos son proteger a la presa y regular las avenidas.

Tanto la política de largo plazo (extracciones por la obra de toma) como la de corto plazo (extracciones por el vertedor) se establecen mediante reglas que definen cual debe ser la extracción correspondiente, en función de factores fácilmente determinables por el operador (factores observables). Estos factores constituyen el "estado" de la presa en cada instante, de tal forma que puede decirse que una política de operación es un conjunto de reglas que determina las decisiones (extracciones en el caso de la operación de una presa) en función del estado del sistema.

1.2 Objetivos de la tesis

Los estudios relativos a la operación de una presa, a largo y a corto plazo, se realizan generalmente por separado.

Para ello, se considera que el vaso dispone de un volumen

util, entre el *NAMINO* y el *NAMO*, que se destina a satisfacer la demanda de agua, y otro volumen, denominado superalmacenamiento, que se destina a regular las avenidas (ver la figura 1.1).

Sin embargo, una vez construida la presa, cuando se acerca la temporada de avenidas y durante dicha temporada, es necesario decidir cuánto descargar por la obra de toma y cuándo y cuánto por los vertedores. Se establece entonces un conflicto entre la opción de mantener niveles altos para incrementar la reserva (sobre todo en plantas hidroeléctricas) y evitarlos para disminuir la probabilidad de que más tarde tengan que derramarse gastos muy altos.

En estos casos se tiene que tomar decisiones que no están suficientemente sustentadas, ya que los estudios previos permiten estimar los beneficios asociados a una política de largo plazo que busque mantener niveles altos, pero no permiten estimar las consecuencias desfavorables derivadas del incremento en la probabilidad de derrame. Los estudios relativos al diseño y operación del vertedor generalmente solo analizan el caso extremo de que se presente la denominada "avenida de diseño", suponiendo el nivel inicial igual al *NAMO*, sin considerar que la probabilidad de llegar a dicho nivel es función de la política de largo plazo y que la función de distribución de las descargas depende, además,

de las características estadísticas de las avenidas de ingreso (forma y volumen) y de la política de operación del vertedor.

Las limitaciones de los métodos desarrollados hasta ahora conducen a decisiones casuísticas, basadas en experiencias subjetivas, que pueden significar el desperdicio de grandes cantidades de agua. Así, por ejemplo, $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ durante 12 hrs, significa un desperdicio del orden de 20,000 MWh que, para un costo de \$ 10,000/MWh, representan \$ 2,000 millones de pesos.

En este trabajo se pretende contribuir a subsanar las deficiencias anteriores, fundamentalmente en dos aspectos.

- a) Estableciendo una metodología que permite estimar la función de distribución de probabilidades asociada a las consecuencias del tránsito de las avenidas por el vaso. Dicha metodología toma en cuenta toda la información histórica de las avenidas máximas anuales; es decir, considera su valor máximo y su forma, a diferencia de los métodos desarrollados anteriormente, que únicamente consideran su valor máximo.
- b) Desarrollando un procedimiento para estimar la influencia de la política de operación a largo plazo en

el valor esperado de los daños causados por las avenidas, influencia que se desprecia en la metodología tradicional, a pesar de su importancia en presas de gran tamaño como Angostura, en Chis; Malpaso, en Tab; Infiernillo en Mich, etc.

En términos concretos, el problema puede plantearse en la siguiente forma.

Se conocen:

- a) El registro de la historia de escurrimientos en el sitio de la presa.
- b) Una política de operación a largo plazo (POL1) que establece las extracciones mensuales por la obra de toma en función del nivel que se observe al inicio del mes.*
- c) Una política de operación de la obra de excedencias (POL2), que determina los gastos que deben derramarse en función del nivel del agua en el vaso.*

* En otros capítulos se discutirá la posibilidad de que las decisiones se tomen en función de otros valores, siempre que éstos sean observables.

A partir de estos datos se requiere conocer las funciones de distribución de probabilidades asociadas a los daños causados por las avenidas. En particular, la función de distribución del gasto máximo descargado, $O_{m\acute{a}x}$, y la función de distribución del nivel máximo alcanzado en el vaso, $H_{m\acute{a}x}$.

En estos términos, si la función de distribución $F1_i(CV)$ caracteriza a los volúmenes de ingreso en cada mes (etapa) i del año, la política de operación a largo plazo $POL1$, determinará la función de distribución de los niveles, h_o , previos al ingreso de las avenidas; es decir, existe una función ϕ_1 , no explícita, tal que

$$F2(h_o) = \phi_1 \{F1_i(CV), POL1\}$$

Por otro lado, la función de distribución de las consecuencias del tránsito de las avenidas, $F4(O_{m\acute{a}x}, H_{m\acute{a}x})$ depende de una función $F3(Q)$ que defina las características estadísticas de las avenidas de ingreso, de la distribución de los niveles iniciales, $F2(h_o)$, y de la política de operación de los vertedores, $POL2$, por lo que también existirán funciones ϕ_2, ϕ_3 , que definan las relaciones

$$F4(O_{m\acute{a}x}, H_{m\acute{a}x}) = \phi_2 \{F2(h_o), F3(Q), POL2\}$$

$$F4CO_{\max}, H_{\max} = \phi_3 \{F1_i(CV), F3(Q), POL1, POL2\}$$

Los objetivos de este trabajo se resumen en establecer metodologías para estimar $F3(Q)$ y $F4CO_{\max}, H_{\max}$, a partir de un conjunto de políticas $POL1$, $POL2$ y del registro histórico de escurrimientos.

Con objeto de plantear en forma integrada los distintos aspectos involucrados en el problema, el plan de presentación es el siguiente:

En el capítulo dos se presentan los desarrollos relativos a la determinación de políticas de operación a largo plazo. Se plantean primero los componentes del problema y la estructura analítica de la función objetivo, para después describir, a partir de los resultados de una revisión bibliográfica, los principales métodos para obtener políticas de operación óptima.

En el tercer capítulo se describen algunas técnicas para obtener políticas óptimas de operación de vertedores. Se comentan sus limitaciones y se proponen formas alternativas de abordar el problema.

En el cuarto capítulo se discute primero la influencia de las políticas a largo plazo en la probabilidad de que se presenten daños durante las avenidas. Se plantea después el procedimiento para estimar la esperanza de los daños que puedan causar las avenidas cuando se conoce la función de distribución de los gastos máximos descargados y los niveles máximos alcanzados en el vaso durante el tránsito de las avenidas.

En ese mismo capítulo se describe la principal contribución de esta tesis, que consiste en el planteamiento de un procedimiento para la determinación de avenidas sintéticas, para cualquier periodo de retorno, considerando tanto la magnitud como la forma de las avenidas históricas.

En el quinto capítulo se desarrollan algunos ejemplos ilustrativos y una aplicación completa de la metodología a un caso real.

Finalmente, en el último capítulo, se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo.

2. POLITICAS DE OPERACION A LARGO PLAZO

2.1 Introducción

El objetivo básico de una presa es adecuar el régimen de los escurrimientos al de las demandas. Para ello se requiere que parte de los escurrimientos excesivos de la época de avenidas se almacenen temporalmente para disponer de ellos en la época seca, complementando los escurrimientos naturales, para satisfacer la demanda.

Como los escurrimientos naturales son aleatorios y la presa no puede construirse tan grande como para satisfacer cualquier demanda, es necesario definir, en cada época del año, cuanta agua debe asignarse y cuanta almacenarse para su uso posterior, de tal forma que se obtenga el mayor beneficio posible dentro de un horizonte de planeación a

largo plazo.

Al conjunto de reglas que definen cuánta agua debe extraerse, en cada época del año, en función del almacenamiento disponible, con objeto de obtener el máximo beneficio posible a largo plazo, se le denomina políticas de operación a largo plazo.

Dentro del contexto de esta tesis, el análisis de las políticas de operación a largo plazo es muy importante, debido a que condicionan los niveles del agua en la presa al inicio de las avenidas, y por tanto condicionan también los daños causados por estas.

2.1.1 Contenido del capítulo

En este capítulo se hace una descripción del "estado del arte" en relación con los métodos desarrollados para obtener políticas de operación a largo plazo que hacen máximo el beneficio producido por una presa.

En la primera parte del capítulo se describen los componentes que caracterizan el problema de la operación a largo plazo de un vaso de almacenamiento. Se establece la caracterización analítica de los beneficios correspondientes a cada etapa (beneficios inmediatos), de las restricciones a

considerar y de la estructura aleatoria de los ingresos a la presa. En seguida se formula la función objetivo y la estructura de las políticas de operación.

En la segunda parte del capítulo se resumen algunos desarrollos previos que sirvieron de base para la elaboración del mismo.

Finalmente, en la tercera parte del capítulo, se presentan los desarrollos correspondientes a la aplicación de la técnica de Programación Lineal al problema, comentando las limitaciones correspondientes, y se desarrolla la técnica de Programación Dinámica y su adecuación al problema de la operación de presas, mostrando los problemas de dimensionalidad involucrados y algunas alternativas de solución a los mismos.

2.2 Componentes del problema

Beneficios y costos

Como se mencionó en el capítulo 1, la finalidad básica de la presa es adecuar el régimen de los escurrimientos al de la demanda, de tal manera que si se consideran etapas (por ejemplo de un mes) el beneficio que se obtenga en una etapa es una función $G(k,s)$ del volumen, k , proporcionado para

satisfacer la demanda y del volumen, S , almacenado en la presa.

La forma que toma $G(k, S)$ depende de la finalidad específica de la presa. Así por ejemplo, en el caso de una hidroeléctrica, la energía generada es directamente proporcional al producto del volumen de agua turbinado, por la carga media $\bar{H}(S)$ en el intervalo; es decir

$$E_n = \lambda \cdot K_n \cdot 1/2 [H(S_i) + H(S_j)]$$

donde

E_n	energía generada en la etapa n
λ	constante de proporcionalidad
S_i	almacenamiento al inicio de la etapa
S_j	almacenamiento al final de la etapa
K_n	volumen de agua turbinado en la etapa n .

Por otra parte, debe existir una función que determina el valor monetario de la energía generada, tomando en cuenta el costo de oportunidad; de lo que resulta que el beneficio en la etapa es función de la extracción y el volumen medio almacenado en la presa. Es decir

$$G_n = \phi(K_n, \bar{S}_n)$$

en donde $\bar{S}_n = \frac{1}{2} (S_i + S_j)$

De manera similar, puede demostrarse que el beneficio por etapa (al que se acostumbra llamar beneficio inmediato) puede calcularse también como una función de K y \bar{S} en los casos de presas para riego o para agua potable.

Por otra parte, existen también situaciones no deseables que deben ser penalizadas en caso de que se presenten. Las principales son los derrames (DERR) y los déficit (DEF), que ocurren sobre todo como consecuencia del carácter aleatorio de los escurrimientos que ingresan a la presa.

En resumen, el beneficio neto obtenido en una etapa n cualquiera, puede expresarse como

$$b_n (K, \bar{S}) = G_n (K, \bar{S}) - CDEF (TDEF_n) - CDERR (TDERR_n) \quad (2.1)$$

En la ecuación 2.1, tanto la función $G_n (K, \bar{S})$, que define la ganancia por satisfacer la demanda, como las penalizaciones $CDEF (TDEF_n)$ y $CDERR (TDERR_n)$ que dependen del tamaño del déficit ($TDEF_n$) y del derrame ($TDERR_n$), respectivamente, pueden tener diversas formas, inclusive ser discontinuas, con tal de que no sean multivaluadas.

Restricciones

La operación de la presa esta sujeta fundamentalmente a las siguientes restricciones

a) La ecuación de continuidad (para la etapa n)

$$S_j = S_i + X_n - K_n + DEF_n - DERR_n \quad (2.2a)$$

en donde X_n es el volumen que ingresa al vaso en la etapa n

con

$$DERR_n = \begin{cases} 0 & ; \text{ Si } S_{\max} \geq S_i + X_n - K_n \\ S_i + X_n - K_n - S_{\max} & ; \text{ Si } S_{\max} < S_i + X_n - K_n \end{cases} \quad (2.2b)$$

$$DEF_n = \begin{cases} 0 & ; \text{ Si } S_{\min} \leq S_i + X_n - K_n \\ S_{\min} - (S_i + X_n - K_n) & ; \text{ Si } S_{\min} > S_i + X_n - K_n \end{cases} \quad (2.2c)$$

b) Capacidad de la toma

$$0 \leq K_n \leq K_{\max} \quad (2.2d)$$

En las ecuaciones (2.2) S_{\max} , S_{\min} y K_{\max} representan respectivamente las capacidades máxima y mínima de la presa y la capacidad de la toma.

Características estocásticas de los ingresos al sistema

Los volúmenes X_n que ingresan a la presa tienen características estocásticas y condicionan el funcionamiento de la misma. En particular, de acuerdo con las ecuaciones 2.2a, b y c, condicionan, para cada etapa, el almacenamiento final, el déficit y el derrames. Se les caracteriza mediante su función de distribución no condicionada $F_{X_n}(x)$ o, si la dependencia temporal de escurrimientos en etapas sucesivas es muy importante, por la función de distribución condicionada.

$$F_{X_n}(x/x_{n-1})$$

Funcion Objetivo

La operación adecuada de la presa persigue hacer máximos los beneficios acumulados en un horizonte de planeación. Como el carácter aleatorio de los escurrimientos no permite

establecer una medida determinística de dichos beneficios. Se acostumbra maximizar el valor esperado de los beneficios totales. Por otra parte, para referir los beneficios obtenidos en distintos años, a valores de un año base, se requiere establecer una tasa de interés i .

Se trata entonces de obtener la política de extracciones, K_n , para cada almacenamiento en la presa al inicio de la etapa n , que haga máxima la función

$$Z = E \left\{ \sum_{n=1}^N \delta^{n-1} [b_n (K_n, \bar{S}_n)] \right\} \quad (2.3)$$

sujeta a las restricciones dadas por las ecuaciones (2.2).

En la ecuación (2.3):

N es el número de etapas que comprende el horizonte de planeación

$$\delta = [1/(1+i)]^{1/m} ; \quad 0 < \delta \leq 1$$

m el número de etapas por año

i tasa de interés anual.

El operador "valor esperado", $E \{ \cdot \}$, se introduce debido a que los beneficios netos $b_n (K_n, \bar{S}_n)$ dependen de la variable aleatoria x_n .

Política de operación

Para lograr los objetivos definidos en la ecuación (2.3), es necesario establecer criterios o reglas que determinen la cantidad de agua que puede ofrecerse al inicio de cada etapa. Evidentemente la cantidad a ofrecer depende de la disponibilidad al inicio de la etapa y de lo que se espera que ingrese durante la misma. A las reglas $K_n(S_i)$ que determinan la oferta de agua en cada etapa, se les denomina "política de operación", y de ellas depende que se logre en mayor o menor medida los objetivos planteados. Por este motivo el problema se plantea en forma más completa como

$$\text{Máx}_{K_n(s)} Z = E \left\{ \sum_{n=1}^N \delta^{n-1} [b_n(K, s)] \right\} \quad (2.4)$$

con las restricciones dadas por las ecuaciones (2.2).

2.3 Desarrollos previos

En la literatura técnica disponible, el problema se aborda utilizando técnicas de programación lineal^[1,2] (sobre todo para casos en los que se restringe la probabilidad de que ocurran determinados eventos indeseables) y de programación dinámica^[3] en sus distintos desarrollos (programación dinámica determinística^[4], programación dinámica estocástica^[5], programación dinámica incremental^[6], etc.).

En México, la SARH, la CFE y el I de I, han realizado esfuerzos importantes en la aplicación de la programación dinámica para obtener estrategias de manejo de vasos (con la ventaja de que los informes reportan las dificultades prácticas encontradas y la forma en que fueron atacadas, con mayor detalle que los artículos y libros técnicos). Así, el Plan Nacional Hidráulico desarrolló trabajos para establecer políticas de operación en una presa, con intervalos anuales, y para una presa y un acuífero considerando dos etapas en el año.

Por otra parte, el Instituto de Ingeniería, en coordinación con la Comisión Federal de Electricidad, estudió la operación de la presa El Infiernillo^[7], utilizando programación dinámica, para una función objetivo discontinua que toma en cuenta la oportunidad de la energía generada así como los costos por déficit o derrame. En el estudio se consideraron 18 estados, 21 etapas dentro del año e ingresos aleatorios caracterizados por funciones de distribución no condicionadas. En otro estudio^[8] se disminuyó el número de estados y etapas pero se tomó en cuenta la dependencia entre los ingresos de etapas sucesivas.

2.4 Aplicaciones de la Programación lineal a la determinación de políticas de operación a largo plazo

En la figura 2.1 se representa una de las formas en que se acostumbra establecer políticas de operación para el vaso de una presa.

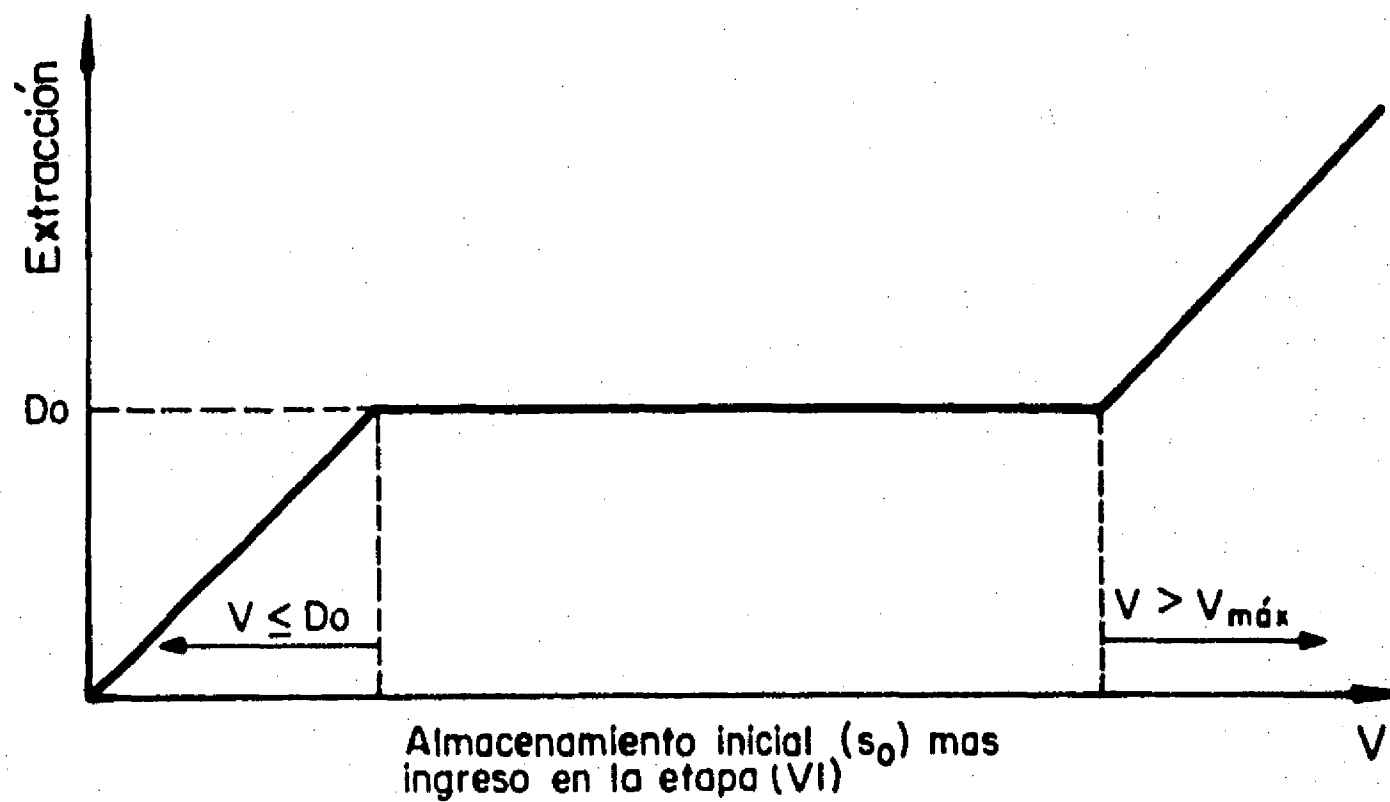


Figura 2.1

Este tipo de políticas supone que, para cada etapa, se establece una demanda D_0 que debe satisfacerse siempre que sea posible; las extracciones son mayores solo cuando se sobrepasa el nivel máximo de operación y menores solo cuando no existe disponibilidad.

La política establecida de esta forma no toma en cuenta la elasticidad real de la demanda, derivada de las posibilidades de utilizar fuentes alternativas (termoeléctricas, agua subterránea, etc.) o inclusive de soportar déficit en alguna etapa para evitar condiciones peores en las siguientes. Por otra parte, la entrega de excedentes, respecto a la demanda planeada, puede reportar beneficios marginales que éste planteamiento no toma en cuenta.

La rigidez del planteamiento implícito en la figura (2.1) puede disminuirse utilizando la técnica de Programación Lineal con Probabilidades Restringidas.

Supóngase que se establece una política de operación que especifica la extracción $VSC(j)$, para cada mes j del año, como una función lineal del almacenamiento $SC(j-1)$ al final de la etapa previa, mediante la ecuación

$$VSC(j) = SC(j-1) - b(j) \quad (2.5)$$

Substituyendo en la ecuación de continuidad

$$SC(j) = SC(j-1) + VIC(j) - VSC(j) \quad (2.6)$$

en donde $VIC(j)$ es el volumen de ingreso en el mes i , se

obtiene que

$$S(j) = VIC(j) + b(j) \quad (2.7)$$

y

$$VSC(j) = VIC(j-1) + b(j-1) - b(j) \quad (2.8)$$

Si, por otra parte, se imponen restricciones a las probabilidades de situaciones indeseables (déficit, derrame, etc.), puede formularse un problema de programación lineal. Así, por ejemplo, para restringir la probabilidad $PDC(j)$ de que la demanda $DC(j)$ del mes j no sea satisfecha, se utiliza la ecuación

$$\text{prob} \{ VSC(j) \leq DC(j) \} \leq PDC(j) \quad (2.9)$$

Substituyendo (2.8) en (2.9), se obtiene

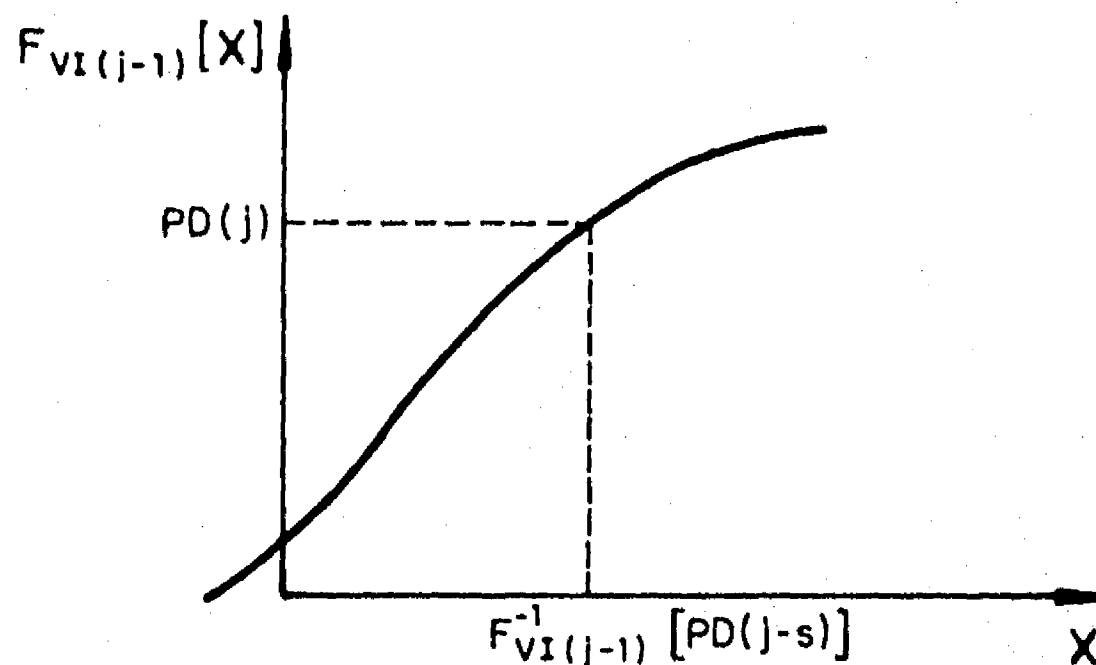
$$\text{prob} \{ VIC(j-1) + b(j-1) - b(j) \leq DC(j) \} \leq PDC(j)$$

o bien

$$\text{prob} \{ VIC(j-1) \leq DC(j) + b(j) - b(j-1) \} \leq PDC(j) \quad (2.10)$$

Si, como se muestra en la figura, $F_{VIC(j-1)}^{-1}[PDC(j)]$ es la inversa de la función de distribución de los volúmenes de ingreso en el mes $(j-1)$, valuada en $PDC(j)$, de acuerdo con la

definición de función de distribución de probabilidad, se tendrá que



$$\text{prob} \{ VIC(j-1) \leq F_{VIC(j-1)}^{-1}[PDC(j)] \} = PDC(j)$$

por lo que, finalmente, para cumplir con la restricción (2.9) se requiere que

$$DC(j) + b(j) - b(j-1) \leq F_{VIC(j-1)}^{-1}[PDC(j-1)] \quad (2.11)$$

Mediante esta formulación se logra convertir una restricción, establecida originalmente en términos probabilísticos, en una equivalente, establecida en forma determinística, que puede incorporarse a un problema estandar de programación lineal.

