

01190

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA**

**COORDINACIÓN DE INGENIERÍA HIDRÁULICA**

**TESIS DE DOCTORADO:**

**DISEÑO INTEGRAL DE VERTEDORES**

**Martín Jiménez Espinosa**

**Director de Tesis: Dr. Ramón Domínguez Mora**

**MÉXICO, D. F., SEPTIEMBRE DE 2000**

283542



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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 esta 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.

# DISEÑO INTEGRAL DE VERTEDORES

## RESUMEN

El diseño de los vertedores debe permitir que su operación asegure que los excedentes que ingresen a la presa, sean desalojados de manera que el agua no alcance niveles peligrosos en el vaso. Además, debe reconocer probabilidades muy bajas de que las descargas por el vertedor excedan la capacidad de conducción del cauce aguas abajo de la presa, para evitar en lo posible, inundaciones que afecten asentamientos humanos o bienes materiales.

Por lo anterior, este trabajo tiene como propósito proponer un diseño de vertedor que cumpla con las condiciones de seguridad de la presa, y que no rebase la capacidad del cauce aguas abajo de la presa. Para ello, traté de abarcar tanto el diseño hidrológico de los vertedores, como también la política de operación de los vertedores. Puse especial atención al estudio de los métodos para la obtención de avenidas de diseño. Adicionalmente estudié los problemas de tipo hidráulico y los adopté como marco de referencia.

Con el trabajo se obtuvo que los estudios hidrológicos o hidráulicos deben realizarse en forma conjunta y estar vinculados a través de las políticas de operación; así como que en presas con capacidad de regulación es necesario determinar avenidas de diseño, tomando en cuenta el gasto de pico y el volumen de las avenidas. Para poder llevar a cabo lo anterior es conveniente contar con la información necesaria para estimar la capacidad hidráulica del río aguas abajo de la presa.

# DISEÑO INTEGRAL DE VERTEDORES

## ABSTRACT

Design of spillways must take into account that his operation can guarantee excessive incoming flows to the reservoir will be discharged in such a way that dangerous water levels can't be reached in the dam. Besides, very low probabilities must be assigned to discharges trough the spillway that can exceed river channel hydraulic capacity downstream, to avoid, as far as possible, floods affecting human settlements and goods.

Therefore, this paper has the main goal to propose a spillway design that carries out with the safe of the dam and not exceed the river channel hydraulic capacity downstream. In order to obtain the previous goal I tried to include both hydrologic design of spillways and the operation rules of spillways gates. I put special attention in the study of methods to obtain design floods. Additionally, I studied hydraulic problems and adopted them as a reference frame.

I concluded that hydraulic and hydrologic studies must be carried out jointly and linked trough rules operation of gates; also, it's necessary to estimate design floods that take into account both the peak and the volume of floods. In order to make this it's essential to have sufficient information to estimate the hydraulic capacity downstream the river.

Esta tesis se la dedico a mis padres Jovita y Juan Martín quienes me dieron la oportunidad de tener una educación y una familia, la cual siempre me ha brindado su apoyo

A mi esposa Edi y a mi hijo Paul Damián, quien con su amor me fortalecieron en todo momento.

A mis hermanas Rosa Icela y Lorena y a mi hermano Héctor Enrique con quienes he compartido momentos inolvidables

A mis amigos Héctor Eslava y Marco Antonio Salas, por llevar los mismos objetivos que yo: ser los mejores en el campo de la Hidráulica

A mis maestros (de la escuela y de la vida) Ramón Domínguez Mora, José Luis Sánchez Bribiesca, Óscar Fuentes Mariles y Jesús Gracia Sánchez

Al CENAPRED y al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por haberme recibido y brindado una formación sólida

A The Beatles, por brindarme momentos de distracción y alivio...

# ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>3</b>
1.1	DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	3
1.2	OBJETIVOS	5
<b>CAPÍTULO 2</b>	<b>VERTEDORES</b>	<b>9</b>
2.1	VERTEDOR	9
2.1.1	<i>Vertedores de caída libre</i>	9
2.1.2	<i>Vertedores de cimacio</i>	10
2.1.3	<i>Vertedores de canal lateral</i>	10
2.1.4	<i>Vertedores en abanico</i>	10
2.1.5	<i>Vertedores escalonados</i>	10
2.1.6	<i>Vertedores de embudo</i>	10
2.1.7	<i>Sifones vertedores</i>	11
2.2	DISEÑO HIDRÁULICO	11
2.2.1	<i>Diseño hidráulico del canal de acceso</i>	11
2.2.2	<i>Diseño hidráulico de cimacios</i>	11
2.2.3	<i>Diseño hidráulico del conducto de descarga</i>	13
2.2.4	<i>Diseño hidráulico de la estructura terminal</i>	16
2.3	POLÍTICAS DE OPERACIÓN	17
<b>CAPÍTULO 3</b>	<b>AVENIDA DE DISEÑO</b>	<b>20</b>
3.1	MÉTODOS PARA OBTENER AVENIDAS DE DISEÑO	20
3.1.1	<i>Método tradicional o de mayoración</i>	20
3.1.2	<i>Avenida máxima probable</i>	20
3.1.3	<i>Método del Natural Environmental Research Council</i>	21
3.1.4	<i>Método de Volúmenes</i>	21
3.1.5	<i>Método de Hiemstra y Francis</i>	22
3.1.6	<i>Método de Correlaciones</i>	23
3.2	COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS	23
3.2.1	<i>Características de las avenidas históricas</i>	24
3.3	APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS CONSIDERANDO DESCARGA LIBRE	28
3.3.1	<i>Método de Correlaciones</i>	29
3.3.2	<i>Método de Hiemstra y Francis</i>	31
3.3.3	<i>Método de Volúmenes</i>	34
3.3.4	<i>Análisis de resultados</i>	38
3.4	APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS (DESCARGA CONTROLADA)	42
3.4.1	<i>Análisis de los resultados</i>	45
<b>CAPÍTULO 4</b>	<b>APLICACIONES DE LOS MÉTODOS DE OBTENCIÓN DE AVENIDAS</b>	<b>46</b>
4.1	PRESA DE AGUAMILPA	46
4.1.1	<i>Método de Correlaciones</i>	46
4.1.2	<i>Método de volúmenes</i>	53
4.1.3	<i>Método de Hiemstra y Francis</i>	58
4.1.4	<i>Resumen de los resultados de los tres métodos</i>	59
4.2	PRESA DE EL CUCHILLO	60
4.2.1	<i>Método de Correlaciones</i>	60
4.2.2	<i>Método de Volúmenes</i>	73
4.2.3	<i>Método de Hiemstra y Francis</i>	78
4.2.4	<i>Resumen de los resultados de los tres métodos</i>	79

**CAPÍTULO 5 COMPARACIÓN DE LOS DISEÑOS DEL VERTEDOR DE AGUAMILPA (USANDO LOS MÉTODOS DE OBTENCIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO DE HIEMSTRA Y DE CORRELACIONES)..... 81**