En forma análoga pueden establecerse otras restricciones que procuren evitar situaciones no deseables. En la ref^[9] por ejemplo, se proponen las siguientes

$$\text{prob} \left\{ C - S(j) \geq L(j) \right\} \geq P(j) \quad (2.12)$$

mediante la cual se especifica que se disponga de un bordo libre, definido como la diferencia entre la capacidad total de la presa, C , y el volumen almacenado, con una probabilidad mayor que $P(j)$.

$$\text{prob} \left\{ S(j) \geq m(j) \right\} \geq P_m(j) \quad (2.13)$$

con la que se establece que el almacenamiento al final de cada periodo debe superar un mínimo, $m(j)$, con una probabilidad $P_m(j)$.

Las restricciones (2.12) y (2.13) pueden transformarse en sus equivalentes

$$C - b(j) \geq F_{V(j)}^{-1}[P(j)] + L(j) \quad (2.12')$$

$$m(j) - b(j) \leq F_{V(j)}^{-1}[1 - P_m(j)] \quad (2.13')$$

2.5 La Programación Dinámica aplicada a la operación de presas de almacenamiento

La determinación de políticas de operación óptima en presas de almacenamiento es un caso al que se adapta el método de la Programación Dinámica^[13], debido a que las decisiones los estados del sistema y los beneficios, se presentan secuencialmente en el tiempo. Para plantear la ecuación recursiva fundamental del método, se analizarán los siguientes conceptos.

El funcionamiento de una presa (fig 2.2) está gobernado por la ecuación de continuidad, que aplicada a un intervalo de tiempo (etapa) Δt se expresa como

$$S(j) = S(i) + VIC(j) - VSC(j) \quad (2.14)$$

donde

- $S(i)$ almacenamiento al inicio del intervalo Δt
- $S(j)$ almacenamiento al final del intervalo Δt
- $VIC(j)$ volumen de ingreso durante el intervalo Δt
- $VSC(j)$ volumen extraído durante el intervalo Δt

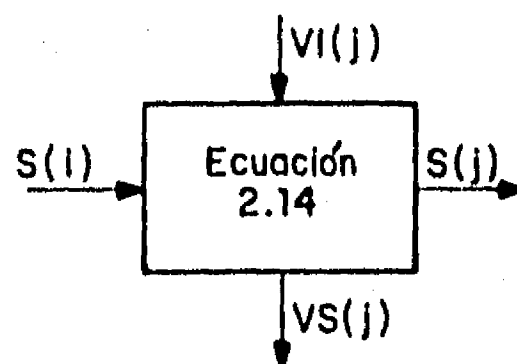


Figura 2.2 Esquema del funcionamiento de una presa

En la ecuación 2.14, los ingresos, VI , son en general aleatorios, con una función de distribución de probabilidades que depende principalmente de la época del año a la que pertenece Δt . Constituyen la componente estocástica y no controlable del sistema.

$S(i)$ define la condición inicial y determina por ello el estado del sistema y las extracciones $VS(j)$ son las variables sobre las que se puede actuar y constituyen las variables de control o de decisión.

El sistema está restringido en los almacenamientos y las extracciones posibles, es decir

$$S_{\min} \leq S(i) \leq S_{\max}$$

$$VS_{\min} \leq VS(j) \leq VS_{\max}$$

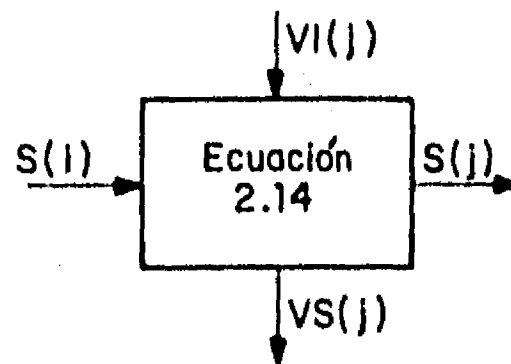


Figura 2.2 Esquema del funcionamiento de una presa

En la ecuación 2.14, los ingresos, VI , son en general aleatorios, con una función de distribución de probabilidades que depende principalmente de la época del año a la que pertenece Δt . Constituyen la componente estocástica y no controlable del sistema.

$S(i)$ define la condición inicial y determina por ello el estado del sistema y las extracciones $VSC(j)$ son las variables sobre las que se puede actuar y constituyen las variables de control o de decisión.

El sistema está restringido en los almacenamientos y las extracciones posibles, es decir

$$S_{\min} \leq S(i) \leq S_{\max}$$

$$VS_{\min} \leq VSC(j) \leq VS_{\max}$$

En general, y particularmente para plantas hidroeléctricas, los beneficios netos en una etapa cualquiera, n , son una función $b_n(VS, S(i), S(j))$ tanto de la extracción como del almacenamiento en el intervalo.

En la práctica, es necesario trabajar con intervalos de tiempo discretos (meses) y análogamente con intervalos de volumen ΔV (ver la referencia^[10] para un análisis amplio las estrategias de discretización), de tal forma que las variables que intervienen en la ecuación de continuidad pueden expresarse mediante las siguientes convenciones:

Para el almacenamiento inicial: $i \approx S_{m(n)} + (i) \Delta V$
 Para el almacenamiento final: $j \approx S_{m(n)} + (j) \Delta V$
 Para las extracciones: $K \approx VS_{m(n)} + (K) \Delta V$
 Para los ingresos: $x \approx (x) \Delta V$

En estas condiciones, la ecuación de continuidad resulta

$$j = i + x - K \quad (2.15)$$

$$1 \leq j \leq NS$$

donde NS es el número total de estados en que se divide la capacidad útil.

Los beneficios correspondientes a una etapa cualquiera pueden expresarse como $b_{n,K}(i,j)$.

Se pretende entonces encontrar una política de extracciones $K_n(i)$, que indique la extracción que debe efectuarse durante la etapa n , en términos del estado inicial i , para hacer máximo el beneficio acumulado a lo largo de las N etapas de operación de la presa.

El método de la Programación Dinámica permite resolver el problema mediante la ecuación recursiva.

$$B_n^K(i) = b_{n,K}(i,j) + B_{n+1}^*(j) \quad (2.16)$$

donde

$$B_n^*(i) = \max_K \left\{ B_n^K(i) \right\} \quad (2.17)$$

y

$K_n^*(i)$ es la extracción para la cual

$$B_n^K(i) = B_n^*(i)$$

Condicionada por la ecuación de continuidad

$$j = i + x - K$$

y por las restricciones

$$1 \leq i \leq NS ; 1 \leq j \leq NS ; 0 \leq K \leq NK$$

Cuando los ingresos x son conocidos (caso determinístico), la ecuación de continuidad condiciona unívocamente el estado final j dado el estado inicial i y la extracción K , por lo que en cada etapa es necesario calcular el beneficio para $i_{\text{máx}}$ por $K_{\text{máx}}$ alternativas; seleccionar, para cada valor de i , el beneficio máximo $B_n^*(i)$, y anotar la extracción $K_n^*(i)$ que conduce a él.

Si se toma en cuenta el carácter aleatorio de los ingresos (caso estocástico) y se les define mediante una función de densidad de probabilidades $f_n(x)$, la política de extracciones debe conducir a obtener el beneficio esperado máximo, por lo que la ecuación (2.16) se modifica a

$$B_n^K(i) = \sum_{j=0}^{j_{\text{máx}}} \left\{ q_{n,K}(i,j) [b_{n,K}(i,j) + B_{n+1}^*(j)] \right\} \quad (2.18)$$

en donde $q_{n,K}(i,j)$ es la probabilidad de pasar del estado i al j durante la etapa n , dada la extracción K .

De acuerdo con la ecuación de continuidad, se tendrá que $x = j - i + K$, por lo que

$$q_{n,K}(i,j) = f_n(j - i + K) \quad (2.19)$$

Para obtener el beneficio esperado máximo, en un horizonte de planeación de N etapas, se requiere definir la condición inicial, $B_N^*(j)$, y garantizar la convergencia a una política óptima $K_m^*(i)$ de extracciones, para cada etapa m en que se divida el año y cada estado i .

Aunque, como se verá más adelante, existen varias estrategias de solución que difieren en la forma de establecer la convergencia, en general, es necesario suponer que N es suficientemente grande para que $B_N^*(j) = 0$, para toda j . Por otro lado, si para cualquier valor de K y n , existe una potencia de la matriz de transición $q_{n,K}(i,j)$ en donde todos sus elementos a_{ij} cumplan con la condición

$$0 < a_{ij} < 1$$

2.5.1 Ventajas y limitaciones del método

Para destacar las ventajas y limitaciones derivadas del uso de la Programación Dinámica para obtener políticas de operación en presas, desde el punto de vista de la dimensionalidad, considérense los siguientes casos.

Para una presa, dividida en 10 estados, el análisis de 12

etapas, para el caso determinístico, implica evaluar y comparar

a) Con el método directo:

$10 \times 10 \times 10 \times \dots \times 10 = 10^{12} = 1$ billón de alternativas.

b) Utilizando la Programación Dinámica se requiere evaluar y comparar 100 alternativas en la 1a. etapa, 100 en la 2a., etc. hasta un total de:

$$12 \times 100 = 1200 \text{ alternativas}$$

Si se analizan dos presas en cascada, la extracción en cada presa debe ser función del almacenamiento inicial en ambas, por lo que, suponiendo que la capacidad útil de cada presa se divide en 10 partes, el número de estados resulta igual a 100. En tal caso, el análisis implica evaluar:

a) Con el método directo: $100^{12} = 10^{24}$ alternativas

b) Con Programación Dinámica: $12 \times 100^2 = 120,000$ alternativas.

En general, para el caso determinístico, es necesario evaluar

a) Con el método directo: $(NS)^{NE}$

b) Con Programación Dinámica: $(NS)^2 (NE)$

Si se analiza ahora el caso estocástico, se observa que por cada alternativa de extracción y cada estado inicial es necesario considerar todos los estados finales j factibles, calcular la probabilidad de transición $q_{n,K}^{(i,j)}$ y valorar el beneficio correspondiente, de tal forma que se requiere evaluar.

c) Con programación dinámica estocástica: $(NS)^3 (NE)$

Por lo que, para el caso de dos presas en cascada, por ejemplo, se requeriría el cálculo de $12(100)^3 = 12$ millones de alternativas.

El análisis anterior trata de mostrar como la programación dinámica reduce drásticamente los requerimientos de cálculo respecto a la evaluación directa. Se observa también que, dado que los ingresos son aleatorios, la situación real implica el uso de programación dinámica estocástica, cuyo uso para más de una presa implica simplificaciones en los cálculos, cuya validez debe verificarse. En otras palabras, la Programación Dinámica es un gran auxiliar pero, sobre todo en problemas complejos, su uso implica simplificaciones y, por ello, los resultados deben analizarse y complementarse con estudios adicionales.

2.5.2 Propuestas de solución al problema de dimensionalidad

Partiendo de la ecuación recursiva básica:

$$B_n^K(i) = \max_j \left\{ [q_{n,K}(i,j)] [b_{n,K}(i,j) + B_{n+1}^*(j)] \right\} \quad (2.20)$$

$$B_n^*(i) = \max_K B_n^K(i)$$

Una primera simplificación se deriva de la ecuación (2.19), que permite evitar el cálculo y almacenamiento en memoria de elementos repetidos de la matriz de transición, si se utiliza un solo tamaño de discretización, ΔV , para estados y decisiones.

En seguida se plantean dos procedimientos alternativos de solución de la ecuación 2.20 que buscan reducir más el número de operaciones requeridas.

2.5.2.1 Procedimiento iterativo

Este procedimiento es útil sobre todo en el caso, frecuente, en que se requiere establecer varias etapas (por ejemplo meses) por año.

La aplicación directa de la ecuación (2.20) implica partir de valores iniciales $B_m^*(j) = 0$, correspondientes, por

ejemplo, al final de diciembre. A partir de estos valores se calcularía el valor esperado de los beneficios inmediatos de diciembre y se acumularía con los valores iniciales supuestos.

El procedimiento se repetiría hasta terminar con el mes de enero y disponer de valores iniciales para el siguiente ciclo anual.

Como los valores de partida fueron seleccionados arbitrariamente, los ciclos anuales de cálculo deben repetirse hasta que el incremento en los beneficios se repita de un ciclo a otro.

Para evitar cálculos repetidos, la ecuación (2.20) puede presentarse en la siguiente forma

$$\begin{aligned}
 B_n^*(i) &= \max_K \left\{ \sum_j [q_{n,K}(i,j)] [b_{n,K}(i,j) + B_{n+1}^*(i)] \right\} \\
 &= \max_K \left\{ E [b_{n,K}(i,j) + B_{n+1}^*(j)] \right\} \\
 &= \max_K \left\{ E [b_{n,K}(i,j)] + E [B_{n+1}^*(j)] \right\} \\
 &= \max_K \left\{ \phi_{n,K}(i) + E [B_{n+1}^*(j)] \right\}
 \end{aligned}$$

finalmente, considerando la ecuación (2.19)

$$B_n^*(i) = \max_K \left\{ \phi_{n,K}(i) + \sum_j [f_n(j-i+K)] [B_{n+1}^*(j)] \right\} \quad (2.21)$$

La ecuación recursiva (2.21) tiene la ventaja de que el beneficio inmediato esperado $\phi_{n,K}(i)$ de tomar la decisión K cuando el estado inicial es i , se calcula solamente para un ciclo anual, y los cálculos sucesivos únicamente se efectúan sobre el beneficio acumulado $B_{n+1}^*(j)$. De esta forma los cálculos necesarios hasta alcanzar la condición de equilibrio disminuyen drásticamente.

Este método ha sido aplicado al problema de una hidroeléctrica^[7] con 21 etapas y 19 estados, considerando ingresos aleatorios no autocorrelacionados; a la misma presa con 6 etapas y 9 estados^[8], tomando en cuenta la autocorrelación de los ingresos y para dos presas en cascada^[11] con 12 y 10 estados respectivamente y 12 etapas con ingresos aleatorios no correlacionados.

2.5.3.2 Algoritmo de Howard

Las ventajas de este algoritmo se manifiestan sobre todo cuando el problema puede tratarse con pocas etapas por año.

Si se considera una sola etapa por año y se supone una tasa de descuento $\delta (0 \leq \delta \leq 1)$, los beneficios a largo plazo para una política fija $K_i = K_i(i)$, $i = 1, 2, \dots, n_s$, tienden a un valor de equilibrio. Así, la ecuación recursiva básica de Programación Dinámica se plantea como

$$B_m^i(i) = \sum_j [q_{K_i}(i, j)] [b_{K_i}(i, j) + \delta B_{m+1}^i(j)] \quad (2.22)$$

si, para condensar la expresión, se utilizan las siguientes definiciones:

$\{Q_{K_i}\}$ Submatriz cuyos elementos $q_{K_i}(i, j)$ determinan las probabilidades de transición condicionadas a la política $K_i(i)$.

$\{\beta_{K_i}\}$ Submatriz que contiene los beneficios inmediatos $b_{K_i}(i, j)$ que resultan de pasar de i a j con extracción $K_i(i)$.

$[E\beta_{K_i}]$ Vector que contiene los beneficios inmediatos esperados para cada estado inicial, i , dada la política $K_i(i)$ ¹¹

1

Se forma con los elementos de la diagonal de la matriz que resulta del producto $\{Q_{K_i}\} \{\beta_{K_i}\}^T$

$[B_{K1}^{(m)}]$ Vector que contiene los beneficios netos esperados hasta la etapa m , para cada estado i , dada la política $K1$.

la ecuación (2.22) se reduce a

$$[B_{K1}^{(m)}] = [E\beta_{K1}] + \delta \{Q_{K1}\} [B_{K1}^{(m+1)}]^T$$

En las condiciones de equilibrio, resulta el sistema de ecuaciones

$$[B_{K1}^*] = [E\beta_{K1}] + \delta \{Q_{K1}\} [B_{K1}^*]^T \quad (2.27)$$

(2.23) representa un sistema de ecuaciones con NS incógnitas, que puede resolverse con el método más apropiado para su estructura.

Una vez encontrado el vector de equilibrio B_{K1}^* , para una política inicial $K1$, se prueban otras posibles extracciones para cada estado inicial i con las relaciones.

$$B_m^{**}(1) = \max_K \left\{ \sum_j [q_K(1,j)] [b_K(1,j) + \delta B_{K1}^{**}(j)] \right\}$$

$$B_m^{**}(2) = \max_K \left\{ \sum_j [q_K(2,j)] [b_K(2,j) + \delta B_{K1}^{**}(j)] \right\}$$

.....

$$B_m^{**}(NS) = \max_K \left\{ \sum_j [q_K(NS,j)] [b_K(NS,j) + \delta B_{K1}^{**}(j)] \right\}$$

Si, en algún caso, $B_m^{**}(i) > B_{K1}^{**}(i)$, entonces se modifica el valor correspondiente del vector $K1$ y se repite el proceso. Si no, el proceso concluye y la política óptima queda definida por el vector $K1(i)$.

Cuando se requiere definir más de una etapa por año, la estructura del método se conserva, con la diferencia de que el número de estados aumenta y por lo tanto aumentan también las dimensiones de vectores y matrices. Así, por ejemplo, si se considera una época seca, S , y una húmeda, H , en el año, la matriz de probabilidades de transición, para una política $K1$, tendría una estructura de la forma

$$Q_{KI} = \begin{array}{c} S \\ H \end{array} \left\{ \begin{array}{cc|cc} & S & & H \\ \hline S & \begin{array}{ccc} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{array} & \begin{array}{ccc} P_{11}' & P_{12}' & P_{13}' \\ P_{21}' & P_{22}' & P_{23}' \\ P_{31}' & P_{32}' & P_{33}' \end{array} \\ \hline H & \begin{array}{ccc} P'_{11} & P'_{12} & P'_{13} \\ P'_{21} & P'_{22} & P'_{23} \\ P'_{31} & P'_{32} & P'_{33} \end{array} & \begin{array}{ccc} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{array} \end{array} \right\}$$

en donde p_{ij} representan las probabilidades de pasar de i a j durante la época húmeda y p'_{ij} durante la seca.

El algoritmo de Howard se ha utilizado en México^[12], para el análisis de una presa para riego, con etapas anuales, y para estudiar la operación conjunta de una presa y un acuífero, considerando dos temporadas en el año.

2.6 Otras posibilidades

Las limitaciones derivadas de la dimensionalidad del problema (particularmente si se maneja un sistema de presas) obligan a la simplificación del problema, de forma que se corre el riesgo de que el modelo simplificado ya no corresponda a la realidad. En este sentido resulta conveniente adoptar como norma la simulación del funcionamiento del(los) vaso(s), lo cual es posible con

mucho menos simplificaciones.

Por otro lado, es necesario continuar con la investigación sobre métodos de optimización que permitan abordar problemas cada vez más complejos con mayor precisión. Algunas alternativas son el uso de la Programación Dinámica Incremental, para problemas con "trayectoria definida"; el uso de la "optimización paramétrica" que se discutirá en el siguiente capítulo y el uso de técnicas de programación no lineal que pueden aplicarse a problemas de probabilidad restringida relajando los requisitos de linealidad planteados en el subcapítulo 2.4.

3. POLITICAS DE OPERACION DE VERTEDORES

3.1 *Introducción*

En este capítulo se describe el estado del arte relativo al diseño de políticas de operación de vertedores. Se describe primero el problema en forma cualitativa para enseguida hacer su planteamiento formal. La segunda parte del capítulo se dedica primero a reseñar, brevemente, la evolución de las prácticas en uso en México, y posteriormente algunos desarrollos recientes que utilizan la teoría de control.

Las principales limitaciones de los métodos que se exponen radica en que no consideran una función objetivo que tome en cuenta explícitamente los daños causados por las avenidas descargadas por el vertedor, y simplifican excesivamente las

características estadísticas de las avenidas de ingreso. Una posible solución al primer problema se plantea al final de este capítulo y un procedimiento para caracterizar estadísticamente las avenidas de ingreso se describe en el capítulo 4.

3.2 Descripción del problema

Debido a que la capacidad de la obra de toma, destinada a satisfacer la demanda, es insuficiente para controlar las avenidas extraordinarias, todas las presas deben tener un vertedor que les permite controlar las avenidas, descargándolas al río, aguas abajo de la presa, para evitar que el nivel del agua almacenada rebase la corona de la presa.

Los vertedores pueden clasificarse en dos grandes grupos. Los de cresta libre, en los que el nivel de la cresta coincide con el *NAMO* de la presa, cuya descarga no puede ser controlada y esta dada por la ecuación,

$$O = c L H^m \quad (3.1)$$

donde O es el gasto de descarga, L la longitud de la cresta del vertedor, H la carga sobre el nivel de la cresta y c , m son coeficientes que dependen de la forma del vertedor.

Por razones económicas y con la finalidad adicional de tener un control sobre la descarga, las presas más importantes se construyen con un vertedor controlado con compuertas de tal forma que si las compuertas se abren totalmente, la descarga corresponde con la ecuación 3.1, pero modificando la posición de las compuertas es posible, si se desea, descargar gastos menores, como se muestra en la figura 3.1.

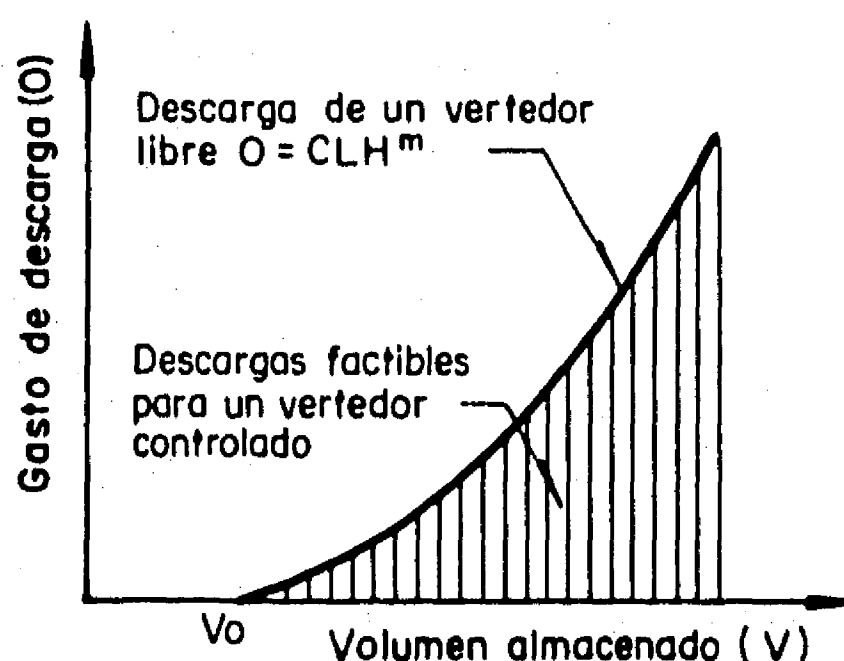


Fig 3.1. Curvas de descarga de vertedores libres y controlados

El tránsito de las avenidas por el vertedor puede provocar dos tipos de daños:

Las inundaciones que dañan las zonas agrícolas, industriales y urbanas situadas aguas abajo de la presa. El daño correspondiente depende del gasto máximo ($Q_{máx}$) descargado

durante la avenida¹ de acuerdo con una función $DI = \phi_1(O_{m\acute{a}x})$, como la mostrada en la fig 3.2(a), que a su vez depende de la capacidad del cauce y de los bienes expuestos a la inundación.

Por otra parte, en casos extremos, si el nivel del agua almacenada supera al de la corona de la presa, se produce la falla de ésta, y una gran inundación aguas abajo. En estos casos, el daño es una función del almacenamiento máximo en la presa, $V_{m\acute{a}x}$, con la forma típica que se muestra en la figura 3.2(b).