5.1	DISEÑO DEL VERTEDOR DE LA PRESA DE AGUAMILPA, CON BASE EN LAS AVENIDAS CALCULADAS CON EL MÉTODO DE CORRELACIONES.....	81
5.1.1	<i>Política de operación (resultados de los tránsitos)</i> .....	81
5.1.2	<i>Resumen</i> .....	83
5.1.3	<i>Diseño del cimacio aguas arriba</i> .....	83
5.1.4	<i>Diseño del cimacio aguas abajo</i> .....	83
5.1.5	<i>Diseño de las compuertas</i> .....	84
5.1.6	<i>Características del flujo en la rápida</i> .....	85
5.1.7	<i>Diseño de la cubeta deflectora</i> .....	86
5.1.8	<i>Diseño de aireadores</i> .....	86
5.1.9	<i>Funcionamiento de la cubeta deflectora</i> .....	87
5.1.10	<i>Costos</i> .....	88
5.2	DISEÑO DEL VERTEDOR DE LA PRESA DE AGUAMILPA, CON BASE EN LAS AVENIDAS CALCULADAS CON EL MÉTODO DE HIEMSTRA Y FRANCIS.....	90
5.2.1	<i>Política de operación (resultados de los tránsitos)</i> .....	90
5.2.2	<i>Resumen</i> .....	92
5.2.3	<i>Diseño del cimacio aguas arriba</i> .....	92
5.2.4	<i>Diseño del cimacio aguas abajo</i> .....	92
5.2.5	<i>Diseño de las compuertas</i> .....	93
5.2.6	<i>Características del flujo en la rápida</i> .....	93
5.2.7	<i>Diseño de la cubeta deflectora</i> .....	95
5.2.8	<i>Diseño de aireadores</i> .....	95
5.2.9	<i>Funcionamiento de la cubeta deflectora</i> .....	96
5.2.10	<i>Diseño detallado de los aireadores</i> .....	97
5.2.11	<i>Costos</i> .....	97
5.3	RESUMEN DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE VERTEDORES.....	100
5.4	CONCLUSIONES.....	100

**CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES..... 102**

6.1	COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS.....	102
6.1.1	<i>Aplicación con datos de la curva de Aguamilpa suponiendo descargas libres y controladas</i> ...	103
6.1.2	<i>Aplicación de los métodos para la obtención de avenidas de diseño en Aguamilpa</i> .....	103
6.1.3	<i>Aplicación de los métodos para la obtención de avenidas de diseño en El Cuchillo</i> .....	103
6.1.4	<i>Diseño de la obra de excedencias de Aguamilpa</i> .....	104
6.1.5	<i>Resumen</i> .....	104
6.2	CONCLUSIONES GENERALES.....	104

**ANEXO I : COMPARACIÓN DE HIDROGRAMAS “HORARIOS” Y DE GASTOS MEDIOS DIARIOS ..... 109**

**ANEXO II : TRÁNSITO DE CASOS EXTREMOS ..... 114**

**ANEXO III : REVISIÓN DE LAS CURVAS DE REDUCCIÓN PARA AGUAMILPA..... 119**

**ANEXO IV : FORMA DEL HIDROGRAMA ..... 124**

## CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

*Las presas juegan un papel importante como reguladoras de los volúmenes provenientes de avenidas extraordinarias, de ahí que el buen diseño y la correcta operación de los vertedores sea importante. En México se ha estimado un promedio anual de daños por inundaciones, en un periodo de 18 años, del orden de 173,000 millones de pesos de 1990 (CNA, 1990), los cuales no incluyen daños por la afectación a las condiciones normales de vida y de producción. Como consecuencia de las inundaciones han ocurrido 150 muertes por año, aproximadamente (CENAPRED, 1999). Las inundaciones más grandes de los últimos años han ocurrido en el Pánuco, en 1955, La Paz, en 1976 (5 a 10 mil muertes) y en el Bajío, en Monterrey en 1988 (más de 200 muertes y 1 billón de pesos de 1988 en daños debido al huracán Gilberto). Más recientemente se tiene el caso de Acapulco, en 1997 con 300 muertes y cientos de damnificados, y Chiapas, en 1998, con 29 muertes y miles de damnificados.*

### 1.1 Descripción del problema

El tema seleccionado para la tesis toma en cuenta los aspectos necesarios para el diseño de vertedores de excedencias. Esta obra constituye la "válvula de escape" de una presa ante la eventualidad de una avenida extraordinaria, por lo que una subestimación de la capacidad de dicha obra puede llevar a continuos derrames de excedentes que, de sobrepasar la capacidad del cauce aguas abajo de la presa, podría provocar inundaciones. Si la elevación del agua en el embalse llegara a tener un valor más allá del NAME, y llegara a rebasar la cortina, se podría poner en riesgo la seguridad de la presa, incrementándose el peligro si fuera ésta última de materiales graduados. Por otro lado, una sobreestimación de la capacidad de la obra de excedencias incrementaría el costo total de la presa, ya que es posible que durante su vida útil las solicitaciones a las que esté sometido el vertedor estén muy por debajo de las de diseño; sin embargo, algunas veces es necesario prever obras de excedencias grandes, como es el caso de Malpaso, sobre el río Grijalva, de 21,750 m<sup>3</sup>/s de descarga por sus dos vertedores, de servicio y de emergencia; aunque durante 34 años en que ha operado sólo se han presentado gastos menores (del orden del 16% de la capacidad total de los vertedores), si se han producido daños severos en el tanque amortiguador. Para garantizar la seguridad de la presa se llevan a cabo estudios en donde se toman en cuenta variables diferentes a las que tradicionalmente se han usado, lo cual se refleja en nuevos métodos para la obtención de avenidas de diseño. En nuestro país no ha fallado hasta la fecha ninguna presa debido a una falta de capacidad de regulación. Esto querría decir que están bien diseñadas las presas. Esto es una verdad a medias. Si bien es cierto el hecho de que nunca ha fallado una presa por culpa del vertedor, si se han presentado problemas en ciertas estructuras de la obra, que no la llevan a la falla, pero sí pueden entorpecer su funcionamiento hidráulico, o en otros casos, dañar otras estructuras (Sánchez, 1979). Lo anterior puede observarse en la figura 1.1, en la cual se muestran los gastos de descarga de diseño y los gastos de descarga máximos observados de algunas presas.

Se puede ver que en ningún caso el gasto de descarga observado durante el funcionamiento de las presas ha llegado a acercarse al de diseño, a excepción de uno (punto 19); lo anterior se debe a que la probabilidad de que se exceda el gasto de diseño  $Pf_v$  se calcula a partir del período de retorno  $T_r$  seleccionado para el diseño del vertedor (Borgman, 1963)

$$Pf_v = 1 - \left( 1 - \frac{I}{T_r} \right)^I \quad 1.1$$

donde  $I$  es la vida útil de la presa en años. Por ejemplo, si la vida útil de una presa es de 50 años y el vertedor se diseña con un período de retorno de 10000 años, período de retorno usado comúnmente en nuestro país, la probabilidad de que falle durante su vida útil es

$$Pf_v = 1 - \left( 1 - \frac{I}{10000} \right)^{50} \approx 0.005 \quad 1.2$$

es decir, que de 1000 casos, sólo 5 fallarían durante su vida útil.

Un problema importante es que los gastos de descarga registrados, aun siendo menores que los de diseño, pueden provocar daños de otro tipo (revestimiento, socavación, etc.), a veces muy severos, por lo que es de esperarse que con gastos mayores algunos de estos efectos negativos se incrementen. De un estudio sobre el comportamiento de 16 vertedores en México (Sánchez, 1979) se concluye que los daños más comunes que ocurren son erosiones en el canal de descarga, socavaciones o daños en el recubrimiento de los cimacios y en ocasiones más allá del canal de descarga. Algunos de los daños son provocados por cavitación, como ocurre en