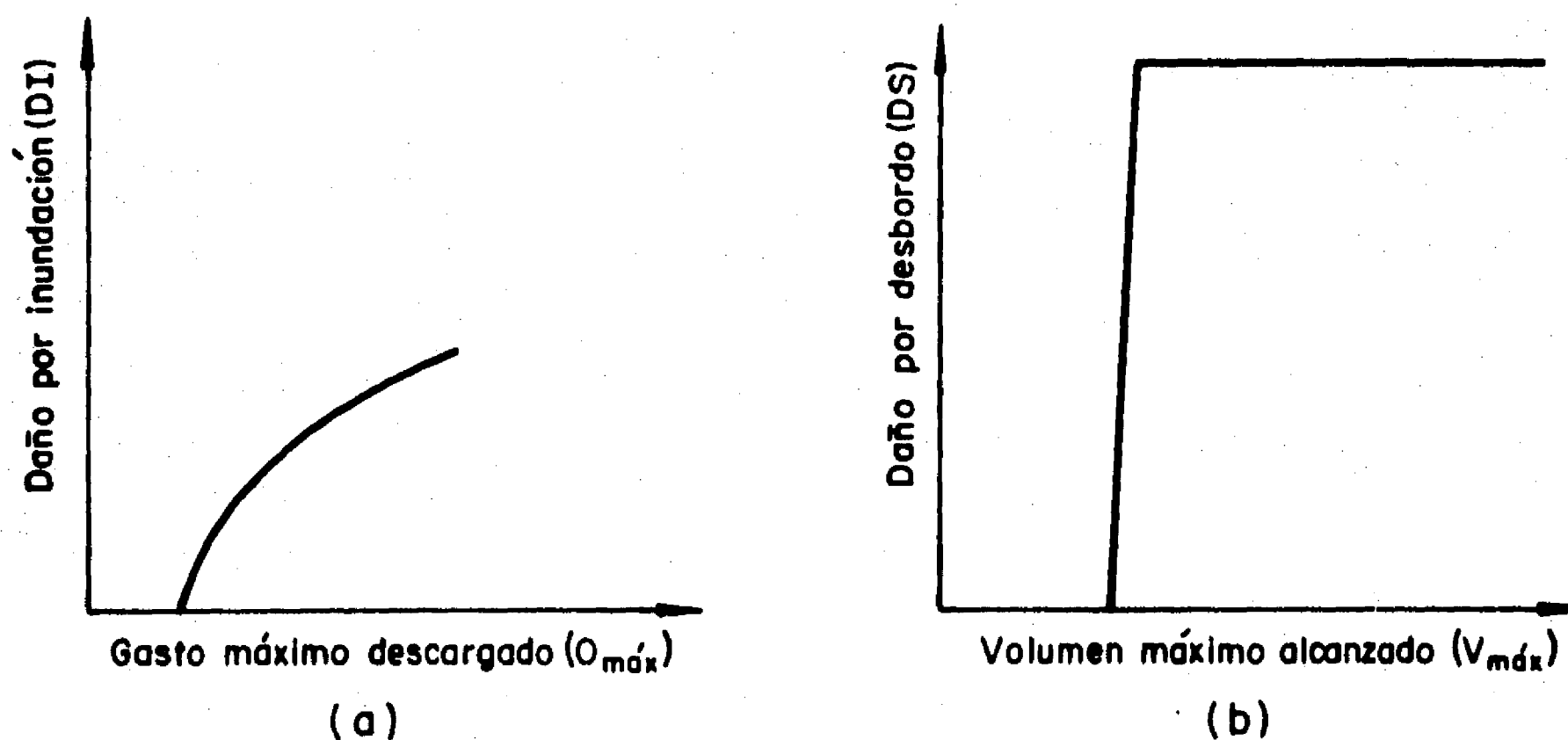


Figura 3.2

1

Estrictamente, sobre todo cuando se inundan cultivos, el daño también depende de cuanto dura la inundación; sin embargo, para facilitar la exposición, este factor no será tomado en cuenta.

En general, una política que busque derramar rápidamente la avenida tiende a provocar daños mayores por inundación pero disminuye la probabilidad de que la presa se desborde; por el contrario, una política que procure disminuir los gastos derramados incrementará la probabilidad de desborde.

En lo que sigue se plantea el problema en forma analítica.

3.3 Presentación analítica del problema

De acuerdo con la descripción anterior, el problema de como operar un vertedor puede plantearse de la siguiente forma.

Se busca una política de operación del vertedor, expresada en la forma

$$O_t = \psi_t (S_t)$$

en donde la función ψ_t es no decreciente y está restringida dentro de una región factible dada por la desigualdad (ver figura 3.1)

$$O_t \leq C L H^m \quad (\text{ver ec 3.1})$$

donde H es una función unívoca del almacenamiento S en la presa. La política deberá hacer mínimo el daño esperado por

inundación, dado por

$$Z = E \{DI\} + E \{DS\} \quad ;$$

$$E \{DI\} = \int_{-\infty}^{\infty} C_1 (O_{\max}) \cdot f (O_{\max}) \quad (3.2)$$

$$E \{DS\} = \int_{-\infty}^{\infty} C_2 (V_{\max}) \cdot f (V_{\max}) d (V_{\max}) \quad (3.3)$$

en donde $C_1 (O_{\max})$ y $C_2 (V_{\max})$ son las funciones de daño por inundación aguas abajo y por desborde (ver figura 3.2).

Para una política dada, O_{\max} y V_{\max} están determinadas por la ecuación de continuidad

$$V_t = \int_0^t (I_t - O_t) dt + V_0 \quad (3.4)$$

donde I_t y O_t son los gastos de ingreso a la presa y de descarga por el vertedor, respectivamente, en el instante t y V_0 es el volumen almacenado al inicio de la avenida.

La ecuación 3.4 se resuelve por incrementos finitos con la ecuación de diferencias, para intervalos Δt ,

$$V_{t+\Delta t} = V_t + \frac{\Delta t}{2} (I_t + I_{t+\Delta t}) - \frac{\Delta t}{2} (O_t + O_{t+\Delta t}) \quad (3.5)$$

Para resolver el problema se ha intentado varios caminos que se describen a continuación.

3.4 Métodos para definir políticas de operación de vertedores

Para facilitar la exposición, se supondrá que en el momento en que se presenta la avenida el nivel inicial en el vaso corresponde con el NAMO, aunque debe recordarse que estrictamente el nivel inicial dependerá de la política de operación a largo plazo.

3.4.1 Forma tradicional

En México, tradicionalmente se han establecido políticas de operación de vertedores mediante relaciones escalonadas entre niveles observados y gastos descargados (figura 3.3). En ocasiones las relaciones son diferentes cuando el nivel en el vaso está subiendo que cuando está bajando.

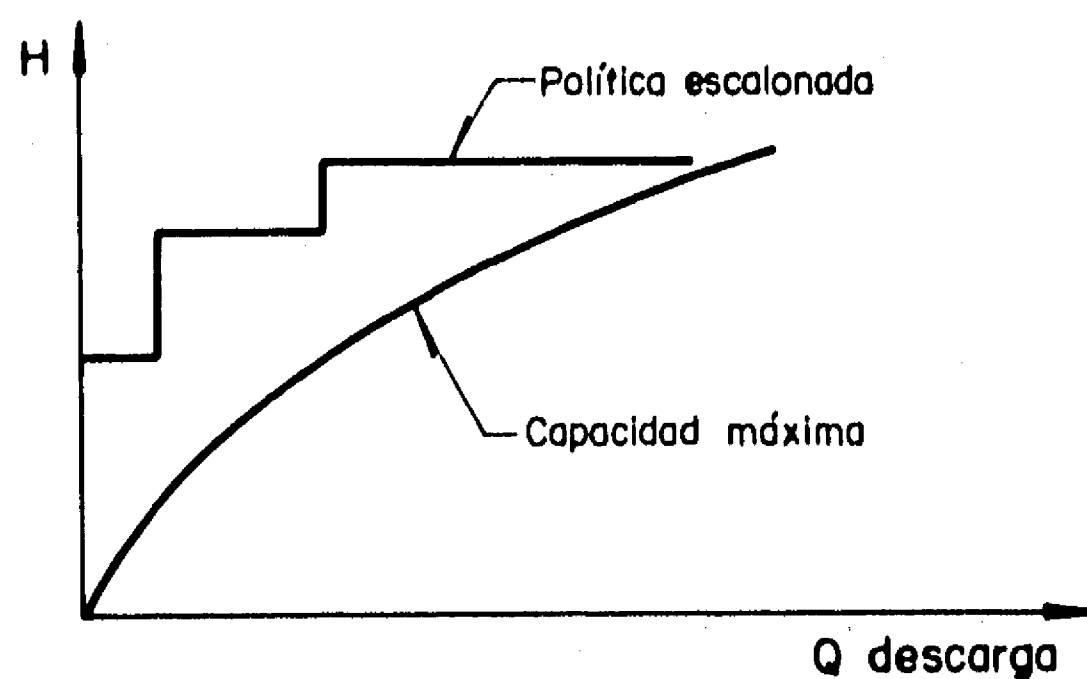


Fig. 3.3.

La política escalonada generalmente se determina en forma heurística (por tanteos). Se simula el comportamiento de distintas alternativas con algunas avenidas históricas o sintéticas, comprobando además que permitan manejar la avenida de diseño, y se selecciona, "a ojo", aquella que parezca mejor.

Probablemente las principales limitaciones del procedimiento tradicional sean:

- . No tiene una forma ordenada para proponer políticas alternativas.
- . La política escalonada considera implícitamente que la única condición observable es el nivel en el vaso.

No está definida una forma objetiva que permita seleccionar la mejor alternativa entre las propuestas (ésta tesis pretende aliviar esta limitación, proporcionando herramientas para valuar las consecuencias derivadas de cualquier política).

3.4.2 Políticas de operación óptima para avenidas de ingreso conocidas

El estudio contenido en la referencia^[13] constituye probablemente el primer intento en México de utilizar técnicas de optimización para obtener políticas de operación de vertedores. Además se introduce la idea de que las descargas no deben ser función solamente del nivel en el vaso, sino también de la historia reciente de los ingresos.

Para definir la política óptima se utiliza el método de Programación Dinámica, apoyándose en el hecho de que los daños aguas abajo son una función creciente del gasto máximo descargado. Se supone conocida la avenida de ingreso y se encuentra la política que hace mínimo el gasto máximo descargado:

$$\min \{ \max (O_i) \}$$

Simplificando, el método puede aplicarse de la siguiente

forma:

1. Con la información de gastos de ingresos actuales y recientes se hace una estimación de la avenida que se espera.
2. Se determina, de acuerdo con la magnitud de la avenida estimada en 1, qué parte, V_R , del superalmacenamiento se destina para regularla, dejando una reserva por si la avenida de ingreso no es la estimada sino otra mayor.
3. Utilizando el método de Programación Dinámica para el caso determinístico, se determinan las extracciones instantáneas que hacen mínimo el gasto máximo de descarga, dada la avenida estimada en el punto 1 y el volumen de regulación V_R . Las extracciones instantáneas pueden también obtenerse por tanteos (mediante los siguientes pasos) (ver figura 3.4).

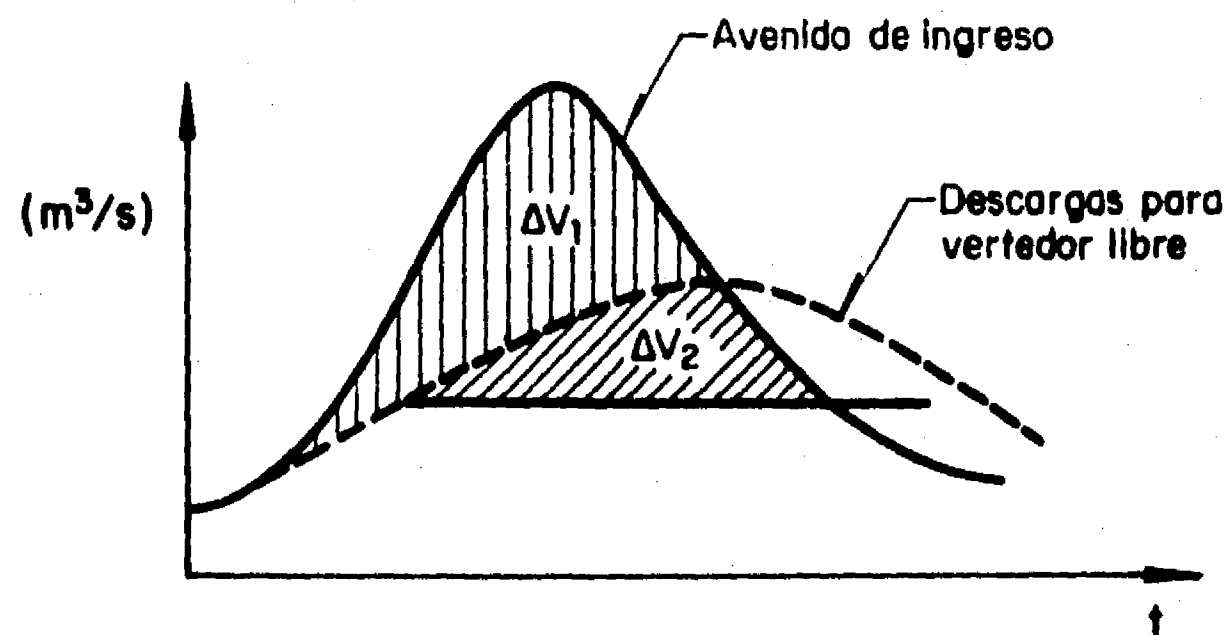


Figura 3.4

- . Suponiendo las compuertas totalmente abiertas se determina el volumen ΔV_1 .
 - . Si $\Delta V_1 < VR$, se trazan líneas horizontales (línea gruesa en la figura) hasta que $\Delta V_2 = VR - \Delta V_1$.
 - . Las extracciones serán las de vertedor libre primero y las de la línea gruesa después.
4. Si los nuevos valores del gasto de ingreso superan los supuestos, se repite el proceso.

3.4.3 Teoría de control aplicada a la determinación de políticas de operación "óptima"

En fechas recientes se ha intentado en México retomar el problema utilizando los desarrollos de la teoría de control^[14]. Para facilitar la comprensión de los desarrollos se intentará primero puntualizar los principales aspectos del problema.

- . La política de operación de la obra de excedencias debe establecer un compromiso, buscando disminuir los gastos máximos de descarga pero también minimizar los niveles alcanzados en el vaso. Estos dos objetivos se contraponen.

Se trata de un problema de optimización con restricciones, en donde la variable de disturbio (los ingresos al vaso) actúa por eventos, de duración relativamente corta, pero indeterminada, que están altamente correlacionados en el tiempo.

Las condiciones observables, en función de las cuales debe establecerse la ley de control, no son solo los niveles y gastos actuales; son también relevantes, la época del año y la presencia (o ausencia) de ciclones en la región^[15].

La serie de ingresos al vaso es una serie altamente autocorrelacionada, de forma que parte de los ingresos futuros está determinada por la historia reciente. Dicha autocorrelación se debe, en buena parte, a los procesos de regulación que ocurren en la cuenca. Por este motivo, el conocimiento de la dinámica del sistema cuenca-vaso, permitirá utilizar la historia de ingresos para estimar su comportamiento futuro, y los errores de predicción tendrán menos varianza.

De acuerdo con estas ideas, se requiere abordar el problema en tres aspectos.

a) Modelar los ingresos a la presa

- b) Establecer una función objetivo
- c) Desarrollar métodos de optimación.

Modelación de los Ingresos

Los modelos de ingresos a la presa se establecen mediante ecuaciones recursivas del tipo

$$I_{(n)} = \alpha_1 I_{(n-1)} + \alpha_2 I_{(n-2)} + \dots + \alpha_m I_{(n-m)} \\ + a_1 P_{(n-1)} + a_2 P_{(n-2)} + \dots + a_l P_{(n-l)} + W_{(n)} \quad (3.1)$$

donde

- $I_{(n)}$ escurrimiento en el intervalo de tiempo n
- $P_{(n)}$ precipitación en el intervalo de tiempo n
- $W_{(n)}$ variable aleatoria con distribución normal.

Los coeficientes α_i , a_i del modelo 3.6 se seleccionan de manera que la variancia de W sea mínima.

Por otra parte, si no se dispone de un sistema de telemetría que permita conocer (al menos, aproximadamente) las precipitaciones $P_{(n)}$, estas pueden considerarse aleatorias lo que daría por resultado un modelo autorregresivo con promedios móviles [ARMA (m, l)]. Además, si los parámetros se ajustan conforme se conocen los escurrimientos $I_{(n)}$, se trabaja con un modelo autoadaptable [16].

Función Objetivo y Metodos de Optimizacion

Teóricamente la función objetivo debería referirse explícitamente a los daños provocados por el gasto máximo de descarga $O_{m\acute{a}x}$ y el volumen máximo alcanzado en la presa $V_{m\acute{a}x}$. Sin embargo la teoría de optimización de funciones permite abordar solamente objetivos limitados a determinadas características. En particular se conoce la solución cuando la función objetivo que debe minimizarse es de la forma[14].

$$J = E \left\{ \sum_{n=1}^{\infty} r [S_{(n)} - S_0]^2 + O^2(n) \right\} \quad (3.7)$$

donde $S_{(n)}$ y $O_{(n)}$ son el volumen almacenado y el gasto de descarga en el instante (n) ; S_0 un volumen de referencia (por ejemplo el correspondiente al NAMO de la presa) y r un coeficiente que pesa la importancia relativa del sobrealmacenamiento respecto al gasto máximo de descarga.

A pesar de que es necesario estimar subjetivamente el valor del coeficiente r , el criterio (3.7) ha demostrado su aplicabilidad en casos prácticos^[14], con resultados favorables en relación con las políticas escalonadas de uso tradicional.

Las principales limitaciones de la aplicación de la teoría de control al problema derivan de que dicha teoría ha llegado a soluciones exactas únicamente para casos ideales (sistemas lineales, criterios de optimización cuadráticos, perturbaciones Gaussianas y descorrelacionadas, etc.). A pesar de ello, permite encontrar alternativas de operación tomando en cuenta la dinámica del sistema, con lo que se logra anticipar las condiciones futuras y se actúa con mayor rapidez^[14].

Por otro lado, la teoría de control proporciona bases para analizar la estructura de la respuesta y el peso de las variables analizadas, al menos en problemas idealizados. Esto puede ser de mucha ayuda para estudiar aspectos como la influencia de la época del año, la presencia de ciclones cercanos, etc.

3.5 Conclusiones

Los desarrollos anteriores y otros semejantes que pueden verse en las referencias^[17,18 y 19] hacen ver que existe todavía mucho campo de estudio en relación con la determinación de políticas de operación de vertedores. Si bien la intención de esta tesis no es avanzar en ese campo específico, parece conveniente sugerir que se explore la posibilidad de definir políticas mediante funciones

paramétricas del tipo, por ejemplo, $O_t = a_1 (S_t - S_0)^{b_1}$, y buscar, con métodos de programación no lineal, la combinación de valores a_1^* , b_1^* que hagan mínimo el valor esperado de los daños causados.

Cualquiera que sea el método que se utilice para definir políticas de operación de vertederos, para comparar objetivamente la efectividad de políticas alternativas debe calcularse el valor esperado de los daños, utilizando el procedimiento que se describe en los siguientes capítulos.

4. CALCULOS DE LOS BENEFICIOS NETOS, CONSIDERANDO LA POLITICA DE ASIGNACION DEL AGUA Y LA DE OPERACION DEL VERTEDOR. METODO PROPUESTO

4.1 Introducción

En este capítulo se desarrolla un método que permite calcular el valor esperado de los daños producidos por las avenidas, tomando en cuenta tanto la política de asignación de agua como la de operación del vertedor.

A diferencia de los métodos en uso y de los desarrollados en la literatura técnica, el método propuesto considera la interacción entre ambas políticas.

Adicionalmente, para poder calcular el valor esperado de los daños causados por las avenidas, se desarrolló una

metodología que permite caracterizar estadísticamente las avenidas, tomando en cuenta que su valor máximo y su forma se comportan aleatoriamente.

En la primera parte del capítulo se describe brevemente el problema que se pretende resolver. En seguida se precisan las ideas mediante un desarrollo analítico, que permite caracterizar las interrelaciones entre las políticas de operación a largo plazo y durante avenidas.

En la segunda parte del capítulo se describen los métodos en uso para sintetizar estadísticamente las avenidas máximas anuales, se comentan sus limitaciones y se desarrolla el procedimiento propuesto en esta tesis.

En la tercera parte del capítulo se desarrolla primero el procedimiento para calcular las funciones de distribución del gasto máximo descargado ($O_{máx}$) y del volumen máximo retenido en el vaso ($V_{máx}$), condicionadas al nivel inicial en el vaso, h_0 ; para describir después el método de cálculo del valor esperado de los daños provocados por las avenidas.

Finalmente, en las conclusiones del capítulo, se comenta cómo la metodología desarrollada permite encontrar la combinación de políticas a largo plazo y durante avenidas que hace máximo el beneficio esperado neto que se obtendrá

de la presa.

4.2 Descripción del problema

Cuando se determina el gasto de diseño para el vertedor de una presa grande, se acostumbra suponer que la avenida de diseño se presenta en el momento en que el nivel del agua en el vaso es el del *NAMO*. Sin embargo, esta suposición, que puede justificarse para analizar el comportamiento del vertedor en una situación extrema, puede conducir a resultados demasiado conservadores si se utiliza para analizar los efectos de avenidas más comunes.

Por otra parte, cuando se determina la política de asignación de agua a largo plazo, se utilizan intervalos de tiempo relativamente largos, del orden de meses, por lo que no es posible definir correctamente la relación entre el volumen derramado y el valor de los daños correspondientes, ya que estos últimos son función de la forma de la avenida de descarga, que ocurre en intervalos de tiempo relativamente cortos (del orden de días).

Se propone por ello una estrategia que permite valuar los beneficios netos (esto es, los beneficios obtenidos por la asignación de agua para cubrir la demanda menos los daños derivados del tránsito de las avenidas por el vertedor),

considerando tanto la política de operación a largo plazo como la de operación del vertedor. La estrategia propuesta permite modificar ambas políticas hasta encontrar una combinación de ellas que haga máximo el beneficio anual neto esperado que se obtenga.

El procedimiento, que se resume en la figura 4.1 consiste en obtener primero políticas "óptimas" de operación a largo plazo, suponiendo que el valor del daño por derrame es igual al producto de una constante C_1 por la magnitud del volumen derramado en cada etapa. De esta forma, para cada valor de C_1 se obtendrá una política óptima y un valor de los beneficios anuales esperados, $bb(C_1)$, derivados de la satisfacción de la demanda.

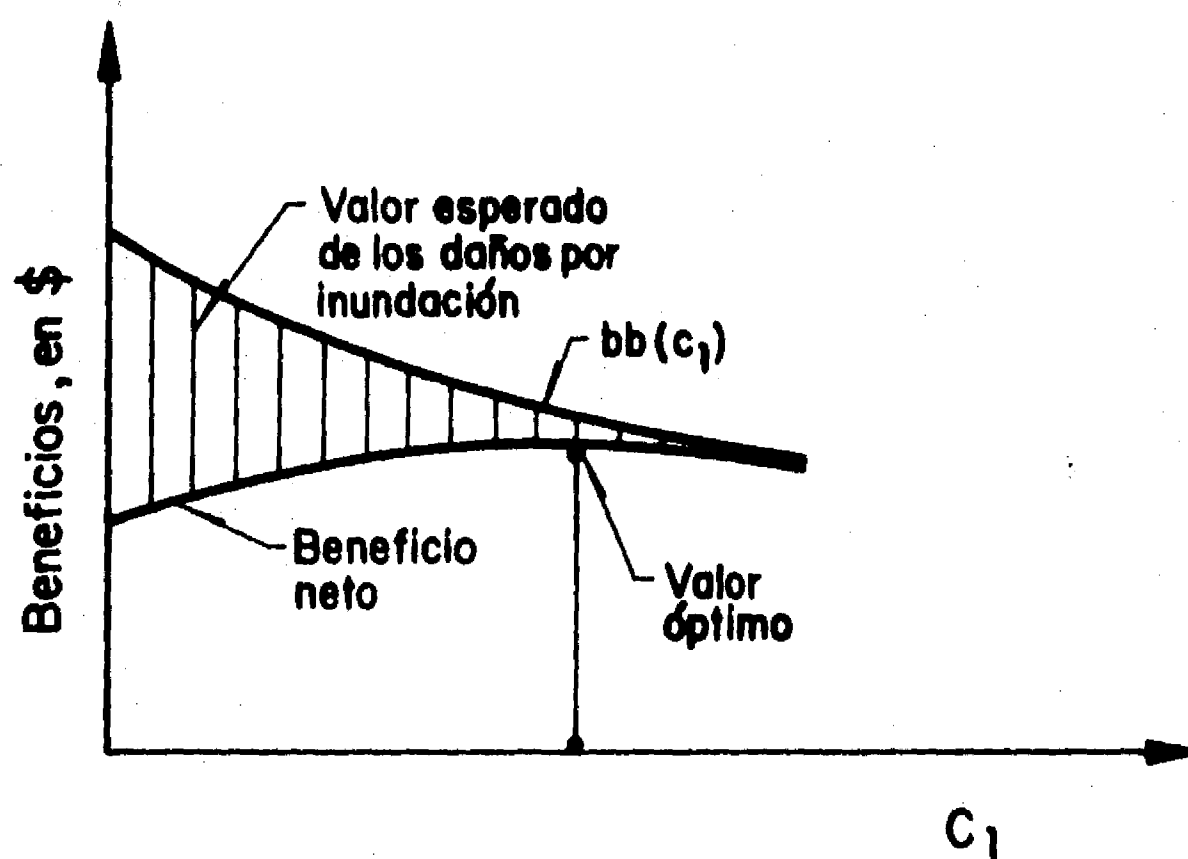


Fig 4.1

Conforme mayor sea el valor de C_1 , menor será el beneficio obtenido $bb(C_1)$, ya que al evitar los derrames se sacrifica una parte de dichos beneficios.