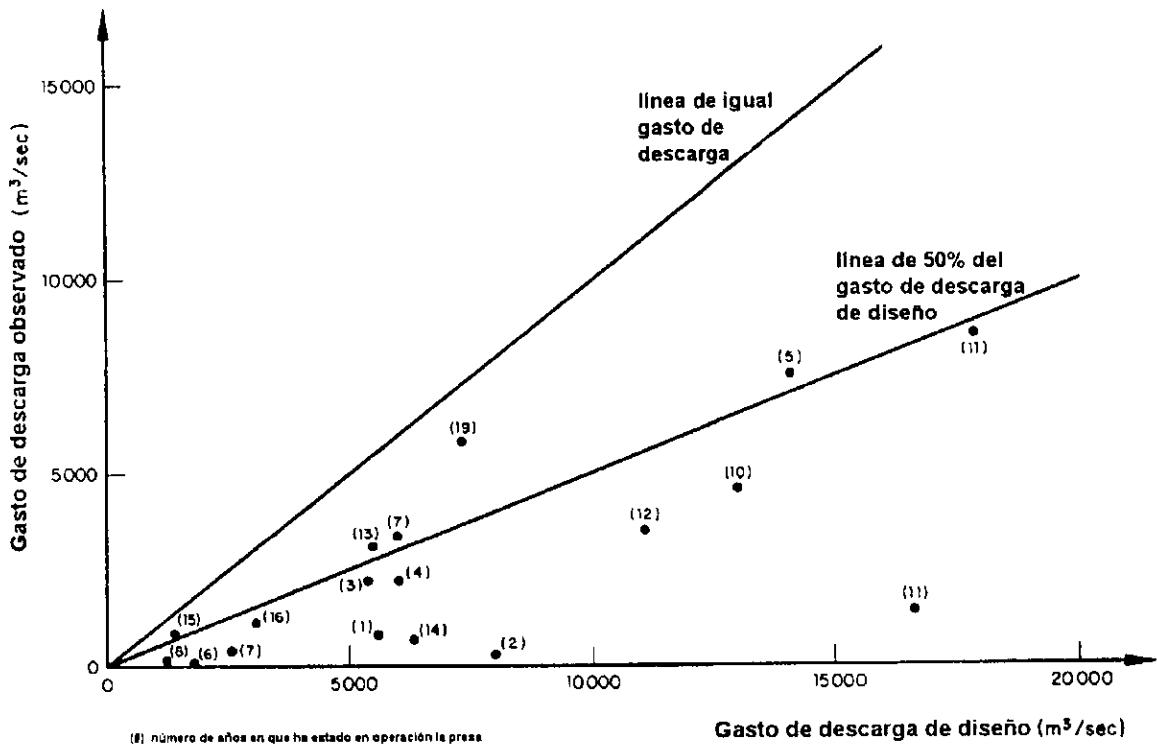


Figura 1.1 Gastos de diseño vs. gastos máximos observados en vertedores de México

la parte baja de las descargas en codos verticales.

Por todo lo anterior se puede decir que habría dos líneas de investigación: una dirigida a los problemas "comunes" en vertedores, erosión en paredes, cavitación, los efectos de turbulencia sobre los recubrimientos, socavación en las proximidades de los saltos de esquí, o al pie de las cubetas deflectoras, a la erosión en rocas y a su retroceso; otro tipo de problemas, pero de igual importancia, son las vibraciones inducidas en las compuertas. La otra línea de investigación es el estudio de los métodos para la obtención de avenidas de diseño, el cual está ligado con el de la operación de las compuertas. Como se había dicho anteriormente, todavía no ha fallado ninguna presa por haberse rebasado la capacidad del vertedor; sin embargo, varias investigaciones coinciden en que no es posible pasar por alto, por ejemplo, el estudio del volumen en las avenidas de diseño, ya que no es lo mismo transitar una avenida con gasto de pico  $Q_M$  y con volumen  $V_M$ , a otra avenida con el mismo gasto de pico  $Q_M$ , pero con volumen igual a  $2 V_M$ , pero ¿cómo estimar el volumen correcto para la avenida de diseño?

El método tradicional para la obtención de avenidas de diseño consiste en obtener el gasto de pico para un periodo de retorno, normalmente de 10000 años, por métodos probabilísticos. Una vez obtenido el gasto de pico lo que se hace a continuación es algo muy discutible, se selecciona una avenida histórica "importante" y se *mayora* para obtener una avenida semejante a la histórica, pero con gasto de pico igual al calculado anteriormente. Ésta es una manera gruesa de estimar el volumen de las avenidas de diseño. También se pueden aplicar las envolventes de Creager y Lowry, o el método de la Avenida Máxima Probable (AMP) a partir de datos de lluvia que pueden analizarse también por métodos probabilísticos, y después transformar dicha lluvia a escurrimiento a través de una relación lluvia – escurrimiento como el hidrograma unitario (Chow, 1988).