Por otra parte, la política de largo plazo condiciona los niveles a los que operará la presa; de tal forma que, para cada valor de C_1 , será posible calcular la función de densidad de probabilidades del nivel del agua al inicio de las avenidas máximas anuales, $f(h_0)$.

Una vez conocido $f(h_0)$, se calcula la política de operación del vertedor, $O = f^*(V)$, que hace mínimo el daño esperado derivado del tránsito de las avenidas, así como el valor D^* de dicho mínimo.

Finalmente, para cada valor de C_1 , se obtiene el beneficio neto restando al beneficio derivado de la satisfacción de la demanda el costo asociado a los daños provocados por el tránsito de las avenidas. El valor mínimo correspondiente define la mejor combinación de políticas.

4.3 Planteamiento analítico

Para precisar las relaciones entre la política de asignación a largo plazo y la de operación del vertedor, así como ubicar las contribuciones de la tesis, conviene retomar la

ecuación 2.20, que define la política de asignación óptima como aquella que hace máxima la función:

$$B_n^K(i) = \sum_{j=1}^{NS} \{q_{n,K}(i,j)\} [b_{n,K}(i,j) + \delta B_{n+1}^*(j)] \quad (4.1)$$

donde $B_n^*(i) = \max_K B_n^K(i)$; el coeficiente δ es un factor de descuento y NS es el número de estados en que se dividió la capacidad útil de la presa.

Separando los términos del lado derecho de la ec 4.1, se obtiene que

$$B_n^K(i) = E \{b_{n,K}(i,j)\} + \delta \sum_{j=1}^{NS} q_{n,K}(i,j) B_{n+1}^*(j) \quad (4.2)$$

La formulación clásica, desarrollada en el capítulo 2, engloba en el beneficio inmediato $b_{n,K}(i,j)$ tres partes: la ganancia derivada de entregar determinada cantidad de agua para satisfacer la demanda, el costo $CDEF$, asociado al déficit, y el costo por derrame, $CDERR$. Sin embargo, los derrames están asociados a intervalos de tiempo relativamente cortos en comparación con los utilizados para obtener la política de largo plazo, y dependen, además, de la política de operación durante avenidas, factores que la formulación clásica no toma en cuenta.

Para tomar en cuenta estos factores, es necesario considerar

que los beneficios netos $b_{n,K}(i,j)$ constan de dos partes: la primera, a la que se denominará $bN_{n,K}(i,j)$, que incluye la ganancia derivada de la entrega del agua y el costo por déficit, y la segunda en la que se considera el costo por derrame. En estas condiciones, la ecuación (4.2) se transforma a

$$B_n^K(i) = E\{bN_{n,K}(i,j)\} + E\{CDERR_n(i)\} + \sum_j q_{n,K}(i,j) B_{n+1}^*(j)$$

(4.3)

Además,

$$E\{bN_{n,K}(i,j)\} = \sum_j q_{n,K}(i,j) bN_{n,K}(i,j) = \phi_{n,K}(i)$$

por lo que, substituyendo en (4.3), se obtiene, finalmente

$$B_n^K(i) = \phi_{n,K}(i) + E\{CDERR_n(i)\} + \sum_j q_{n,K}(i,j) B_{n+1}^*(j)$$

(4.4)

donde $\phi_{n,K}(i)$ incluye solamente las ganancias por la satisfacción de la demanda y, en su caso, el déficit.

Si para cada etapa n y cda nivel inicial i , se obtiene una política de operación de vertedores, $POL2$, óptima, el valor

esperado del costo de derrame será mínimo, y la ecuación (4.4) toma la forma

$$B_n^K(i) = \phi_{n,K}(i) + E_{POL2}^* \{CDERR_n(i)\} + \sum_j q_{n,K}(i,j) B_{n+1}^*(j)$$

(4.5)

donde

$E_{POL2}^* \{CDERR_n(i)\}$ es el valor esperado del costo de derrame, bajo una política *POL2* de operación de compuertas.

La ecuación 4.5 sintetiza las relaciones entre los procesos de operación a largo plazo y durante avenidas.

Para calcular el costo esperado debido al derrame, se requiere primero caracterizar estadísticamente las avenidas, tomando en cuenta que su valor máximo y su forma son variables aleatorias. En seguida es necesario calcular la función de distribución del gasto máximo descargado $F_{O_{\max}}(Q/h_o)$ y del volumen máximo alcanzado $F_{V_{\max}}(V/h_o)$, para cada nivel, h_o , al inicio de las avenidas.

Como el nivel inicial, h_o , es una variable aleatoria cuya función de densidad de probabilidades, para valores discretos de h_o , depende de la política de asignación de agua, la probabilidad total (no condicionada) de que el

gasto máximo de descarga supere determinado valor Q_0 , y la de que el volumen máximo alcanzado supere un valor V_0 , estarán dadas, respectivamente, por las ecuaciones

$$\text{Prob } \{Q_{\text{máx}} \geq Q_0\} = \sum_{h_0} f(h_0) \cdot \text{prob } \{Q_{\text{máx}} \geq Q_0/h_0\} \quad (4.6)$$

y

$$\text{Prob } \{V_{\text{máx}} \geq V_0\} = \sum_{h_0} f(h_0) \cdot \text{prob } \{V_{\text{máx}} \geq V_0/h_0\} \quad (4.7)$$

Finalmente, conocidas las funciones de distribución de probabilidad total (no condicionada) para el gasto máximo descargado y el volumen máximo almacenado, es posible calcular el valor esperado de los daños causados por las avenidas.

$$E\{DI\} = \int_{Q_0} C_1(Q_0) \cdot f(Q_0) dQ_0 \quad (4.8)$$

y

$$E\{DS\} = \int_{V_0} C_2(V_0) \cdot f(V_0) dV_0 \quad (4.9)$$

donde $E\{DI\}$, $E\{DS\}$ son, el valor esperado del daño anual por inundación y por desbordamiento, respectivamente; $C_1(Q_0)$ y

$C_2(V_0)$ el valor de los daños para un gasto de descarga Q_0 y un volumen almacenado V_0 y, $f(Q_0)$ y $f(V_0)$ las funciones de densidad de probabilidades no condicionadas para Q_0 y V_0 .

4.4 Procedimientos para sintetizar estadísticamente las avenidas históricas. Método propuesto

El volumen de almacenamiento disponible entre el NAMO y el NAME permite regular las avenidas que ingresan al vaso, de tal forma que el gasto máximo descargado resulta menor que el gasto máximo de ingreso. La magnitud de esta regulación depende de la forma en que se opere el vertedor y de las características de las avenidas de ingreso.

En este subcapítulo se presenta un procedimiento que permite sintetizar estadísticamente las avenidas máximas anuales, considerando tanto su valor máximo como su forma.

4.4.1 Antecedentes

Con objeto de contrastar las características del método de síntesis que se propone en esta tesis, se describen aquí primero el procedimiento utilizado tradicionalmente y un planteamiento teórico basado en la determinación de la función de densidad de probabilidades conjunta "gasto máximo-volumen" de las avenidas de ingreso.

Procedimiento tradicional

Consiste en suponer que el periodo de retorno de las avenidas de ingreso puede definirse en términos del gasto máximo o "pico" de la misma, y que la relación entre el gasto máximo y las demás características de la avenida se obtienen de una avenida histórica "grande". Así, si se trabaja con los gastos máximos anuales, se asigna un periodo de retorno con la fórmula de Weibull ($\hat{T}_r = (N+1)/m$; donde m es el número de orden), en seguida se ajusta una función de distribución para estimar los gastos máximos asociados a cualquier periodo de retorno y finalmente se conforman avenidas "mayorando" la avenida histórica.

Para conocer el nivel máximo en el vaso o la descarga máxima asociada a un periodo de retorno cualquiera $T_r(t)$, se transita la avenida de entrada asociada a dicho periodo de retorno.

La principal limitación del método radica en que la hipótesis de que la relación entre el gasto máximo y las demás características de las avenidas es única y puede obtenerse de una avenida "grande" no corresponde con la evidencia empírica.

Síntesis estadística basada en la determinación de la función de densidad de probabilidades conjunta del gasto máximo y el volumen de las avenidas.

Si se considera que, dada una política de operación del vertedor, el gasto máximo y el volumen de cada avenida determinan unívocamente las consecuencias de su tránsito por la presa, (el gasto máximo de descarga $O_{m\acute{a}x}$, por ejemplo), es natural pensar en sintetizar estadísticamente a las avenidas de ingreso mediante la función de distribución conjunta de estas dos características.

Así, si las variables aleatorias X , Y corresponden respectivamente al gasto máximo y el volumen de las avenidas de ingreso, teóricamente es posible determinar, a partir de la información histórica, la función de distribución conjunta.

$$F_{X,Y}(x,y) = \text{prob} \{ X \leq x, Y \leq y \} \quad (4.10)$$

Como, de acuerdo con la hipótesis inicial, a cada pareja (x,y) le corresponde un valor del gasto máximo de descarga, puede establecerse una relación de la forma

$$Q_{\text{máx}} = g(x, y) \quad (4.11)$$

En estas condiciones, cualquier valor $Q_{\text{máx}}^{(i)}$ condiciona una función $y = \phi_i(x)$ como se muestra en la figura 4.2.

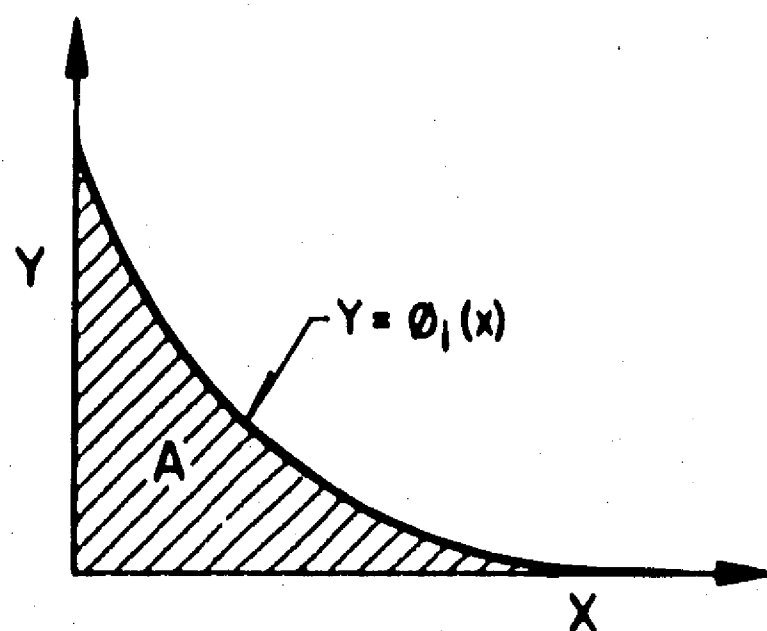


Fig. 4.2. Combinaciones de gasto máximo y volumen que conducen al mismo gasto de descarga

Entonces la probabilidad de que $Q_{\text{máx}}$ sea menor o igual que $Q_{\text{máx}}^{(i)}$ es igual a la probabilidad de que X y Y esten en la región A de la figura. Es decir

$$\text{prob} \{ Q_{\text{máx}} \leq Q_{\text{máx}}^{(i)} \} = \iint_A f(x, y) dx dy \quad (4.12)$$

donde $f(x, y)$ es la función de densidad de probabilidad conjunta de X y Y .

De esta forma, dando diferentes valores a $Q_{\text{máx}}(t)$, la ecuación (4.12) permite el cálculo de su función de distribución de los gastos máximos descargados.

En el caso particular del tránsito de avenidas por el vertedor, la ecuación (4.11) no puede establecerse analíticamente, por lo que sería necesario realizar el tránsito para diversas combinaciones (x,y) y definir, a partir de los resultados, curvas de igual valor de $Q_{\text{máx}}$.

A pesar de que el procedimiento es atractivo en términos teóricos, no es aplicable en muchos casos reales, fundamentalmente por dos limitaciones.

- a) No existe una relación única que determine la forma de una avenida cuando solamente se conoce su gasto máximo y su volumen
- b) Con los datos históricos disponibles no es posible estimar, con un buen grado de aproximación, la función de distribución conjunta $F_{xy}(x,y)$.

4.4.2 Procedimiento propuesto para sintetizar estadísticamente las avenidas de ingreso

Analizando las limitaciones de los métodos anteriores, se

concluye que se requiere que el método que se utilice cumpla con dos requisitos fundamentales.

- a) Que las variables utilizadas para sintetizar las avenidas sean suficientes, en el sentido de que exista una relación única entre dichas variables y los resultados del tránsito por el vertedor ($Q_{m\acute{a}x}$ y $V_{m\acute{a}x}$).
- b) Que sea posible estimar adecuadamente, con los datos disponibles, la función de distribución conjunta de las variables utilizadas para la caracterización.

Se propone por ello un método que utiliza toda la información disponible de las avenidas máximas registradas cada año. Para ello se trabaja no solo con el valor máximo y el volumen total de cada avenida, sino que se considera la información de los gastos medios máximos anuales para todas las duraciones parciales que se requieran. Así, si una avenida máxima anual tiene una duración de 8 días, además de su valor máximo y su volumen, se considera el gasto medio máximo para una duración de 1 día, el gasto máximo promedio en dos días, y así sucesivamente hasta el gasto medio máximo para la duración total.

De esta forma, con la información de las avenidas máximas anuales registradas, se puede estimar una función de

distribución de probabilidades en la que los coeficientes dependen de la duración parcial considerada; así, por ejemplo, si se utiliza la función de Gumbel, se tendría que

$$F_{\bar{I},d}(1/d) = \exp \left\{ - \exp \left(\frac{1 + a(d)}{c(d)} \right) \right\} \quad (4.13)$$

donde

$$F_{\bar{I},d}(1/d) = \text{prob} \{ \bar{I} \leq 1/d \}$$

$a(d)$ y $c(d)$ son coeficientes que dependen de la duración parcial considerada (d) .

Mediante este método se logra cumplir simultáneamente los requisitos a y b planteados al inicio de este subcapítulo.

En seguida se describe el procedimiento práctico de aplicación del método, y en el capítulo 5 se presenta una aplicación con las avenidas de ingreso a la presa El Infiernillo, en el río Balsas.

El procedimiento consta de los siguientes pasos

I. Determinación de la función $F_{\bar{I},d}(1/d)$

1. Se definen las duraciones parciales $d_0, 2d_0, \dots, ld_0$.

que se utilizarán para el análisis, con d_0 y l tan pequeña y tan grande, respectivamente, como se desee.

2. Para cada año del registro histórico de avenidas, se determina el valor $(\bar{I}_{m \max})$, del gasto medio asociado a cada duración definida en el punto 1.
3. Analizando cada duración por separado, se ordenan de mayor a menor los valores obtenidos en el punto 2.
4. A los valores ordenados se les asocia un periodo de retorno $\hat{T}_r(m) = (N+1)/m$ o una probabilidad de no ser alcanzados $\hat{F}(m) = (N+1-m)/(N+1)$, donde N es el número de años de registro y m el número de orden.
5. Para cada duración considerada se obtiene la ecuación de la función de distribución de "mejor" ajuste (ver, por ejemplo, las referencias [21] y [22]).

II. Procedimiento de desagregación

Los pasos 1 a 5 conducen a relaciones $(\bar{I}_{m \max}, d, T_r)$ como las que se muestran en la figura 4.3; para encontrar las ordenadas de la avenida asociada a un periodo de retorno dado, se utiliza la ecuación recursiva.

$$Q_K = K \bar{Q}_K - \sum_{j=1}^{K-1} Q_j \quad (4.14)$$

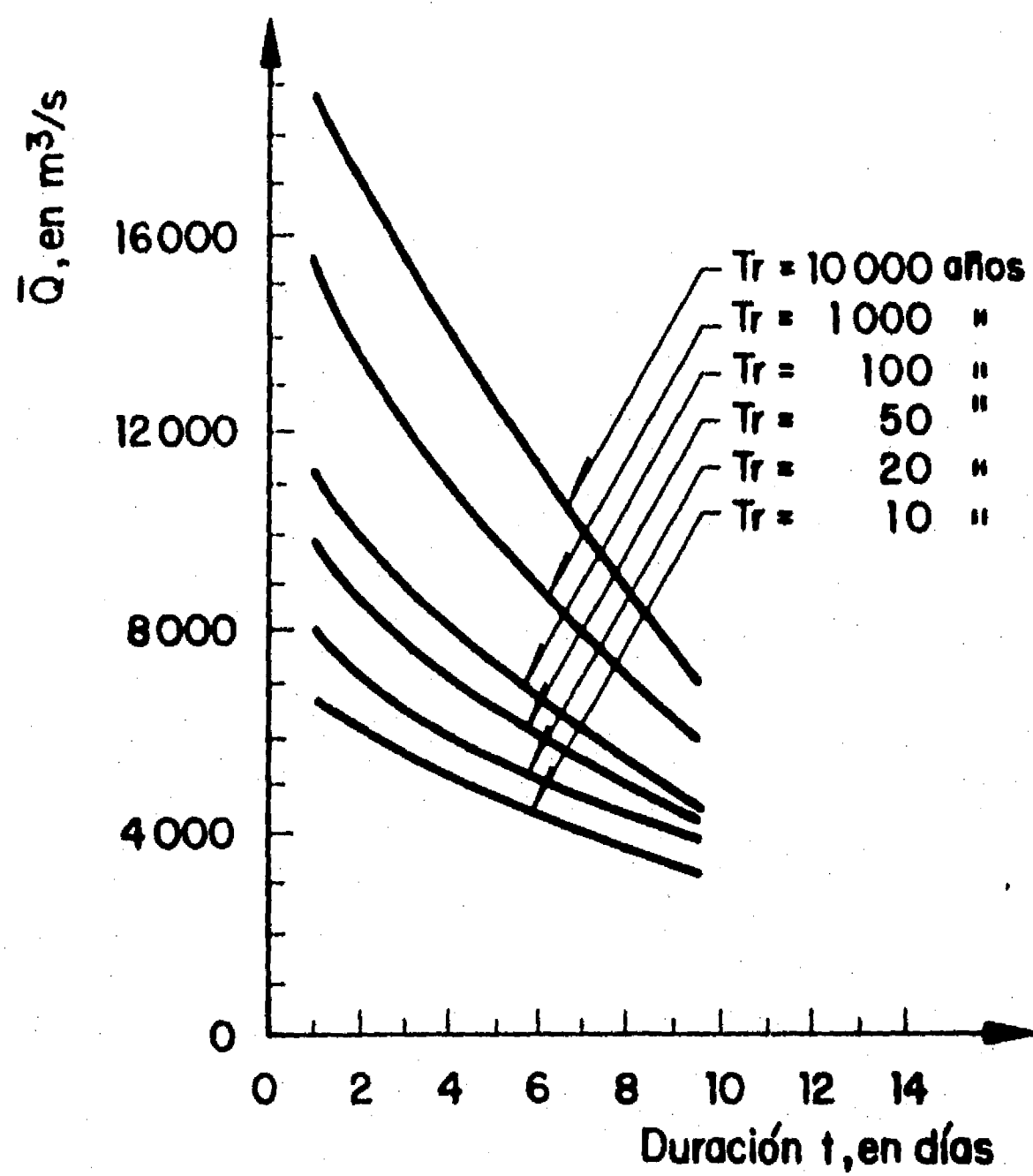


Fig 4.3

donde \bar{Q}_K es el gasto medio obtenido para una duración $d = Kd_0$ y Q_K las ordenadas individuales de un hidrograma definido para intervalos de duración d_0 .

III. Procedimiento de ordenamiento

Como resultado del proceso de desagregación se obtienen gastos individuales, que si se presentan en el orden en que fueron obtenidos, mostrarán una forma como la de la figura 4.4.

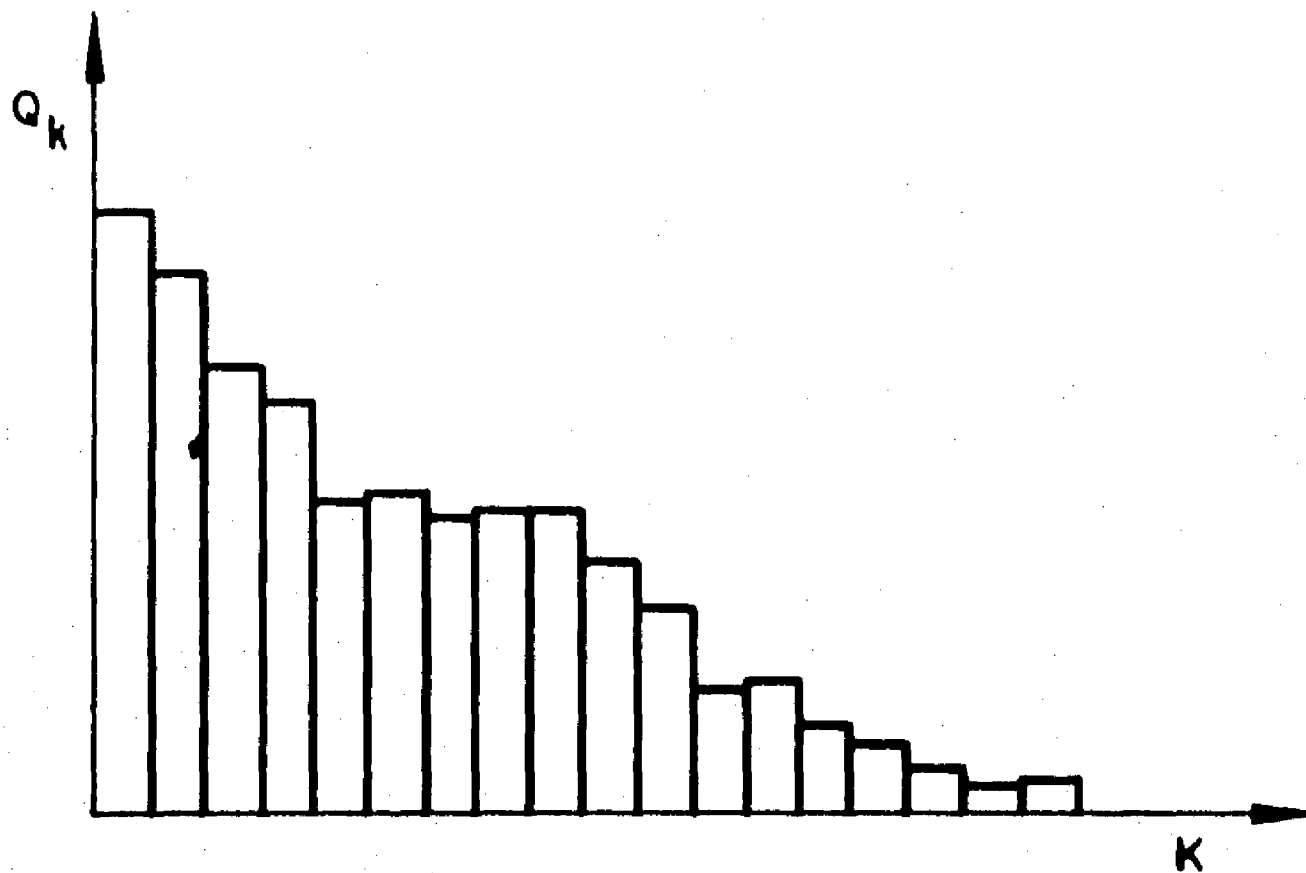


Fig. 4.4

Para ordenar las barras del hidrograma es necesario recurrir a formas "típicas" de los hidrogramas históricos, pero cuidando que los valores medios máximos, para cualquier duración Kd_0 , sean iguales a los obtenidos en el paso 5. Estas formas de ordenación han sido utilizadas, entre otros lugares, en la Gran Bretaña^[23] y en el Valle de México^[24] para sintetizar tormentas de diseño.

4.5 Estimación de las funciones de distribución para distintas variables de estado

El procedimiento para calcular las funciones de distribución condicionadas, $F_{O_{\text{máx}}}(O/h_o)$ y $F_{V_{\text{máx}}}(V/h_o)$ a partir de las avenidas sintéticas, depende de las variables de estado que se utilicen para establecer la política de operación del vertedor, *POL2*. Asimismo, el cálculo de la función de densidad de probabilidades de los niveles iniciales $f(h_o)$ depende de las variables de estado utilizadas para definir la política de operación a largo plazo, *POL1*.

El segundo caso (obtención de $f(h_o)$ a partir de *POL1*) es sencillo porque se manejan variables de estado (nivel en el vaso, escurrimiento en la etapa previa) fáciles de manejar en una simulación. En estas condiciones, la simulación del funcionamiento del vaso, sujeto a una política *POL1*, ya sea con los datos del registro histórico o con un registro sintético, conduce a estimar la función de densidad de probabilidades discreta del nivel en el vaso, $f(h_o)$.