## 1.2 Objetivos

La seguridad y eficiencia de los vertedores no depende únicamente de la obtención de una avenida de diseño lo suficientemente grande como para decir, en términos probabilísticos, qué tan difícil es que se presente ésta durante la vida útil de la presa. La seguridad y eficiencia de los vertedores se refiere a que las avenidas, sea cual fuere su magnitud, no provoquen daños en sus estructuras, o bien, no sean de difícil reparación. En la tesis se tratará de abarcar tanto el diseño hidrológico de los vertedores, entendido como la estimación de las avenidas de diseño para el vertedor, como también la política de operación de los vertedores, en donde se deberá conciliar el deseo de evitar gastos de descarga que causen inundaciones aguas abajo (deseo que conduce a tratar de no abrir las compuertas) con la obligación de evitar que el nivel del agua llegue arriba del NAME (lo que conduce a querer abrir las compuertas). Se pondrá especial atención al estudio de los métodos para la obtención de avenidas de diseño, donde se analicen, tanto el gasto de pico, como el volumen de las avenidas. Estos métodos se aplicarán a casos específicos tales como Aguamilpa y El Cuchillo. Adicionalmente se estudiarán los problemas de tipo hidráulico citados anteriormente y se adoptarán como marco de referencia.

En la literatura se pueden distinguir dos formas de resolver el problema de obtener avenidas de diseño:

- 1) Análisis probabilístico conjunto de gasto de pico y volumen.

$$P(V \geq v \cap Q_p \geq q_p) = P(V \geq v | Q_p \geq q_p) \times P(Q_p \geq q_p) \quad 1.3$$

donde  $V$  es la variable aleatoria del volumen de la avenida que puede tomar un valor de  $v$ , y

$Q_p$  es la variable aleatoria del gasto pico de la avenida que puede tomar un valor de  $q$ .

- 2) Relaciones estadísticas  $\bar{Q}_i - d_i$ , donde  $\bar{Q}_i$  es el gasto promedio en una duración  $d_i$ , obtenidas de tal forma que la probabilidad de excedencia de la avenida que se obtenga, corresponda con la de los gastos de cada una de las duraciones analizadas.

Adicionalmente a estas dos líneas de pensamiento existe un enfoque distinto basado en las siguientes ideas: si se tuviera un registro largo de avenidas y se transitara cada una de ellas por el vaso se podría obtener una gráfica en tres dimensiones de las siguientes variables, volumen y gasto de pico de la avenida, y gasto máximo de descarga por el vertedor (calculado a través del tránsito de la avenida). El registro de avenidas debe contener la mayor cantidad de combinaciones posibles de gasto de pico y volumen, y si además se dibujan curvas de igual gasto de descarga para un diseño de vertedor en particular, a partir de los resultados de los tránsitos, se obtendría algo semejante a la figura 1.2.

De la gráfica anterior, se desprende que hay combinaciones de avenidas con diferentes volúmenes y gastos de pico, que producen el mismo efecto durante su tránsito por el vertedor, es decir, el mismo gasto máximo de descarga, el cual, tiene una probabilidad de que sea excedido; sin embargo, la estimación de esta probabilidad es difícil, ya que se hace con base en una función de probabilidad conjunta de las variables analizadas (gasto de pico y volumen de la avenida) que se ajuste a los datos históricos.

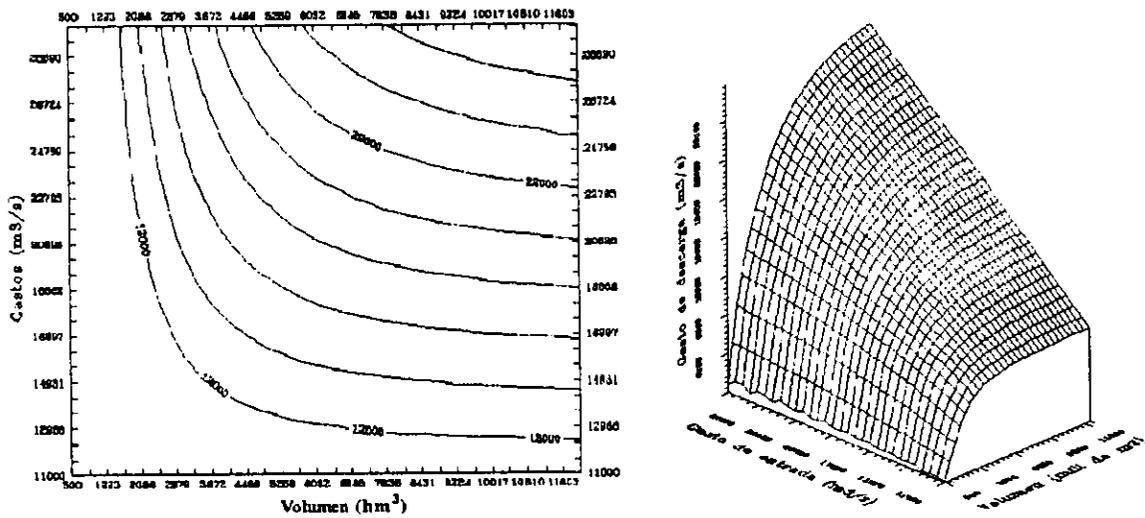


Figura 1.2 Curvas de igual gasto de descarga. en el plano V vs. Q y en 3 dimensiones V vs. Q vs. Q<sub>d</sub>

En uno de los métodos tradicionales, el de mayoración, el volumen de la avenida se estima escalando alguna de las avenidas históricas con un cierto gasto de pico asociado a una cierta probabilidad de excedencia. El diseñador puede escoger entonces una avenida histórica diferente a la mayorada para calcular el gasto máximo de descarga y asignarle a ambas ¡el mismo periodo de retorno!. Es muy difícil que en ambos casos se obtenga el mismo gasto máximo de descarga, como se aprecia en la figura 1.3, ya que si se mantiene el mismo gasto de pico de la avenida de ingreso y se cambia su volumen, se estará moviendo en dirección horizontal y se estará pasando a otra curva de diferente gasto máximo de descarga. Para que el gasto máximo de descarga no se modifique sensiblemente se requiere que los volúmenes de las dos avenidas sean muy grandes, en cuyo caso el gasto de pico de la avenida es prácticamente el mismo que el de descarga.

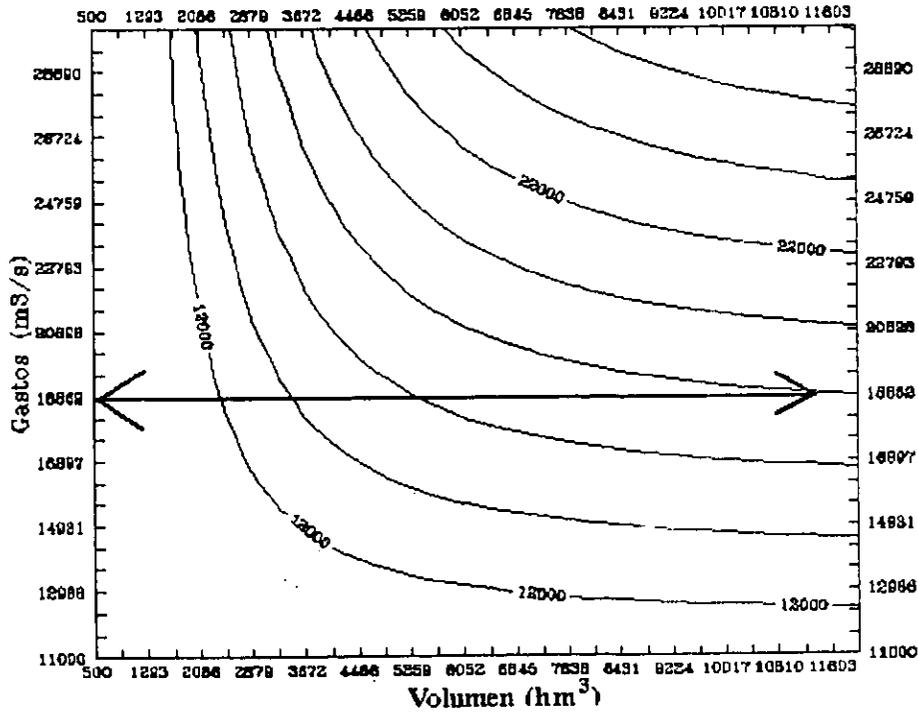


Figura 1.3 Cambio de curvas de igual gasto de descarga (flecha horizontal)