Las distribuciones de probabilidad condicionadas $F_{O_{\text{máx}}}(O/h_o)$ y $F_{V_{\text{máx}}}(V/h_o)$ pueden obtenerse también fácilmente, simulando el tránsito de las avenidas sintéticas, siempre que la política de operación del

vertedor se establezca en términos de los gastos de ingreso y del nivel en el vaso. Sin embargo, como se mostró en el capítulo 3, en algunas ocasiones es conveniente tomar en cuenta factores tales como la presencia de ciclones^[15] o la cantidad de nieve almacenada en la cuenca^[25], los cuales no se obtienen durante el proceso de simulación del tránsito de las avenidas sintéticas.

Una vez conocida la función discreta de probabilidades del nivel inicial h_0 y las funciones de distribución condicionadas del gasto máximo descargado y el volumen máximo alcanzado, las funciones no condicionadas se obtienen mediante las relaciones

$$F_{O_{\text{máx}}}(O) = \sum_{h_0} F_{O_{\text{máx}}}(O/h_0) \cdot f(h_0) \quad (4.15)$$

y

$$F_{V_{\text{máx}}}(V) = \sum_{h_0} F_{H_{\text{máx}}}(V/h_0) \cdot f(h_0) \quad (4.16)$$

Las ecuaciones (4.15) y (4.16) muestran la influencia de la política de operación a largo plazo, POL_1 , en la distribución de probabilidades de los efectos ($O_{\text{máx}}$ y $H_{\text{máx}}$) del tránsito de las avenidas por el vertedor.

4.6 Cálculo del valor esperado de los daños asociados al tránsito de las avenidas por el vertedor

Utilizando los resultados de las ecuaciones (4.15) y (4.16), el valor esperado de los daños totales asociados a una combinación de políticas, *POL1* y *POL2*, puede calcularse de la siguiente forma.

- a) Para los daños causados aguas abajo de la presa (ver figura 4.5).

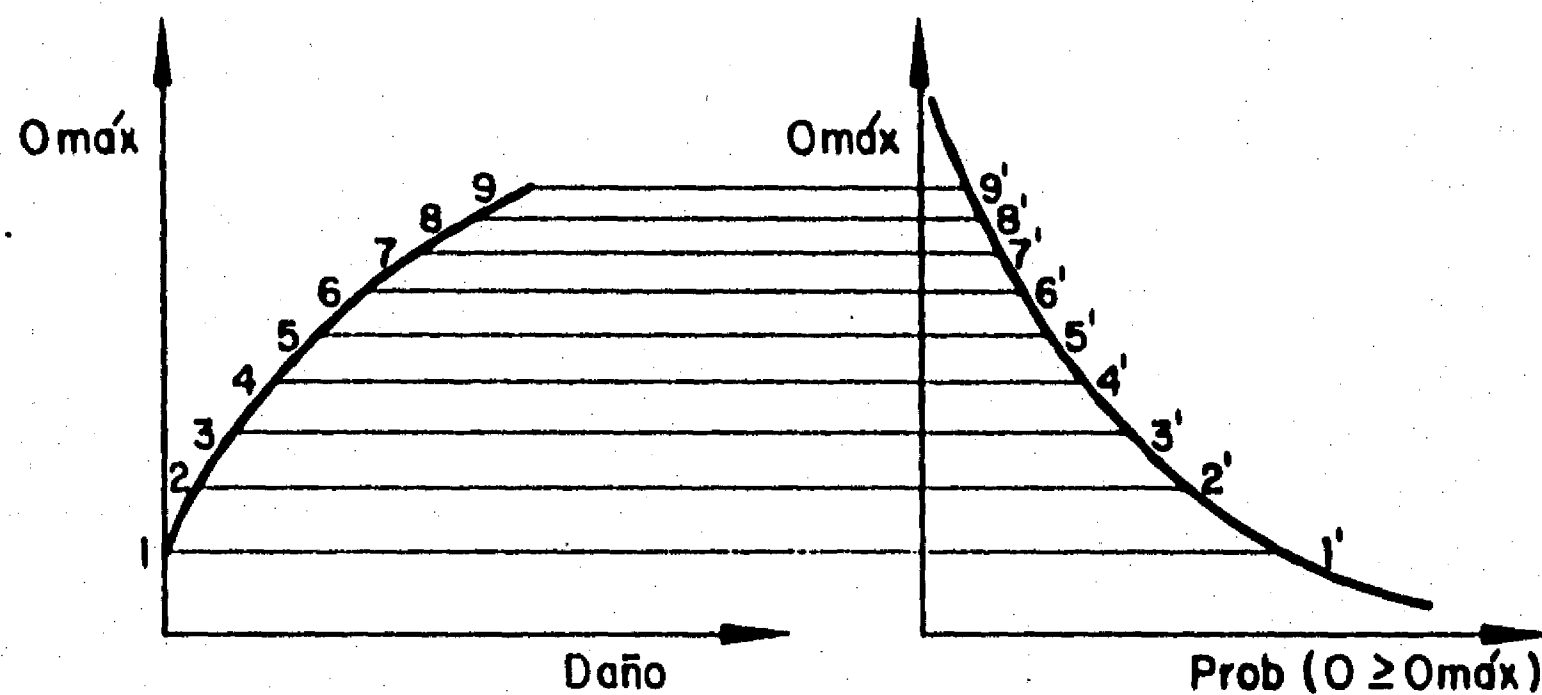


Fig 4.5

Se estima la relación entre el gasto máximo descargado y los daños que se producirían por inundación aguas abajo (ver por ejemplo la referencia^[20] para el caso de la presa El

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Infiernillo.

- . Sobre la curva O_{\max} - daño, se definen varios puntos (1 a 9 en la figura).
- . Cada punto se traslada a la curva que establece la probabilidad de excedencia de los gastos máximos (puntos 1' a 9' en la figura).
- . Con las coordenadas horizontales correspondientes a cada punto se obtiene una relación entre daños y probabilidades de excedencia (figura 4.6).

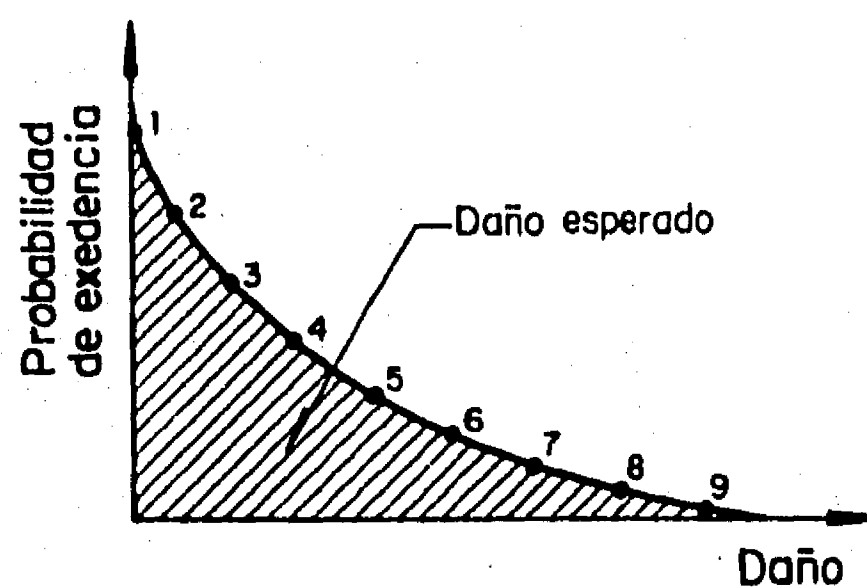


Figura 4.6

- . Se obtiene el daño esperado igual al área sombreada de la figura 4.6.

b) Para los daños por sobrepasar el NAME

El procedimiento sería enteramente análogo, pero las curvas de las figuras 4.5 y 4.6 tendrían ahora una forma como la mostrada en la figura 4.7.

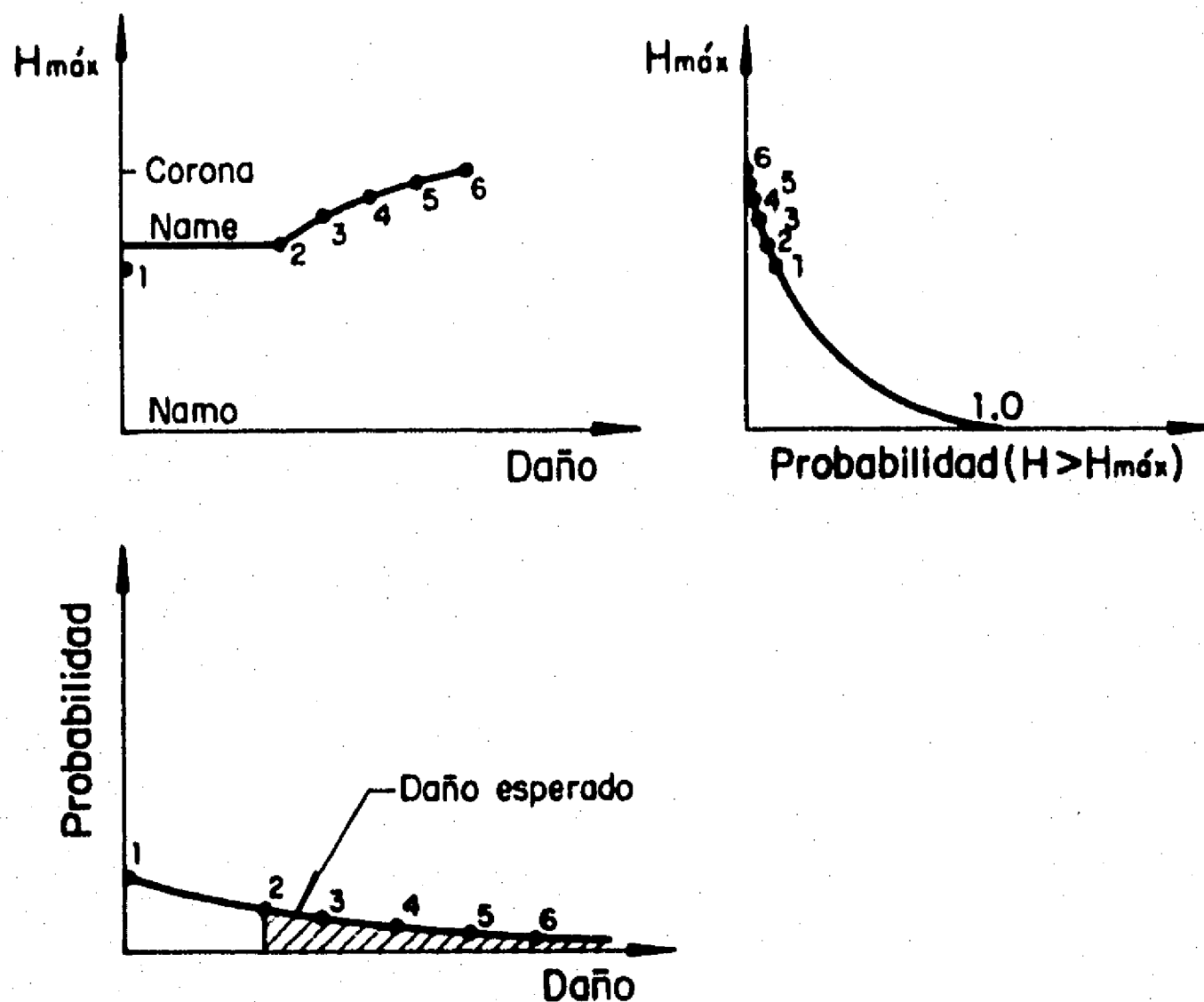


Fig 4.7

4.7 Conclusiones

En este capítulo se presentó un método que permite obtener una síntesis estadística de las avenidas de ingreso, que toma en cuenta que tanto su valor máximo como su forma se comportan aleatoriamente.

La simulación del tránsito de las avenidas sintéticas por el vertedor bajo una política de operación dada, permite calcular la función de distribución de los gastos máximos descargados, $Q_{máx}$, y la de los volúmenes máximos alcanzados por el vaso, para cada nivel, h_0 , al inicio de la avenida.

Por otra parte, la política de operación a largo plazo, determina la función de densidad de probabilidades de los niveles en el momento en que ingresan las avenidas máximas anuales, por lo que, mediante las ecs. 4.6 y 4.7 se puede calcular las funciones de distribución no condicionadas de los gastos máximos de descarga y los volúmenes máximos alcanzados por el vaso.

Finalmente, considerando la ganancia derivada de la política de operación a largo plazo y restando los daños causados por las avenidas, se obtiene el beneficio neto correspondiente al conjunto de ambas políticas.

5. EJEMPLOS

Introduccion

En este capítulo se desarrollan tres ejemplos. Los dos primeros con objeto de contrastar el método propuesto en esta tesis para definir avenidas sintéticas asociadas a cualquier periodo de retorno, con el método tradicionalmente utilizado en México y con las propuestas de la literatura técnica. En el tercer ejemplo se aplica la teoría desarrollada en la tesis hasta encontrar una combinación de políticas a largo plazo y durante avenidas que hace máximo el beneficio anual neto esperado de la presa.

En los tres ejemplos se utilizan datos de la presa El Infiernillo, situada en el río Balsas, cerca de su desembocadura.

5.1 EJEMPLO 1. Efecto del tránsito de las avenidas por el vertedor

Para mostrar el efecto que provoca la regulación de las avenidas en el vaso en la clasificación de la "magnitud" de las avenidas, se utilizarán los datos de la presa El Infiernillo, en el río Balsas.

Datos:

Se seleccionaron las 10 avenidas máximas registradas en el periodo 1955-1962 y 1965-1984. Los gastos medios diarios para las 10 avenidas se muestran en la Tabla 5.1 (parte superior).

Se utilizó una política volumen almacenado-descarga suavizando la utilizada actualmente^[7]. La política correspondiente se obtiene interpolando entre los siguientes valores:

Volumen ($m^3 \times 10^6$)	Gasto (m^3/s)
2000	900
4850	1050
5450	3300
6050	4500
6700	5800
7400	7100
8100	8450
8500	9100
9200	10000

Resultados

En la parte inferior de la Tabla 5.1 se muestran las 10 avenidas máximas, normalizadas de tal forma que el gasto medio diario máximo de cada una se transformó en 1000, mediante un factor de reducción. El análisis de esta parte de la tabla muestra que no existe un patrón claro que permita suponer una forma "típica" de las avenidas.

Por otra parte, se realizó el tránsito de las 10 avenidas, con la política de operación supuesta. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5.2. En las columnas de la izquierda se indican los datos correspondientes a las avenidas de ingreso, ordenados de mayor a menor de acuerdo con su gasto máximo, y en las de la derecha se indica el gasto máximo de descarga, $O_{\text{máx}}$, y el orden correspondiente en una escala de mayor a menor.

Los resultados indicados en la tabla muestran que las avenidas de ingreso que ocupan los lugares 2 a 6, con diferencias marcadas entre una y otra, se agrupan, al considerar los gastos de descarga, en valores muy semejantes entre sí. Inclusive, la avenida de 1973 que ocupaba el 50. lugar pasa a ocupar el 30. Dentro del siguiente grupo, la avenida de 1981 que ocupaba el 90. lugar pasa a ocupar el 70.

TABLA 5.2 RESULTADOS DEL TRANSITO DE LAS 10 AVENIDAS MAXIMAS REGISTRADAS

Avenidas de Ingreso			Avenidas descargadas		
Año	$I_{m\acute{a}x}$	n	$O_{m\acute{a}x}$	n	
1987	15271	1	6645	1	
1976	14154	2	4665	2	
1984	11563	3	4157	4	
1955	8691	4	4146	5	
1973	6655	5	4190	3	
1969	5891	6	4124	6	
1971	4737	7	3320	8	
1975	4562	8	3165	9	
1981	4412	9	3465	7	
1972	4396	10	2925	10	

En resumen, el ejemplo muestra que por un lado no parece haber formas típicas, y por otro, el gasto máximo de ingreso no es suficiente para caracterizar estadísticamente las avenidas de ingreso.

5.2 EJEMPLO 2. *Comparación entre el procedimiento que parte de caracterizar estadísticamente la relación gasto máximo-volumen, y el procedimiento propuesto*

Para el análisis se utilizaron los datos de todas las avenidas máximas anuales registradas en el sitio de la presa El Infiernillo.

Como primera parte del análisis, se calculó, para cada avenida, el gasto máximo medio diario, $I_{m\acute{a}x}$, en m^3/s y el gasto medio máximo para duraciones de 5 y 10 días, $QM5$ y $QM10$, respectivamente. En la figura 5.1 se muestran las relaciones entre $I_{m\acute{a}x}$ y $QM5$ (fig 5.1a) y entre $I_{m\acute{a}x}$ y $QM10$ (fig 5.1b). Cada punto en la figura corresponde a un año del registro histórico.

Se observa que:

- . La relación entre gasto máximo para $d = 1$ día y volumen para $d = 5$ días o $d = 10$ días es muy dispersa precisamente en las avenidas más grandes. Además es no lineal.
- . Las dos avenidas más grandes (1967 y 1976) tienen gasto medio máximo semejante pero un volumen radicalmente diferente, de tal forma que "mayorar" una u otra conduce a resultados muy diferentes.

Como segunda parte del ejemplo, aplicando el método propuesto, se realizó el ajuste de funciones de distribución para cada duración, como se detalla en el ejemplo 3.

En la Tabla 5.3 se muestran los resultados, para periodos de retorno entre 2 y 100 años de periodos de retorno, y

duraciones de 1 día, 5 días y 10 días.

TABLA 5.3 RELACIONES ENTRE GASTOS MEDIOS MAXIMOS PARA $d = 1$ día, $d = 5$ días Y $d = 10$ días, OBTENIDAS MEDIANTE EL AJUSTE DE FUNCIONES DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD

Periodo de retorno	I_{\max} ($d=1$) m^3/s	QM5 ($d=5$) m^3/s	QM10 ($d=10$) m^3/s
2	3485	2926	2482
5	6262	4465	3733
10	10052	5837	4651
20	13122	6932	5356
50	15037	8369	6384
100	16149	9446	7154

En la figura 5.1 se indican los valores obtenidos utilizando el procedimiento propuesto en la tesis. Dichos valores, se indican con círculos unidos con línea continua.

Puede observarse que el procedimiento propuesto refleja claramente las características estadísticas del registro histórico.

5.3 EJEMPLO 3 Aplicación a un caso real

Proposito. Se pretende mostrar la aplicación de la teoría desarrollada en el cuerpo de la tesis, utilizando un caso

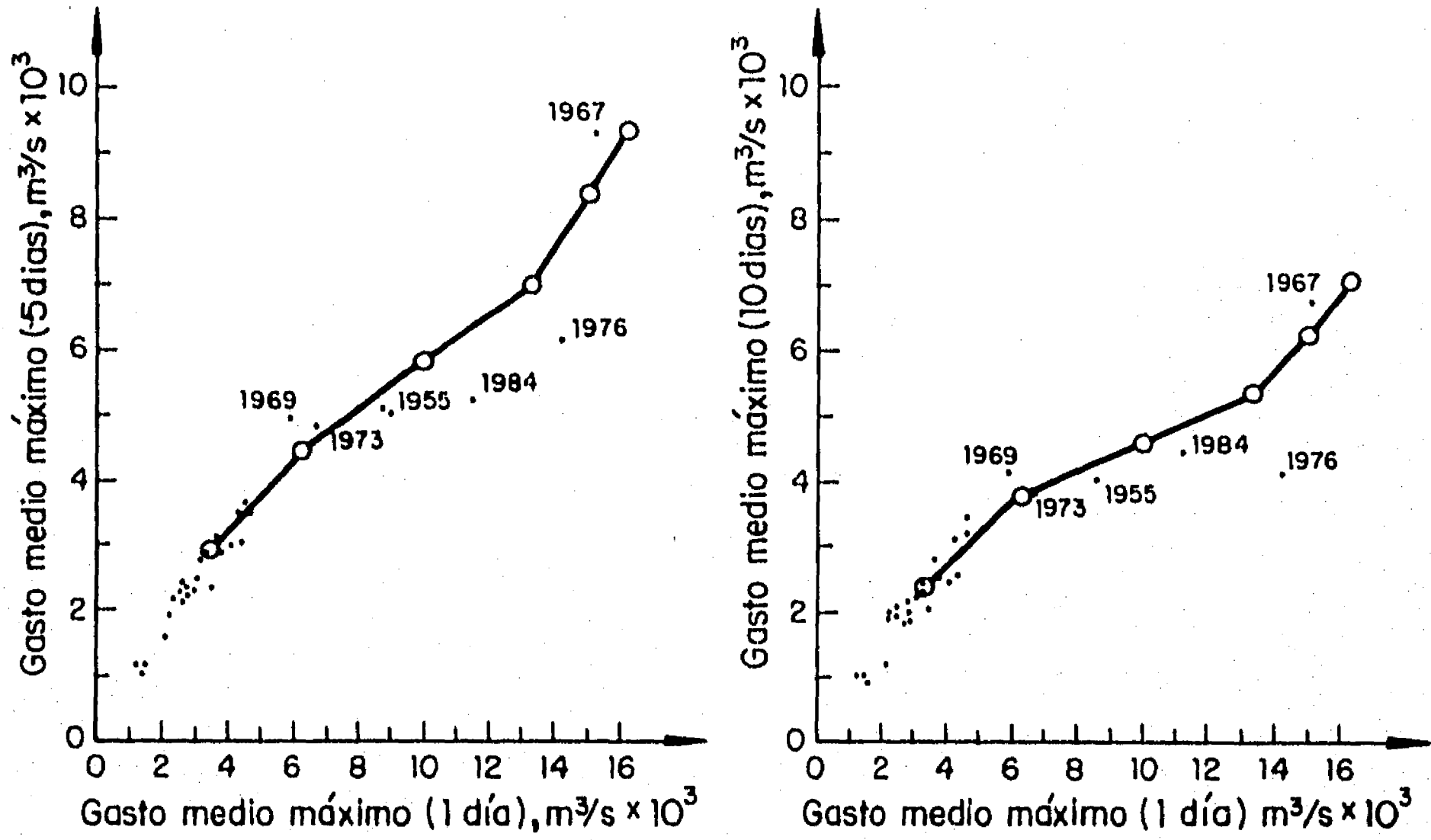


Fig 5.1 Relación entre gasto máximo y gasto promedio

real.

5.3.1 Descripción del problema

Considérese el vaso de la presa "El Infiernillo", situado 50 km aguas arriba de la desembocadura del río Balsas, entre los estados de Guerrero y Michoacán. La presa se destina a la generación de energía eléctrica y además contribuye a regular las avenidas para proteger los desarrollos industriales situados aguas abajo, en el delta del Balsas.

Las características principales de la presa se muestran en la Tabla 5.4.

Se conocen también los siguientes datos

Escurrecimientos diarios y mensuales de 1955 a 1982, publicados en los boletines de la Comisión Federal de Electricidad.

Gastos medios diarios de las avenidas máximas anuales de los años 1955 a 1962 y 1965 a 1984. En la Tabla 5.6 se muestran los valores máximos para duraciones de 1 día, 2 días, 3 días consecutivos,....., 15 días consecutivos.

Fechas de inicio de las avenidas máximas anuales (Tabla

5.5).

El valor de los beneficios por la energía generada, en términos de la carga h y el volumen turbinado V_T , dado por

$$b_n = 100 E ; \quad E = 2.316 * h * V_T$$

con las siguientes unidades

$$b_n \text{ (miles de \$)}; \quad E \text{ (Mwh)}; \quad h \text{ (m)}; \quad V_T \text{ (m}^3 * 10^6)$$

TABLA 5.4 PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LA PRESA

1.	Volumen util	6,500 * 10 ⁶ m ³
2.	Volumen para regulación de avenidas	2,500 * 10 ⁶ m ³
3.	Nivel de aguas máximo ordinario	165 msnm
4.	Nivel de aguas máximo extraordinario	176.4 msnm
5.	Nivel del desfogue	59.0 msnm
6.	Curva elevaciones-volúmenes	

$$H = 126.67 + \frac{1}{7.5} \sqrt{10,000 + 15 V}$$

con H , en msnm, y V en millones de m³.

7. Capacidad de la toma para las turbinas 3,500 * 10⁶ m³/mes.

TABLA 5.5 FECHAS DE INICIO DE LAS AVENIDAS MAXIMAS ANUALES

1955 - 12 octubre	1969 - 21 agosto
1956 - 3 septiembre	1970 - 22 julio
1957 - 19 septiembre	1971 - 2 septiembre
1958 - 2 septiembre	1972 - 20 julio
1959 - 6 octubre	1973 - 4 septiembre
1960 - 4 septiembre	1974 - 2 julio
1961 - 11 septiembre	1975 - 10 septiembre
1962 - 31 agosto	1976 - 5 octubre
1963 - 26 septiembre	1977 - 1 septiembre
1964 - 3 septiembre	1978 - 2 septiembre
1965 - 2 agosto	1979 - 27 agosto
1966 - 7 agosto	1980 - 23 agosto
1967 - 21 septiembre	1981 - 27 agosto
1968 - 4 septiembre	1982 - 25 julio

TABLA 5.6. GASTO MEDIO MAXIMO ANUAL, EN m^3/s . PARA DIVERSAS DURACIONES, CON DATOS DE LA E. H. INFIERNILLO (1955-1964) Y DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO (1967-1986)

Año	1d	2d	3d	4d	5d	6d	7d	8d
1955	8692	8130	6866	5776	5076	4533	4406	4311
1956	2096	2012	1701	1552	1534	1491	1322	1345
1957	1241	1199	1151	1116	1106	1073	1069	1039
1958	4287	4107	3861	3522	3306	3266	3179	3125
1959	2851	2729	2587	2486	2383	2334	2308	2292
1960	2798	2644	2529	2392	2260	2166	2081	2004
1961	3153	3031	2998	2813	2794	2739	2686	2603
1962	3379	3258	3034	2901	2843	2732	2618	2513
1963	2746	2551	2602	2488	2342	2170	2017	1899
1964	3040	2884	2656	2571	2491	2412	2330	2337
1965								
1966								
1967	15271	12750	11061	10068	9312	8655	8120	7558
1968	2672	2597	2466	2399	2266	2170	2076	1999
1969	5891	5687	5316	5099	4944	4701	4471	4365
1970	3701	3517	3433	3290	3146	3081	3117	3049
1971	4737	4615	4084	3815	3500	3300	3376	3226
1972	4396	4035	3683	3313	3067	2932	2843	2731
1973	6655	6365	5795	5312	4822	4896	4579	4338
1974	2593	2502	2436	2383	2300	2225	2137	2048
1975	4563	4395	4110	3833	3651	3524	3383	3243
1976	14154	9886	8027	6940	6214	5637	5155	4762
1977	3592	2558	2694	2541	2397	2334	2225	2165
1978	4094	3496	3024	2963	3013	2950	2802	2685
1979	3791	3303	3135	3044	2937	2831	2733	2720
1980	2636	2568	2545	2494	2442	2346	2279	2219
1981	4412	4212	4075	8770	3557	3510	3395	3399
1982	1375	1330	1203	1123	1046	993	955	991
1983	2345	2283	2287	2279	2223	2194	2166	2141
1984	11563	8174	6613	5785	5239	4867	4666	4497
1985	2236	2207	2163	2052	1950	1865	1861	1898
1986	1571	1463	1306	1190	1114	1062	1007	965

TABLA 5.6 (CONTINUACION)

Año	9d	10d	11d	12d	13d	14d	15d
1955	4203	4077	3955	3846	3706	3577	3443
1956	1298	1243	1194	1148	1108	1072	1041
1957	1020	1019	1039	1049	1049	1033	1007
1958	3144	3145	3121	3011	2925	2863	2788
1959	2238	2181	2139	2087	2037	1992	1943
1960	1940	1880	1826	1778	1731	1709	1669
1961	2531	2460	2378	2316	2273	2213	2148
1962	2426	2384	2302	2230	2163	2133	2163
1963	1924	1946	1888	1823	1751	1682	1620
1964	2319	2289	2249	2215	2177	2132	2108
1965							
1966							
1967	7128	6747	6402	6083	5836	5660	5474
1968	1974	1946	1914	1897	1885	1864	1835
1969	4292	4132	4012	3944	3853	3757	3652
1970	2957	2819	2747	2676	2615	2577	2528
1971	3280	3193	3110	3022	2921	2835	2753
1972	2644	2551	2466	2394	2354	2296	2249
1973	4105	3910	3743	3700	3630	3533	3424
1974	1982	1921	1856	1804	1757	1707	1662
1975	3109	2984	2879	2776	2693	2612	2546
1976	4424	4142	3924	3728	3558	3401	3268
1977	2131	2064	2005	1940	1877	1924	1776
1978	2560	2457	2366	2308	2249	2192	3233
1979	2720	2633	2547	2477	2426	2394	2408
1980	2154	2113	2062	2034	2031	2025	2018
1981	3442	3462	3531	3485	3422	3340	3321
1982	1023	1016	991	979	973	950	930
1983	2113	2068	2052	2042	2021	2011	1980
1984	4594	4484	4350	4204	4064	3929	3804
1985	1901	1889	1837	1809	1790	1778	1662
1986	964	966	948	917	900	890	879

Una penalización aplicable cuando no se satisfaga la extracción programada, dada por

$$PD_n = C_2 TDEF$$

donde $TDEF$ es la magnitud del déficit en $m^3 \cdot 10^6$.

Se supone, para efectos del cálculo de la política de operación a largo plazo, un costo por derrame dado por

$$CD_n = C_1 TDERR$$

donde $TDERR$ es la magnitud del derrame, en $m^3 \cdot 10^6$.

La relación entre el gasto máximo descargado y el valor de los daños por inundación (fig 5.2).

El valor de los daños que resultarían si se sobrepasa la capacidad total de la presa, estimado, tomando en cuenta la destrucción de la propia presa y la de las industrias situadas en el delta del Balsas, en $\$ 10 \cdot 10^{12}$.

Se pretende encontrar una política $POL1$ que defina la asignación de agua para ser turbinada, en cada mes, en función del volumen almacenado al inicio del mismo; y una política $POL2$ de operación del vertedor que establezca los

gastos que deben derramarse en función del volumen almacenado por arriba del *NAMO*. El conjunto de políticas *POL1*, *POL2* deberá hacer máximo el beneficio neto $(b_n - CD_n - PD_n)$ anual medio, considerando un horizonte de planeación infinito.

5.3.2 Estrategia de análisis

El problema se atacará en forma jerárquica, como se muestra en el esquema de la figura 5.3.

Primero se obtendrán políticas "óptimas" *POL1*, para valores crecientes del coeficiente *C1*; para cada política óptima se obtendrán:

El beneficio anual medio considerando sólo el beneficio por generación y la penalización por déficit (es decir, sin restar los costos por derrame).

La distribución de probabilidades de los estados (niveles) de la presa al inicio de cada etapa (mes del año).

La distribución de probabilidades de los niveles, h_0 , al momento en que se inicia la avenida máxima anual.

En segundo lugar, se buscará la mejor política de

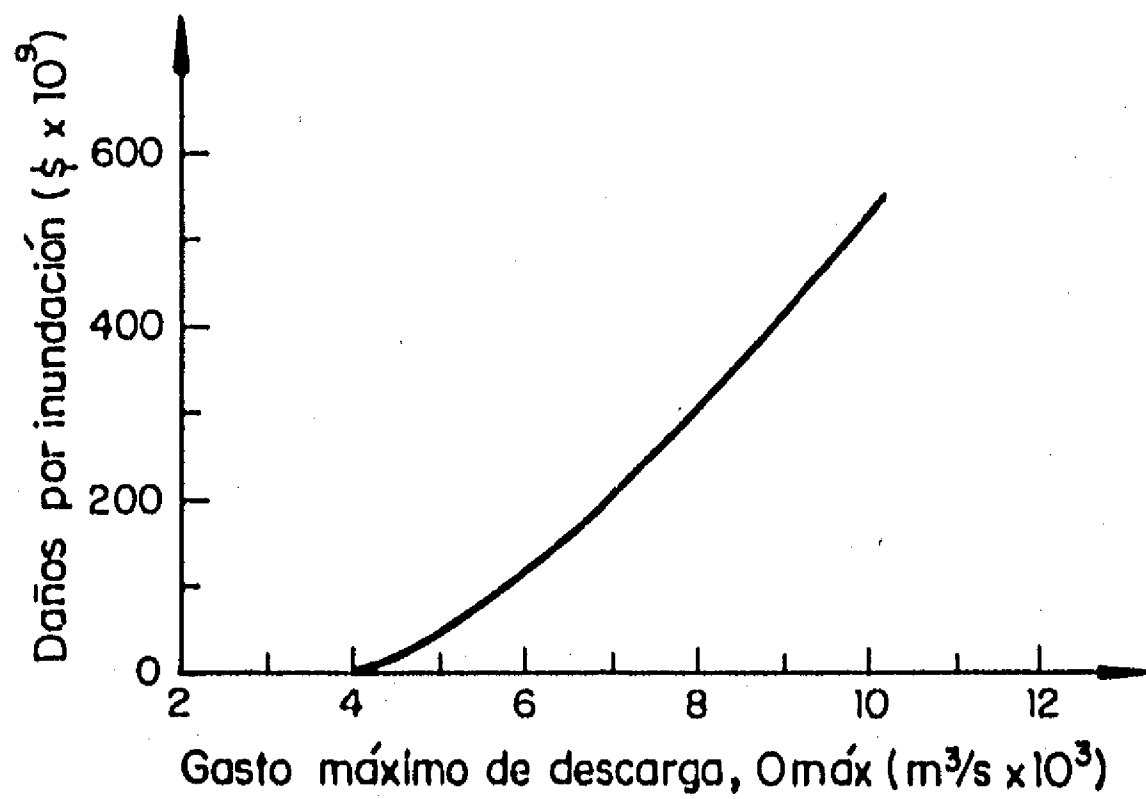


Fig 5.2 Relación gasto-daño

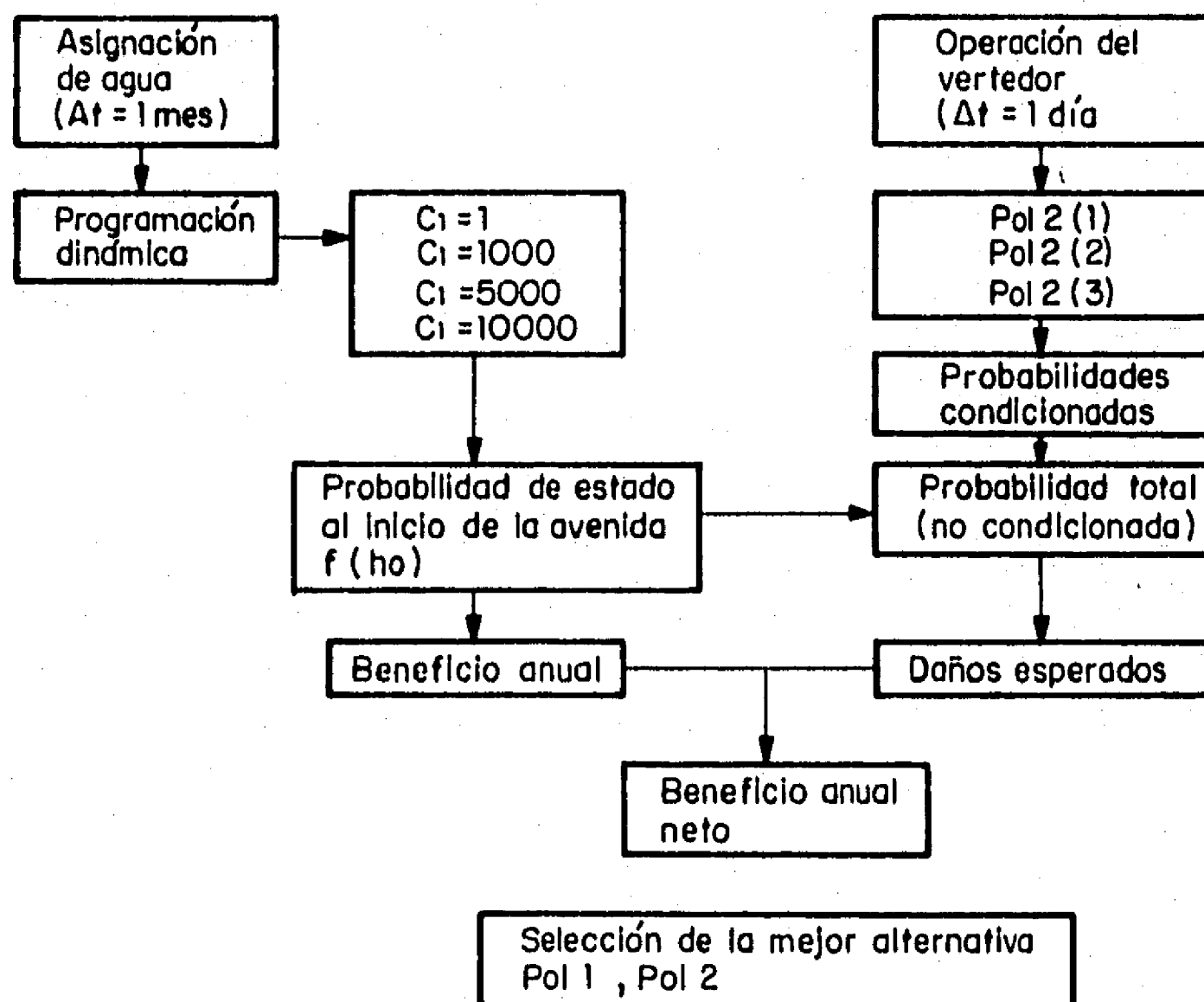


Fig 5.3 Estrategia de análisis

extracciones, por el vertedor (POL2), para cada política de asignación (POL1).

Finalmente se encontrará la combinación POL1, POL2 que hace máximo el beneficio neto anual promedio.

5.3.3 Resultados

Políticas a largo plazo (POL1)

Considerando la variabilidad de los escurrimientos se definieron 8 etapas por año, agrupando los meses de menor escurrimiento (D, E y F en una etapa; M, A y N en otra; J, J, A, S, O y N una etapa por mes).

El volumen útil se dividió en trece estados y para la extracción por turbinas se consideraron 7 posibles extracciones K. En ambos casos el intervalo de discretización fue de $500 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Utilizando el método de Programación Dinámica, con el procedimiento de aproximaciones sucesivas, se encontró la política óptima, resolviendo iterativamente la ecuación (2.20)

$$B_n^K(i) = \sum_{j=1}^{13} \left\{ q_{n,K}(i,j) [bN_{n,K}(i,j) + B_{n+1}^*(j)] \right\}$$

con

$$B_n^*(i) = \max_K \{ B_n^K(i) \}$$

donde

$q_{n,K}(i,j)$ es la probabilidad de pasar del estado inicial i al estado final j , durante la tapa n , dada una extracción K .

$bN_{n,K}(i,j)$ es el beneficio neto en la etapa n , si se pasa del estado i al j con una extracción K . Considera el valor de la energía generada, la penalización por déficit y el costo por derrame. Este último depende de la constante C_1 y del volumen derramado, $TDERR$.

$B_n^*(i)$ Es el beneficio óptimo acumulado en todas las etapas posteriores a n .

Considerando un horizonte de planeación N infinito, el proceso se inicia asignando:

$$B_N^*(i) = 0 \quad \text{para todos los valores de } i$$

y se termina cuando el incremento de beneficio en un año es el mismo para todos los valores de t .

El proceso descrito se realizó considerando las alternativas $C_1=1$, $C_1=1,000$, $C_1=5,000$ y $C_1=10,000$.

Para cada caso se encontraron: (Tablas 5.7)

- . Las políticas de asignación
- . Las probabilidades de estado al inicio de cada etapa
- . El beneficio "bruto" (es decir, sin restar los costos por derrame) anual.

Adicionalmente se simuló el funcionamiento de la presa, para los 28 años de registro histórico, suponiendo que se aplicaran las políticas óptimas mostradas en las Tablas 5.7. La simulación permitió encontrar, para cada año y cada política óptima, el nivel en la presa en el momento en que iniciaron las avenidas máximas anuales.

Los niveles obtenidos, ordenados de acuerdo con su frecuencia acumulada, así como las curvas de ajuste correspondientes, se muestran en la fig 5.4. De ahí se obtuvo la función de probabilidades asociada a valores discretos del nivel inicial, con los siguientes resultados:

TABLA 5.7. POLITICAS OPTIMAS DE ASIGNACION A LARGO PLAZO

Presa El Infiernillo. Función de beneficios inmediatos:

$$b_n = 2.316 \cdot 10^5 \cdot V_{TUR} \cdot h - C_1 T_{DERR} - C_2 T_{DEF}$$

Constantes: $C_1 = 1$ $C_2 = 1$

Intervalo de discretización: $\Delta V = 500 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Políticas óptimas (valores de la extracción K)

m \ i	1 Nov	2 Oct	3 Sep	4 Ago	5 Jul	6 Jun	7 M, A, M	8 D, E, F
1								
2								
3								
4			1					
5			2					
6			3	1				
7		1	4	2				
8		2	5	3	1			
9		3	6	4	2			
10		4	7	5	3			1
11	1	5	7	6	4	1	1	2
12	2	6	7	7	5	2	2	3
13	3	7	7	7	6	3	3	4

Probabilidades de estado

1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8	.0028					.1340	.0720	.0200
9	.0306	.0004				.2134	.0983	.1200
10	.1088	.0062	.0002		.1800	.2066	.1222	.1700
11	.2277	.1699	.0036	.0401	.2200	.1598	.1689	.2900
12	.4988	.4639	.5488	.5499	.2700	.0864	.1276	.1800
13	.1313	.3595	.4477	.4099	.3300	.1998		.2200

Beneficio bruto esperado anual: \$ 405,300 * 10⁶

TABLA 5.7. (CONTINUACION)

Presa El Infiernillo. Función de beneficios inmediatos:

$$b_n = 2.316 \cdot 10^5 \cdot V_{TUR} \cdot h - C_1 T_{DERR} - C_2 T_{DEF}$$

Constantes: $C_1 = 1000$ $C_2 = 1$

Intervalo de discretización: $\Delta V = 500 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Políticas óptimas (valores de la extracción K)

$\begin{matrix} m \\ i \end{matrix}$	1 Nov	2 Oct	3 Sep	4 Ago	5 Jul	6 Jun	7 M, A, M	8 D, E, F
1								
2			1					
3			2	1				
4			3	2				
5			4	3				
6		1	5	4	1			
7		2	6	5	2			
8		3	7	6	3			
9		4	7	7	4			1
10	1	5	7	7	5	1	1	2
11	2	6	7	7	6	2	2	3
12	3	7	7	7	7	3	3	3
13	4	7	7	7	7	4	4	5

Probabilidades de estado

1								
2								
3								
4								
5						.076		
6						.137	.073	
7	.0020					.176	.095	.015
8	.0240				.166	.168	.120	.097
9	.0910	.005			.217	.132	.150	.159
10	.2220	.168	.003	.040	.266	.099	.114	.263
11	.5230	.465	.549	.550	.206	.072	.118	.205
12	.0870	.303	.388	.330	.080	.055	.102	.134
13	.0490	.059	.060	.080	.066	.085	.228	.127

Beneficio bruto esperado anual: \$ $404,300 \cdot 10^6$

TABLA 5.7. (CONTINUACION)

Presa El Infiernillo. Función de beneficios inmediatos:

$$b_n = 2.316 \cdot 10^5 \cdot V_{TUR} \cdot h - C_1 T_{DERR} - C_2 T_{DEF}$$

Constantes: $C_1 = 5000$

$$C_2 = 1$$

Intervalo de discretización: $\Delta V = 500 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Políticas óptimas (valores de la extracción K)

$\begin{matrix} m \\ i \end{matrix}$	1 Nov	2 Oct	3 Sep	4 Ago	5 Jul	6 Jun	7 M, A, M	8 D, E, F
1			2	2				
2			3	3				
3			4	4	1			
4			5	5	2			
5		1	6	6	3			
6		2	7	7	4			
7		3	7	7	5			
8	1	4	7	7	6	1		1
9	2	5	7	7	7	2		2
10	3	6	7	7	7	3	1	3
11	4	7	7	7	7	4	2	4
12	5	7	7	7	7	5	3	5
13	6	7	7	7	7	6	4	6

Probabilidades de estado

1								
2						.059		
3						.114		
4						.157	.060	
5					.106	.165	.102	.001
6	.004				.189	.140	.124	.023
7	.031	.001			.243	.146	.153	.108
8	.198	.007		.040	.224	.083	.128	.162
9	.611	.170	.004	.550	.128	.063	.111	.263
10	.099	.463	.096	.330	.076	.044	.099	.181
11	.028	.300	.519	.060	.028	.030	.087	.134
12	.018	.039	.331	.020	.005	.018	.053	.079
13	.009	.019	.049	.000	.001	.016	.083	.048

Beneficio bruto esperado anual: \$ 397,800 * 10⁶

TABLA 4.7. (CONTINUACION)

Presa El Infiernillo. Función de beneficios inmediatos:

$$b_n = 2.316 \cdot 10^5 \cdot V_{TUR} \cdot h - C_1 T_{DERR} - C_2 T_{DEF}$$

Constantes: $C_1 = 10,000$ $C_2 = 1$

Intervalo de discretización: $\Delta V = 500 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Políticas óptimas (valores de la extracción K)

$\begin{matrix} m \\ i \end{matrix}$	1 Nov	2 Oct	3 Sep	4 Ago	5 Jul	6 Jun	7 M, A, M	8 D, E, F
1			2	3	1			
2			3	4	2			
3			4	5	3			
4			5	6	4			
5		1	6	7	5			
6		2	7	7	6	1		
7		3	7	7	7	2		
8	1	4	7	7	7	3		1
9	2	5	7	7	7	4		2
10	3	6	7	7	7	5	1	3
11	4	7	7	7	7	6	2	4
12	5	7	7	7	7	7	3	5
13	6	7	7	7	7	7	4	6

Probabilidades de estado

1						.105		
2						.161		
3					.101	.181		
4					.185	.163	.105	
5					.240	.112	.122	.002
6	.006			.038	.225	.087	.145	.029
7	.036	.001		.525	.132	.066	.176	.118
8	.203	.009	.001	.341	.078	.051	.109	.175
9	.601	.172	.005	.073	.030	.034	.107	.268
10	.098	.462	.098	.022	.006	.021	.088	.176
11	.028	.298	.518	.001	.001	.010	.077	.124
12	.018	.039	.329	.000	.000	.004	.025	.072
13	.009	.019	.049	.000	.000	.002	.043	.037

Beneficio bruto esperado anual: \$ $390,100 \cdot 10^6$

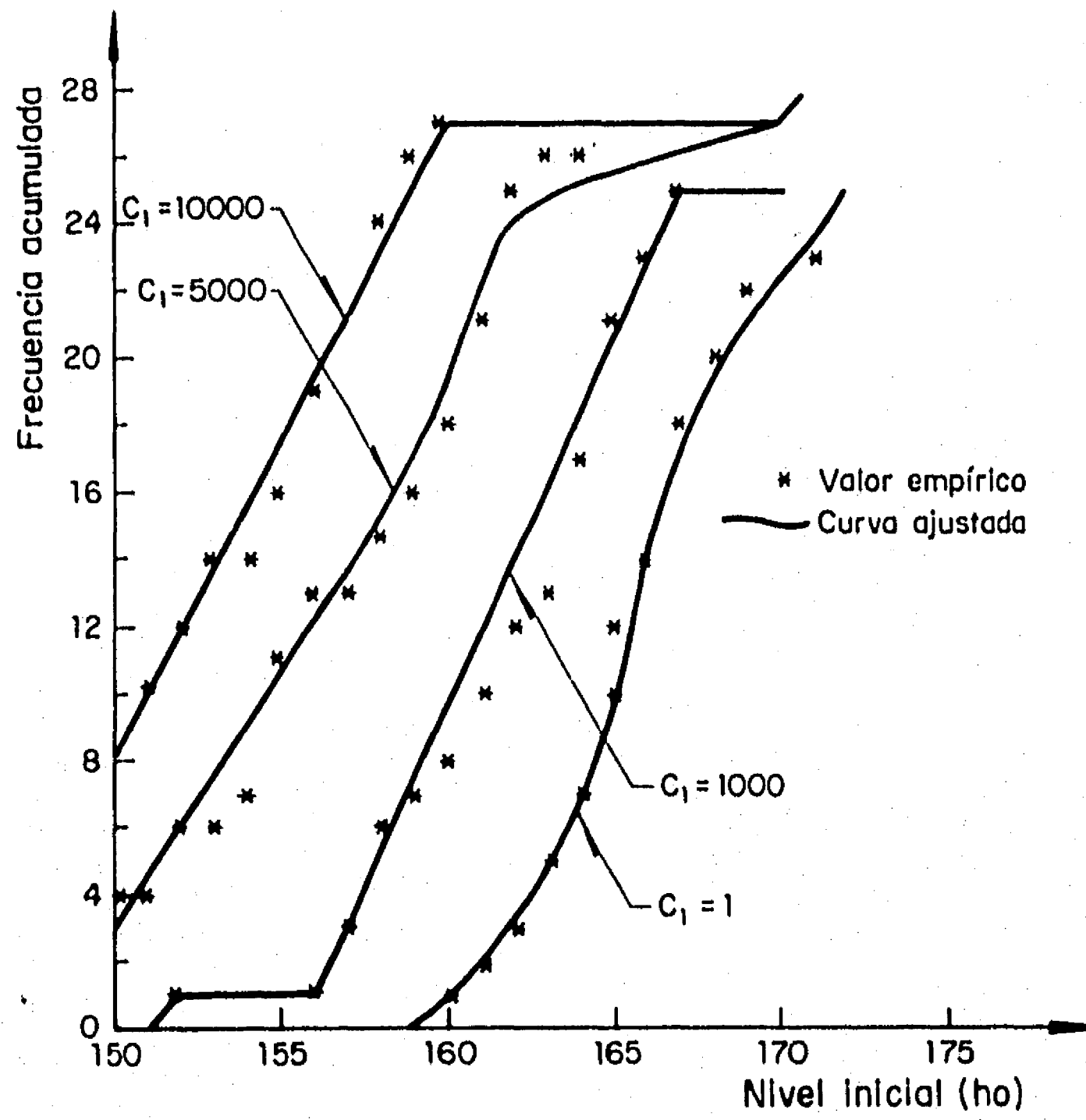


Fig 5.4 Frecuencias asociadas a los niveles iniciales, h_0 , para diferentes políticas $pol 1$

TABLA 5.8 FRECUENCIAS RELATIVAS ESTIMADAS PARA EL NIVEL EN EL VASO AL INICIO DE LAS AVENIDAS

h_0	150	152	154	156	158	160	162	164	165
$C_1=1$	0	0	0	0	0	.036	.082	.154	.728
$C_1=1,000$	0	.086	0	0	.158	.158	.154	.154	.343
$C_1=5,000$.107	.107	.114	.107	.121	1.43	.107	.058	.078
$C_1=10,000$.142	.150	.142	.150	.142	.121	.000	.000	.036

Operacion del vertedor

Como se comentó en el cuerpo de la tesis, la operación del vertedor debe conciliar dos objetivos contrapuestos: regular las avenidas para disminuir los daños causados por las descargas aguas abajo y evitar que el nivel del agua en el vaso sobrepase la corona de la cortina.

Para evaluar las políticas alternativas se desarrolló el siguiente proceso:

1. Se determinaron avenidas sintéticas asociadas a distintas probabilidades.
2. Se propusieron alternativas de políticas de operación, expresadas como el gasto a derramar para cada nivel

(volumen almacenado) por arriba del *NAMO*.

3. Se transitaron las avenidas sintéticas con cada política propuesta, para los diferentes niveles iniciales posibles, para obtener las funciones de distribución del gasto máximo descargado y el nivel máximo del agua en el vaso, condicionados al nivel inicial.
4. Se calcularon las funciones de distribución de probabilidad no condicionadas.
5. Se calculó el valor esperado de los daños anuales.

A continuación se describe el proceso en forma detallada.

Avenidas sintéticas.

Para cada año de registro se obtuvieron los gastos medios máximos para duraciones de 1 día, 2 días consecutivos, 3 días consecutivos, , 15 días consecutivos. Los valores correspondientes se muestran en las Tablas 5.9.

Para cada duración se ajustó una función de distribución Gumbel, de tal forma que se encontraron relaciones del tipo

$$F(I/d) = \exp \left[- \exp \left(- I + a(d) \right) / c(d) \right]$$

donde $F(I/d)$ es la función de distribución de los gastos máximos de ingreso para una duración d , y $a(d)$, $c(d)$ son parámetros del modelo, en términos de la duración considerada, que se obtuvieron minimizando una norma cuadrática.

Las avenidas sintéticas obtenidas para los ingresos a la presa se resumen en la Tabla 5.10.

Políticas de operación consideradas

Como ya se mencionó, la política de operación del vertedor debe por un lado disminuir los daños por inundación aguas abajo, y por otro evitar que el vaso alcance niveles muy altos que pongan en peligro a la presa.

La ecuación que gobierna el tránsito de las avenidas, para intervalos Δt del orden de 6 horas, es:

$$S_{t+\Delta t} = S_t + \frac{\Delta t}{2} (I_t + I_{t+\Delta t}) - \frac{\Delta t}{2} (O_t + O_{t+\Delta t}) \quad (A)$$

donde S_t , I_t , O_t , son respectivamente, el volumen almacenado, el gasto de ingreso y el gasto derramado, en el instante t .

TABLA 5.9 GASTO MEDIO MAXIMO ANUAL PARA DIVERSAS DURACIONES, ORDENADOS DE MAYOR A MENOR.

	1d	2d	3d	4d	5d	6d	7d
1	15271	12750	11061	10068	9312	8655	8120
2	14154	9886	8027	6940	6214	5637	5155
3	11563	8174	6866	5785	5239	4896	4666
4	8692	8130	6613	5776	5076	4867	4579
5	6655	6365	5795	5312	4944	4701	4471
6	5891	5687	5316	5099	4922	4543	4406
7	4737	4615	4110	3833	3651	3524	3395
8	4563	4395	4084	3815	3557	3510	3383
9	4412	4212	4075	3770	3550	3300	3376
10	4396	4107	3861	3522	3306	3266	3179
11	4287	4035	3683	3315	3146	3081	3117
12	4094	3517	3433	3290	3067	2950	2843
13	3791	3464	3135	3044	3013	2932	2802
14	3701	3303	3034	2963	2937	2831	2733
15	3592	3258	3024	2901	2843	2739	2686
16	3379	3031	2898	2831	2794	2732	2618
17	3153	2958	2694	2571	2492	2412	2330
18	3040	2884	2656	2541	2442	2346	2308
19	2851	2729	2602	2494	2397	2334	2279
20	2798	2644	2587	2486	2383	2334	2225
21	2756	2597	2599	2488	2342	2225	2166
22	2672	2568	2466	2399	2300	2194	2137
23	2636	2551	2436	2392	2266	2170	2081
24	2593	2502	2345	2383	2260	2170	2076
25	2345	2283	2287	2279	2230	2166	2017
26	2236	2207	2163	2053	1950	1865	1861
27	2096	2012	1701	1552	1534	1491	1422
28	1571	1463	1306	1190	1114	1073	1007
29	1375	1330	1203	1123	1106	1162	1069
30	1241	1199	1151	1116	1046	993	995

TABLA 5.9. (CONTINUACION)

	8d	9d	10d	11d	12d	13d	14d	15d
1	7558	7128	6747	6402	6083	5836	5650	5474
2	4762	4549	6747	6402	6083	5836	5650	5474
3	4497	4424	4484	4350	4204	4064	3929	3804
4	4365	4292	4132	3955	3846	3706	3577	3443
5	4338	4203	4077	3924	3728	3630	3533	3424
6	4311	4105	3910	3743	3700	3558	3401	3321
7	3399	3442	3462	3531	3485	3422	3340	3268
8	3326	3280	3193	3121	3022	2925	2863	2788
9	3243	3144	3244	3110	3011	2921	2835	2753
10	3125	3109	2984	2879	2776	2693	2612	2546
11	3049	2957	2819	2747	2676	2615	2577	2528
12	2734	2730	2633	2547	2477	2426	2394	2408
13	2731	2644	2466	2466	2354	2354	2296	2408
14	2685	2560	2460	2378	2316	2273	2213	2163
15	2603	2531	2457	2236	2308	2249	2192	2148
16	2513	2426	2384	2302	2230	2177	2133	2133
17	2337	2319	2289	2249	2215	2163	2132	2108
18	2292	2238	2181	2139	2087	2037	2025	2018
19	2219	2131	2113	2062	2042	2031	2011	1980
20	2165	2154	2068	2052	2034	2021	1992	1943
21	2141	2113	2064	2005	1940	1885	1864	1835
22	2048	1982	1946	1914	1898	1877	1824	1776
23	2004	1974	1946	1888	1823	1790	1778	1669
24	1999	1940	1921	1856	1809	1757	1709	1662
25	1899	1924	1889	1837	1804	1751	1707	1622
26	1898	1901	1880	1826	1778	1731	1682	1620
27	1345	1298	1243	1194	1148	1108	1072	1041
28	1039	1023	1019	1039	1049	1049	1033	1007
29	991	1020	1016	991	979	973	950	930
30	965	964	966	948	917	900	890	879

TABLA 5.10. HIDROGRAMAS SINTETICOS (INFIERNILLO)

	TR = 2	TR = 5	TR = 10	TR = 20	TR = 50	TR = 100	TR = 1000	TR = 5000
1909	2186	2400	2600	2740	2938	4148	4336	
1963	2424	2734	3024	3524	3810	4190	5110	
2472	2425	3162	3172	3826	3967	5934	6788	
2920	4908	6508	7276	8641	9987	14,427	17,481	
3485	5365	10,052	13,122	15,037	16,149	19,631	22,017	
2578	4005	4138	5216	6709	7737	10,954	13,188	
3443	6262	5314	5510	7457	8995	14,468	18,386	
2206	1785	3173	3536	4001	4362	5535	6358	
2291	4345	3467	4790	5615	6272	8443	9960	
1428	2881	3669	3926	4410	5123	5992	7110	
2076	2809	3299	3790	4460	4683	6146	6712	
1958	2545	2936	3281	3684	4265	5480	6790	
1579	2390	2915	3385	3996	4652	5802	7064	
1501	2234	2710	3161	3740	4140	5400	6600	
1389	2057	2508	2925	3535	3820	5805	6415	

La condición inicial S_0 es una variable aleatoria que depende de la política a largo plazo, $POL1$, y, por otra parte, la política de operación del vertedor, $POL2$, expresada como el gasto derramado correspondiente a cada volumen almacenado, define una solución única para la ecuación (A).

En la figura 5.5 se muestran las tres políticas consideradas en este ejemplo.

Funciones de distribución del gasto máximo de descarga $Q_{m\acute{a}x}$ y del volumen máximo almacenado, $V_{m\acute{a}x}$, condicionadas por el nivel inicial h_0 .

Las funciones de distribución condicionadas, que se muestran en las figuras 5.6 y 5.7, se obtuvieron simulando el tránsito de las avenidas sintéticas, para cada nivel inicial h_0 y cada política $POL2$ considerada. La influencia de la condición inicial se observa, por ejemplo, si se considera que, para $POL5$, un gasto de descarga de $5\ 500\ m^3/s$ es excedido cada 20 años si el nivel inicial es $h_0 = 165\ m$ y cada 220 años (en promedio) si el nivel inicial es $h_0 = 150\ m$.

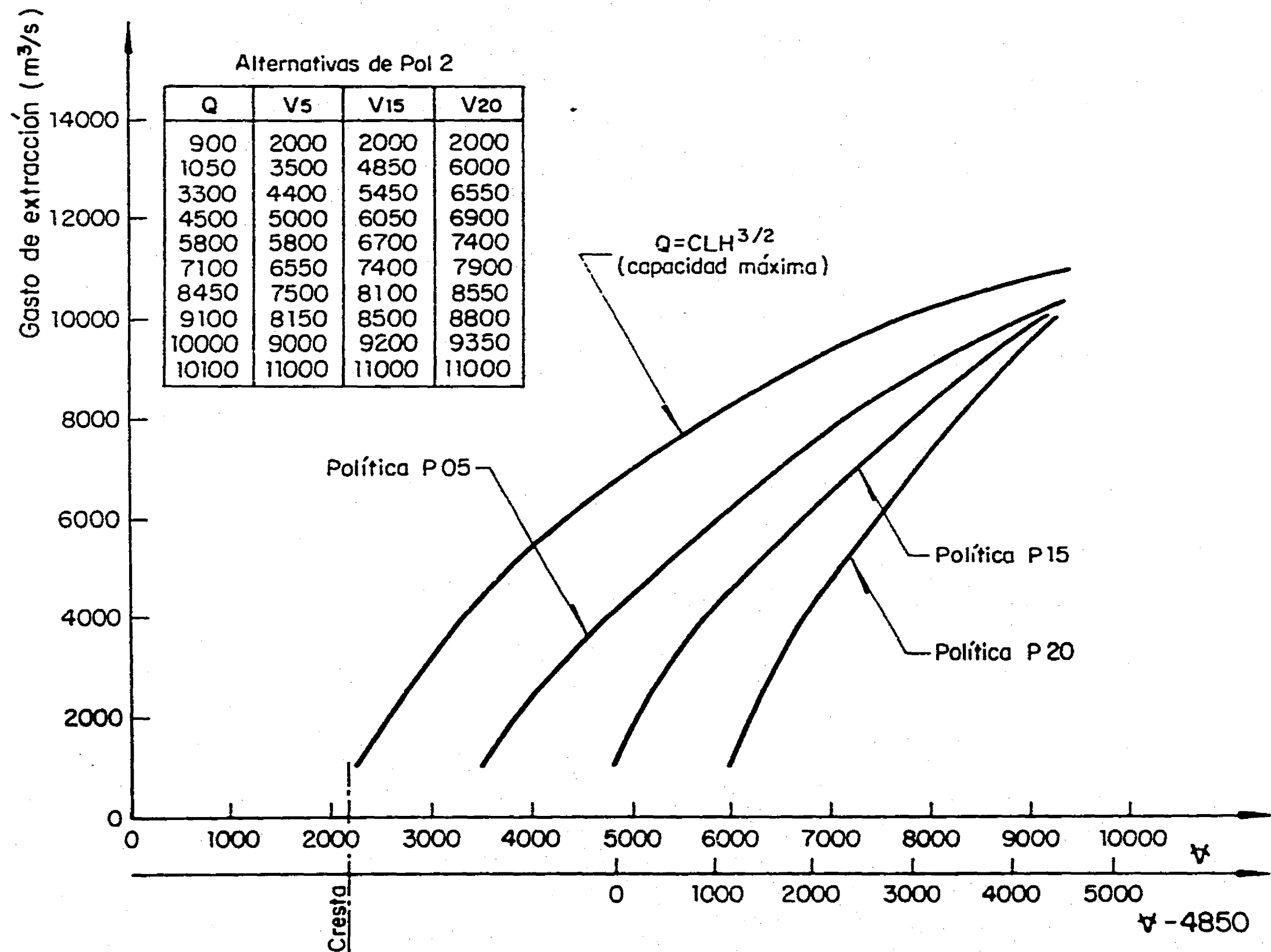


Fig 5.5 Alternativas de políticas de operación

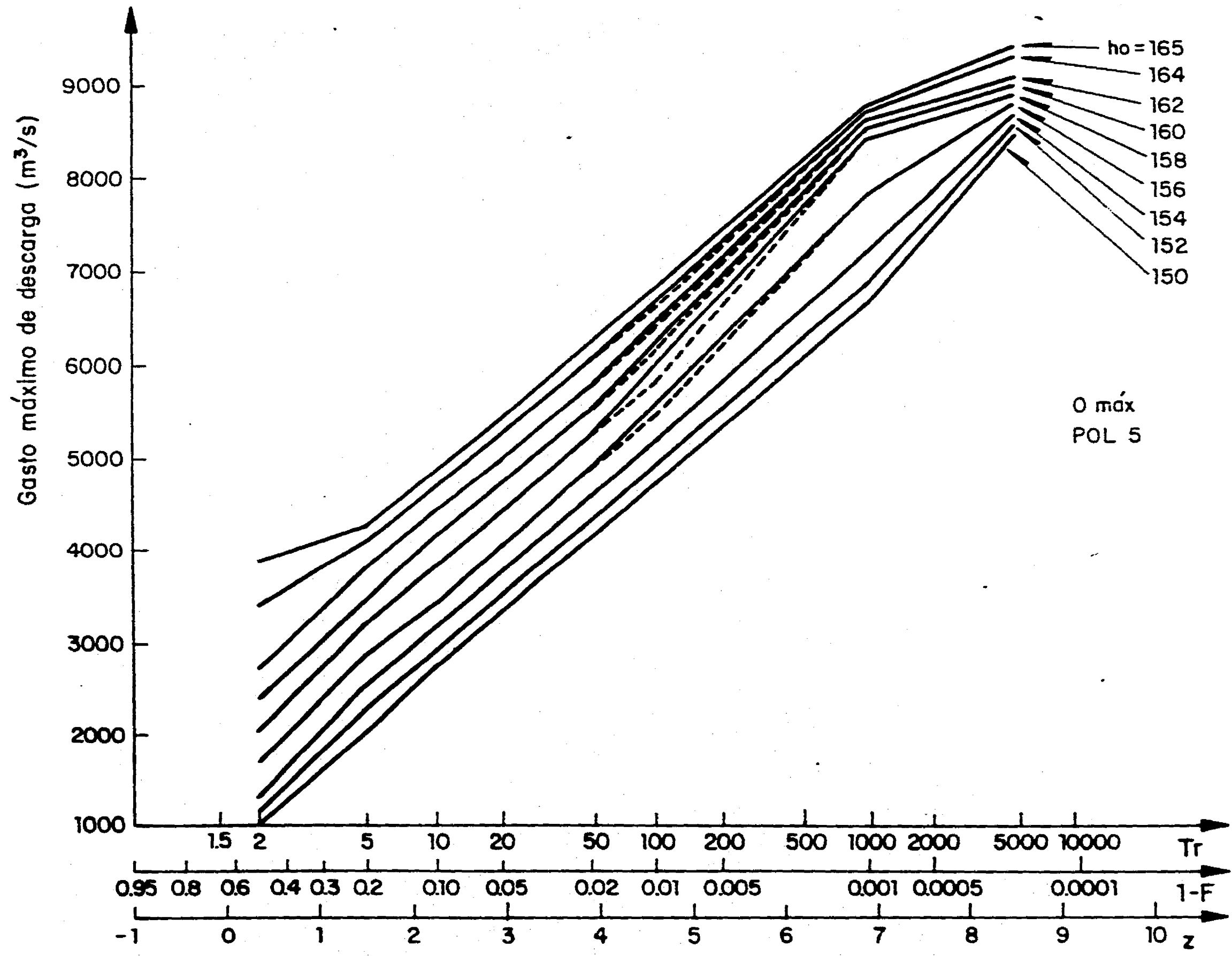


Fig 5.6 Distribución condicional de $Q_{m\acute{a}x}$

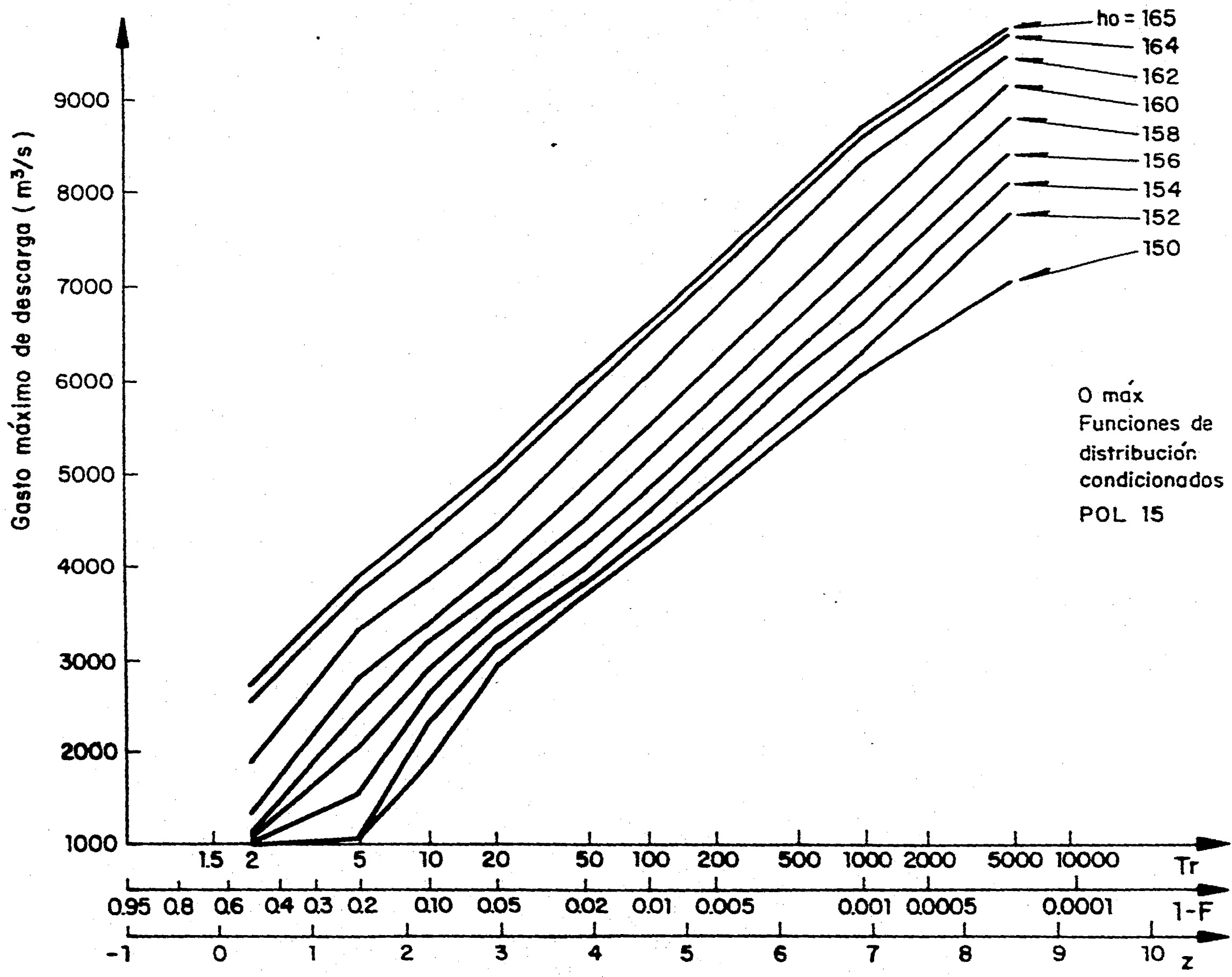


Fig 5.6 (Continuación)

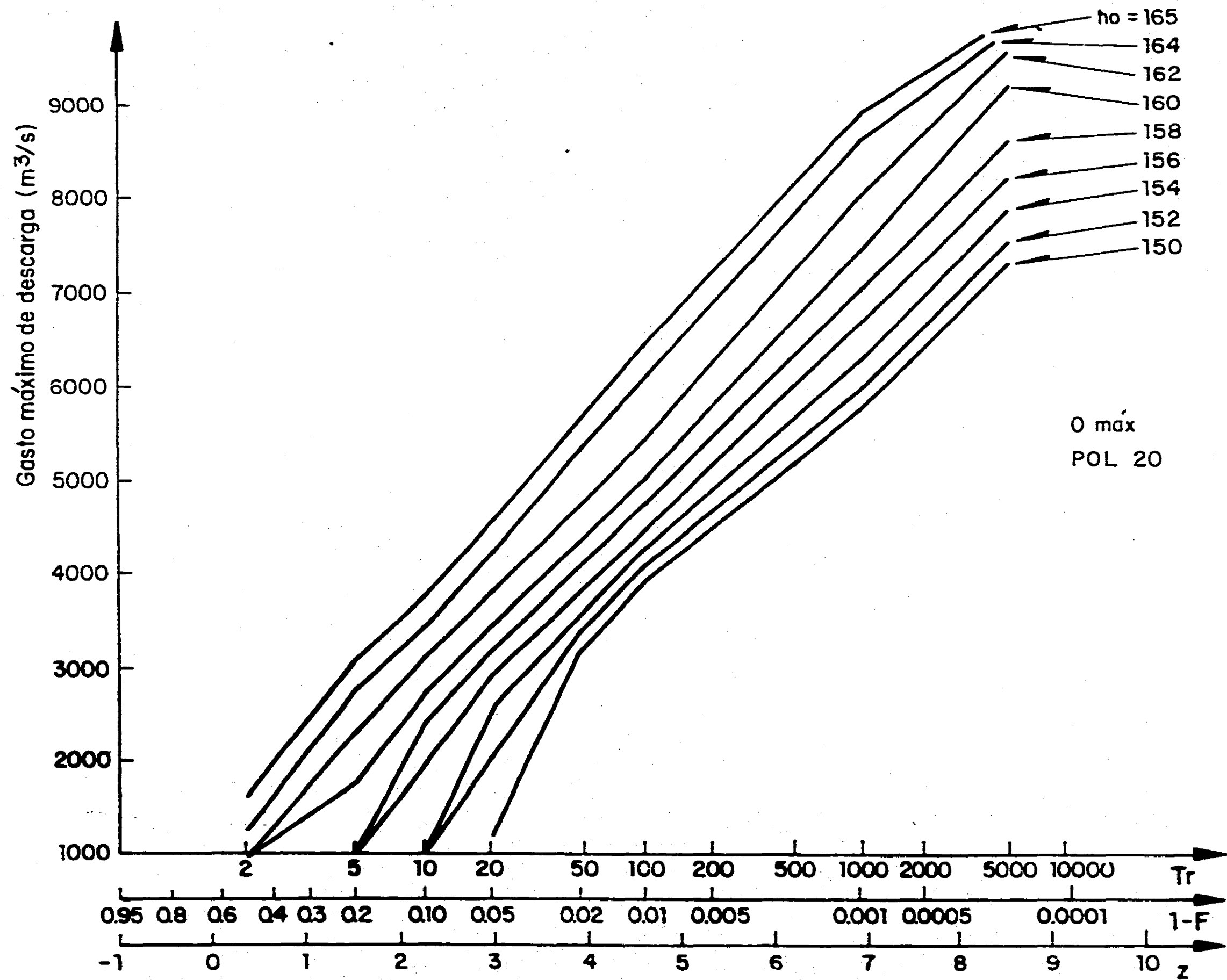


Fig 5.6 (Continuación)

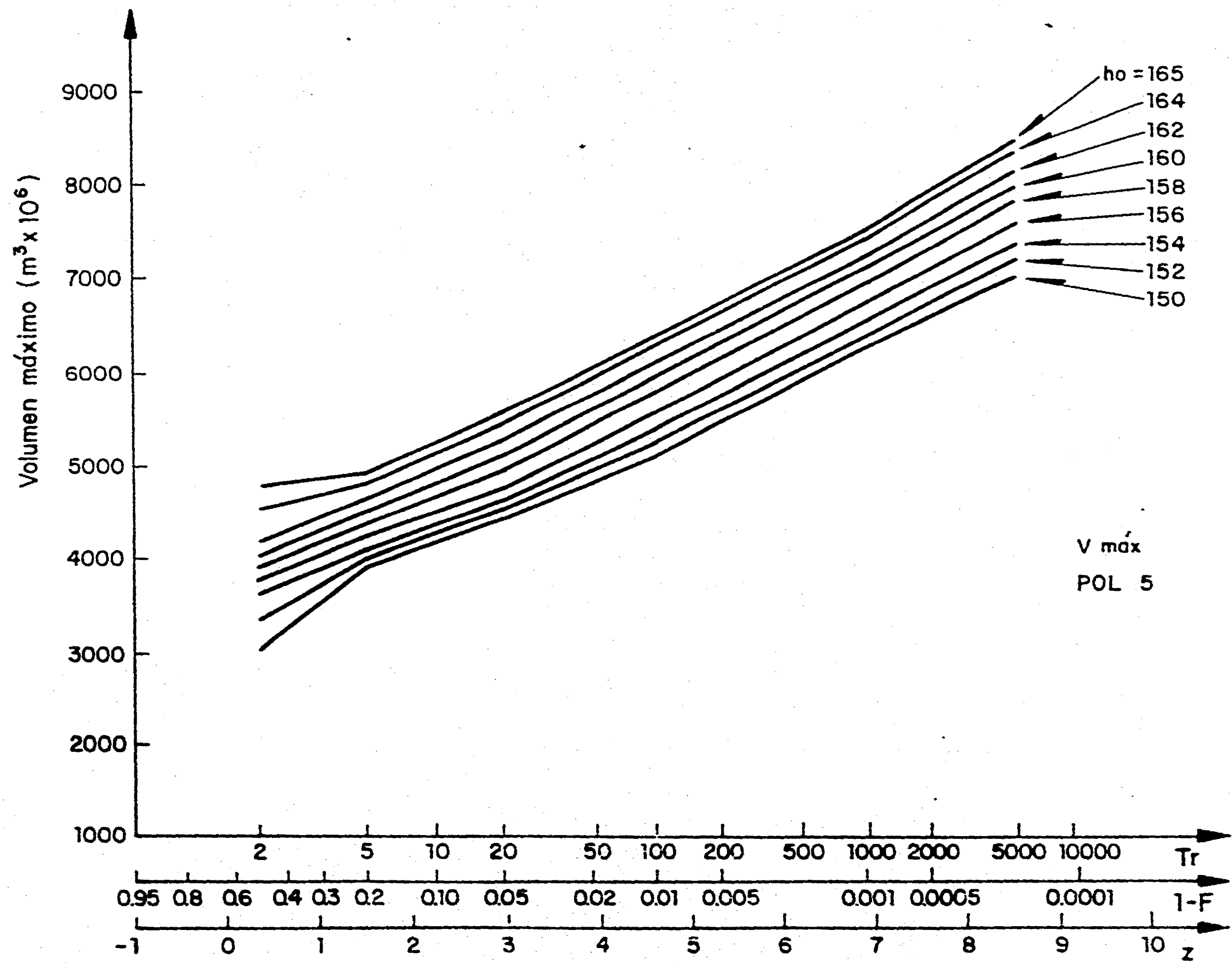


Fig 5.7 Distribuciones condicionadas de $V_{máx}$

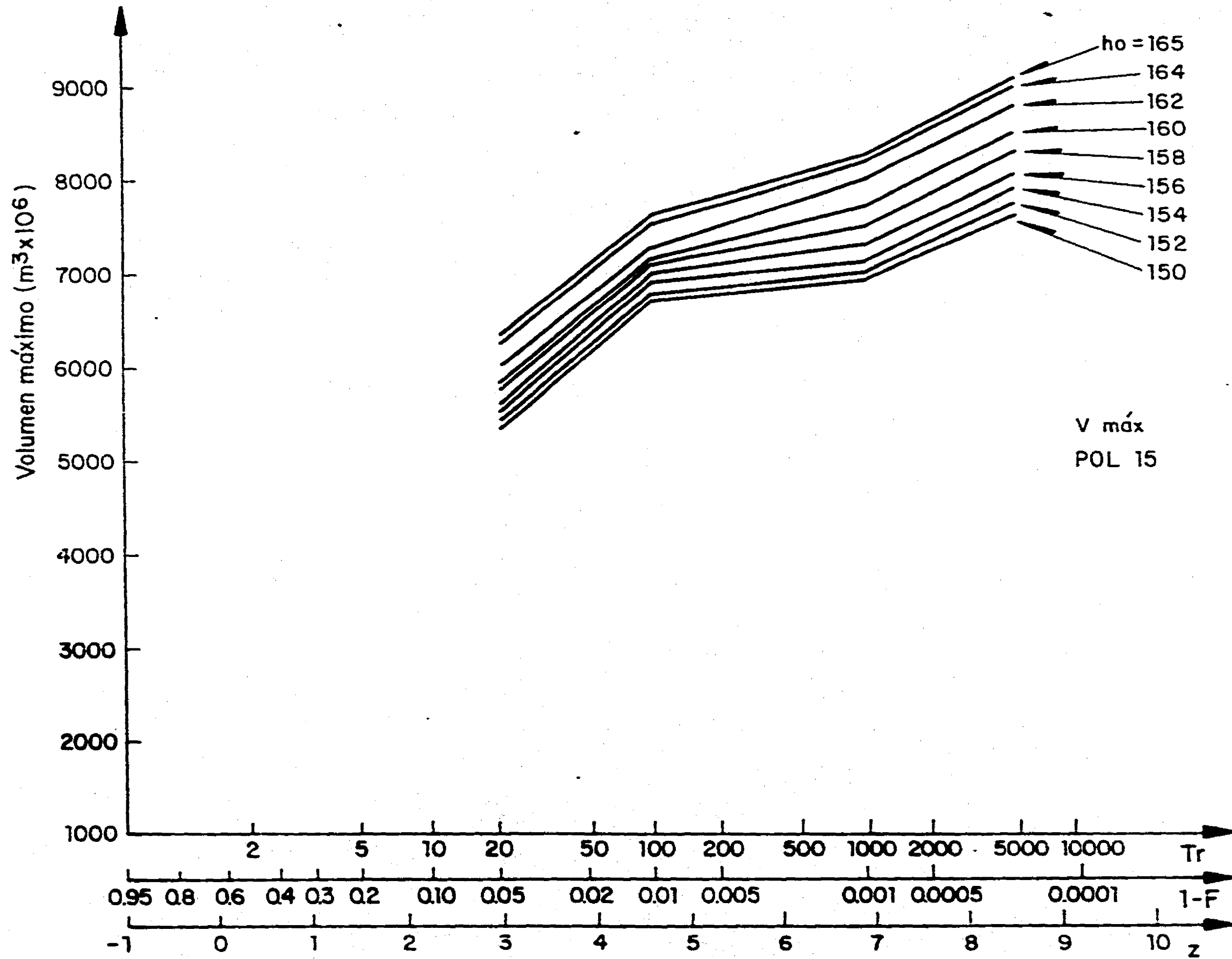


Fig 5.7 (Continuación)

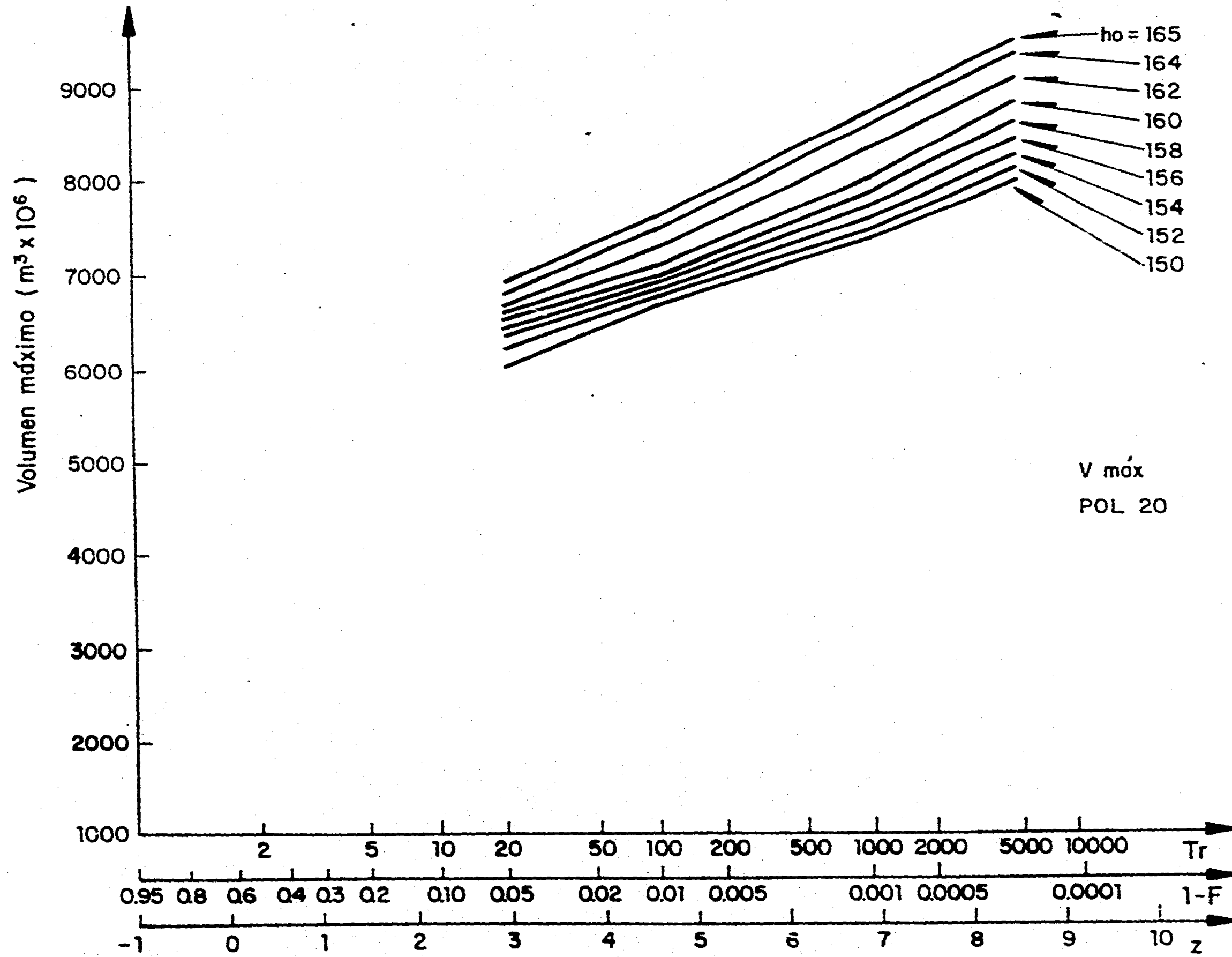


Fig 5.7 (Continuación)

Funciones de distribución de probabilidad total (no condicionada)

La probabilidad de que el gasto máximo de descarga ($Q_{\text{máx}}$) exceda un determinado valor Q_0 se determinó mediante la ecuación

$$\text{Prob } \{Q_{\text{máx}} \geq Q_0\} = \sum_{h_0} f(h_0) \cdot \text{Prob } \{Q_{\text{máx}} \geq Q_0/h_0\}$$

donde $f(h_0)$ es la función de probabilidad discreta de los niveles h_0 , obtenida previamente para cada una de las políticas POL1 analizadas.

Análogamente, la probabilidad de sobrepasar un almacenamiento dado, V_0 , se obtiene mediante la ecuación

$$\text{Prob } \{V_{\text{máx}} \geq V_0\} = \sum_{h_0} f(h_0) \cdot \text{prob } \{V_{\text{máx}} \geq V_0/h_0\}$$

En la Tabla 5.11(a) se indican las probabilidades de sobrepasar gastos de 2000 a 9000 m³/s, para cada combinación de políticas POL1 y POL2 considerada.

En la Tabla 5.11(b) se muestran las probabilidades de que el volumen almacenado en el vaso sobrepase los 9000 * 10⁶ m³, correspondientes al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).

Calculo del dano esperado por inundacion y por desborde

El dano esperado \bar{D}_I correspondiente a la inundaciones aguas abajo de la presa se calculó mediante la ecuación:

$$\bar{D}_I = \int_{O_{\max}} D(O_{\max}) * f(O_{\max}) * d(O_{\max})$$

en donde $D(O_{\max})$ es el dano correspondiente a cada gasto máximo descargado (fig 5.2).

En el caso de daños por desborde, estos ocurren cuando $V_{\max} \geq 9000 \text{ m}^3 * 10^6$ y tienen un costo estimado en \$ $10 * 10^{12}$, independientemente de que tanto se sobrepase dicho volumen. Por lo tanto, el dano esperado se calculó como

$$\bar{D}_D = 10 * 10^{12} * \text{prob} \{V_{\max} \geq 9000 * 10^6 \text{ m}^3\}$$

TABLA 5.11 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD TOTAL

a) Probabilidades de que $O_{\max} \geq Q$

Política vertedor	Q	Políticas a largo plazo			
		$C_1 = 1$	$C_1 = 1000$	$C_1 = 5000$	$C_1 = 10000$
P05	2000	.9654	.8075	.5030	.3629
	3000	.8158	.5717	.2783	.1726
	4000	.3627	.2222	.1031	.0610
	5000	.0787	.0582	.0297	.0183
	6000	.0246	.0180	.00933	.0059
	7000	.0078	.0060	.0032	.0020
	8000	.0025	.0020	.0011	.00074
	9000	.00137	.00115	.00066	.00043
P15	2000	.7456	.5546	.2942	.1930
	3000	.3761	.2767	.1431	.0882
	4000	.1587	.1096	.0507	.0282
	5000	.0513	.0360	.0166	.0091
	6000	.0182	.0126	.0058	.0031
	7000	.0059	.0042	.00198	.00103
	8000	.00201	.00146	.00069	.00035
	9000	.00062	.00045	.00021	.00012
P20	2000	.3710	.2774	.1452	.0902
	3000	.1886	.01359	.0694	.0439
	4000	.0732	.0523	.0265	.0167
	5000	.0321	.0220	.0103	.0061
	6000	.0134	.0091	.0040	.0023
	7000	.0056	.0037	.0016	.00036
	8000	.0032	.0015	.00063	.00032
	9000	.00082	.00054	.00023	.00012

a) Probabilidades de que $V_{\max} \geq 9000$
(valores multiplicados por 10^6)

P05	87.0	61.9	28.8	16.7
P15	238.0	643.0	75.0	36.0
P20	519.0	389.0	150.0	68.0

RESULTADOS FINALES

En la siguiente tabla se resumen los resultados obtenidos para las diferentes combinaciones *POL1*, *POL2* (datos en \$ $\cdot 10^6$).

$C_1 = 1$	P05	P15	P20
beneficio "bruto"	405,300	405,300	405,300
Costo derrame	15,853	9,221	5,670
Costo desborde	870	2,380	5,190
beneficio neto	388,597	393,699	394,440
$C_1 = 1000$			
beneficio "bruto"	404,300	404,300	404,300
Costo derrame	11,276	6,430	3,890
Costo desborde	619	1,670	3,520
beneficio neto	392,405	396,200	396,913
$C_1 = 5000$			
beneficio "bruto"	397,800	397,800	397,800
Costo derrame	5,537	2,971	1,820
Costo desborde	288	750	1,500
beneficio neto	391,975	394,079	394,480
$C_1 = 10,000$			
beneficio "bruto"	390,100	390,100	390,100

Se observa que la mayor combinación de políticas corresponde a la de largo plazo obtenida con $C_1 = 1000$ y la de operación del vertedor denominada P20.

Adicionalmente, pueden hacerse las siguientes observaciones:

- a) Si bien las diferencias entre beneficios netos son pequeñas si se miden en porcentaje, no lo son si se miden en valor absoluto. Así, si en lugar de utilizar la combinación óptima ($C_1 = 1000$, P20), se toma la política a largo plazo obtenida con $C_1 = 1$, es decir, si se toma la combinación ($C_1 = 1$, P20), se dejarán de ganar (como beneficio neto) aproximadamente dos mil quinientos millones de pesos al año.

- b) Si se conserva la política a largo plazo obtenida para $C_1 = 1000$, pero se considera ahora P15 en lugar de P20 para la operación del vertedor, se pierden "solamente" unos setecientos millones de pesos. Por otra parte, P15 tiene la ventaja sobre P20 de que la probabilidad de que ocurra un desbordamiento es aproximadamente la mitad, por lo que un análisis que incorporara el concepto de "miedo" al riesgo podría inclinar la decisión final a una combinación ($C_1 = 1000$, P15).

Con objeto de dar elementos adicionales para las decisiones

y probar la consistencia de los resultados, se realizó el análisis de sensibilidad que se describe enseguida.

Análisis de sensibilidad

Los resultados obtenidos del ejemplo se basan en tres valores fundamentales:

- a) El valor de \$ 100.00 supuesto para el *KWh* generado
- b) El costo asociado al derrame de diferentes gastos por el vertedor (fig 5.2)
- c) El costo asignado al daño causado por un desbordamiento de la presa ($\$ 10 \cdot 10^{12}$).

Dado que estos valores dependen de cierto grado de subjetividad, se hizo un análisis de sensibilidad, suponiendo sucesivamente un incremento del 10% en cada uno de los valores a, b y c.

Los resultados, mostrados en la siguiente tabla, hacen ver que en ningún caso se modifica la decisión óptima, aunque al aumentar el costo por desborde, la alternativa correspondiente a P15 se acerca a la óptima, y llegaría a serlo si el costo por desborde se incrementara en un 40%,

como se muestra en el inciso e) de la tabla.

a) Valores originales

POL1	POL2	P05	P15	P20
$C_1 = 1$		388,577	393,699	394,440
$C_1 = 1000$		392,405	396,200	396,918
$C_1 = 5000$		391,975	394,079	394,480

b) Valores del kWh incrementado en 10%

$C_1 = 1$	429,107	434,229	434,970
$C_1 = 1000$	432,835	436,630	437,348
$C_1 = 5000$	431,755	433,859	434,260

c) Valor del daño por desborde incrementado 10%

$C_1 = 1$	386,992	392,277	393,873
$C_1 = 1000$	391,277	395,557	396,529
$C_1 = 5000$	391,421	393,782	394,298

d) Valor del daño por derrame incrementado 10%

$C_1 = 1$	386,992	392,777	393,873
$C_1 = 1000$	391,277	395,557	396,529
$C_1 = 5000$	391,421	393,782	394,298

e) Valor del daño por desborde incrementado 40%

$C_1 = 1$	388,229	392,747	392,364
$C_1 = 1000$	392,157	395,532	395,510
$C_1 = 5000$	391,860	393,779	393,880

6. CONCLUSIONES

La determinación de políticas de operación de presas para aprovechamientos hidráulicos tiene una enorme importancia para México, en donde cada vez más, la disponibilidad de agua resulta un factor limitante para el desarrollo.

La política de operación a largo plazo de una presa busca fundamentalmente incrementar al máximo los beneficios derivados de satisfacer la demanda. Sin embargo, en determinados casos, ese afán puede conducir a incrementar excesivamente las posibilidades de derrame por el vertedor, con los consiguientes daños aguas abajo.

En este trabajo se presenta una metodología que permite evaluar las consecuencias que, en relación con los daños provocados por los descargas del vertedor, tiene la adopción

de determinadas políticas de operación a largo plazo y durante las avenidas. La metodología propuesta permite subsanar limitaciones de los desarrollos previos, fundamentalmente en estos aspectos.

. Proporciona un método confiable para definir avenidas asociadas a cualquier periodo de retorno, considerando tanto su magnitud como su forma.

. Permite tomar en cuenta la forma en que la política de largo plazo determina las probabilidades de derrame y por lo tanto influye en el valor esperado de los daños causados por las avenidas.

Los resultados obtenidos son importantes sobre todo en presas en donde la capacidad destinada a regular avenidas es grande. Se recomienda por ello aplicar la metodología desarrollada en este trabajo a casos como los de las presas Cerro de Oro, Aguamilpa, Huites, Angostura, Malpaso, etc.

Con objeto de presentar en forma integral el problema, en los capítulos 2 y 3 de esta tesis se presentó un resumen del estado actual de los métodos que se emplean para determinar políticas de operación. Con base en esa revisión se proponen algunas líneas de trabajo que, a mi juicio, permitirían avanzar en la solución de la problemática

correspondiente.

En relación con los procedimientos para definir políticas de operación óptima, es necesario continuar con los esfuerzos para desarrollar métodos de optimación más eficientes. En particular parece promisorio estudiar los métodos de optimación paramétrica utilizando funciones cuya estructura se presuponga.

En el caso de la operación de vertedores es necesario desarrollar políticas que tomen en cuenta la historia reciente de escurrimientos y se vinculen con los pronósticos meteorológicos, particularmente en lo que se refiere a la probabilidad de incidencia de ciclones.

En general, me parece necesario un esfuerzo importante para incorporar la experiencia de quienes tienen la responsabilidad de operar las obras hidráulicas, de tal forma que las funciones objetivos que se pretenden optimizar mediante métodos analíticos correspondan mejor con los objetivos de la práctica.

REFERENCIAS

1. Joeres, F. L., Liebman, J.C.; and Revelle, C.S.. "Operating Rules for Joint Operation of Raw Water Sources", Water Resources Research, 7(2), April 1971.
2. Eisel, L.M., "A Chance-Constrained Reservoir Model", Water Resources Research, 8(2), April 1972.
3. Nemhauser G. L., "Introduction to Dynamic Programming", John Wiley and Sons, 1967.
4. Aparicio M.F.J., et al, "Políticas óptimas de operación de sistemas de plantas hidroeléctricas. Análisis de algunos métodos de solución". Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1987.
5. Kottegoda N.T., "Stochastic Water Resources Technology", The Mc Millan Press, 1980.
6. Hall, W.A., et al, "Optimum Firm Power Output from two Reservoir System by Incremental Dynamic Programming", Water Resources Center, University of California, EUA, 1969.
7. Domínguez, M.R., et al, "Operación conjunta del sistema de presas Infiernillo-Villita, en la cuenca del río

- Balsas", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, oct 1984.
8. Larios M.R., "Modelo de programación dinámica estocástica para optimizar la operación de presas", Tesis profesional. Facultad de Ingeniería, UNAM. 1985.
 9. Joeres E.F., "The use of chance-constraints in reservoir design and management".
 10. Flores, I.C., "Desarrollo de un modelo para definir políticas de operación óptima de una presa", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, 1985.
 11. Domínguez M.R., "Políticas de operación mensual del sistema de presas del río Grijalva", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1988.
 12. Fuentes M.S., "Políticas de operación de presas", Revista Ingeniería Hidráulica en México, SARH, 1987.
 13. González V.F., "Operación Óptima de Compuertas". Publicación No. 222, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1969.

14. Verde C.R., et al., "Desarrollo de modelos para definir políticas de operación de vertedores en grandes presas", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1986.
15. Sánchez B.J.L. y Domínguez M.R., "Operación de presas en situaciones de emergencia", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1985.
16. Bras, L.R. y Rodríguez, II., "Random Functions and Hydrology", Addison-Wesley Publishing Company, EUA, 1985.
17. Domínguez M.R. et al., "Políticas de operación de vertedores", VII Congreso Nacional de Hidráulica, Toluca, México, 1984.
18. Kitanidis, P.K., "Real-Time forecasting of river flows and stochastic optimal control of multireservoir Systems", report No. 258. Iowa Institute of Hydraulic Research, 1983.
19. Kitanidis, P.K., et al., "Operation of system of reservoirs under flood conditions using linear quadratic Gaussian stochastic control", report No. 268, Iowa, Institute of Hydraulic Research, 1983.

20. Domínguez M.R., "Determinación de probabilidades de gastos de ingreso al delta del río Balsas, considerando una operación económicamente óptima del sistema de presas Infiernillo-Villita", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, 1984.
21. Raynal V.J., "Métodos no tradicionales en la estimación de parámetros de la distribución de valores extremos tipo I (Gumbel)", VII Congreso Nacional de Hidráulica, México, D.F., 1982.
22. Berezowsky V.M., et al, "Métodos numéricos", capítulo A.2.16 del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, México, 1983.
23. "Design and Analysis of Urban Storm Drainage. The Wallingford Procedure", Report No. 28, Department of Environment, National Water Council, Londres, 1981.
24. Domínguez M.R., "Manual de Hidráulica Urbana. Tomo I", editado por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del DDF, México, 1982.
25. "Flood Studies Report", Volumen I: Hydrological studies", Natural Environmental Research Council, Londres, 1975.

26. González V.F., "Contribución al análisis de frecuencias de valores extremos de los gastos máximos en un río", Publicación Número 277, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970.
27. Kite G.W., "Frequency and Risk Analysis in Hydrology", Water Resources Publications, Colorado, USA, 1977.