Uno de los métodos en que se analizan gasto de pico y volumen de la avenida, del cual se hablará más adelante, propone "familias" de hidrogramas con el mismo periodo de retorno. Puede efectuarse una comparación con el planteamiento teórico de las curvas de igual gasto máximo de descarga. Si se transitaran las avenidas podría verse si una de estas familias se ajusta a alguna de las curvas de igual gasto de descarga, entonces el periodo de retorno de la familia de avenidas correspondería también con el del gasto máximo de descarga de la curva. Si no fuera el caso, querría decir que la familia de hidrogramas tiene efectos diferentes en el vaso, y entonces se tendría que elegir un criterio para seleccionar la avenida de diseño de alguna de las que componen la familia de hidrogramas.

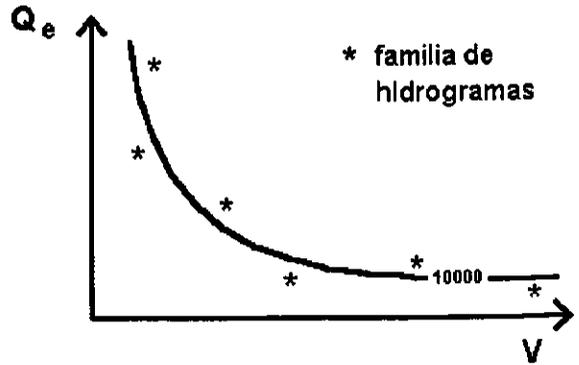


Figura 1.4 Comparación entre métodos

Teóricamente es posible asignarle a las curvas de igual gasto máximo de descarga una probabilidad de excedencia. Se puede ajustar a las variables aleatorias, gasto de pico y volumen de la avenida, una función de probabilidad bivariada con la que podría calcularse esta probabilidad, como se muestra en la figura 1.5.

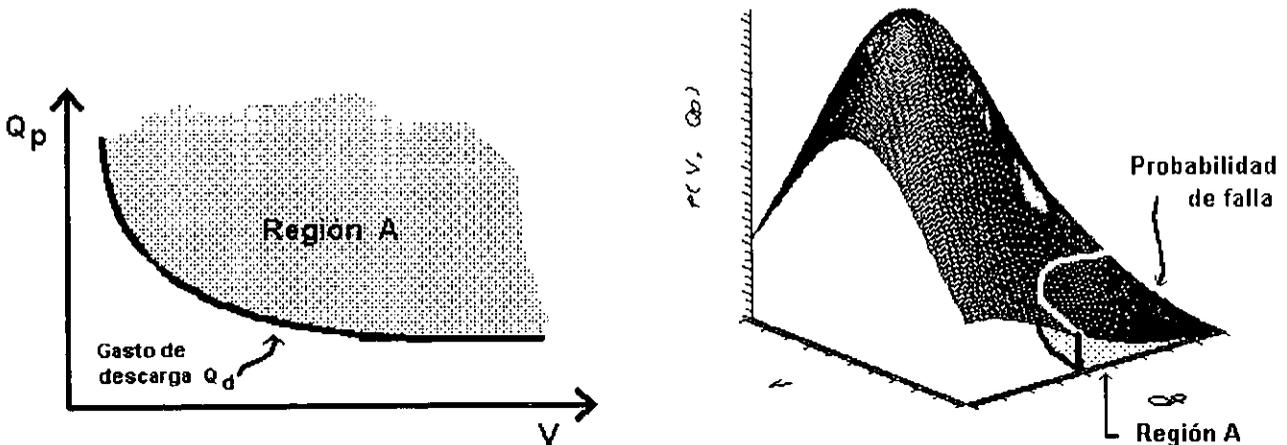


Figura 1.5 Probabilidades para una curva de gasto de descarga

La doble integral tendría como límite inferior a la curva de igual gasto de descarga, es decir

$$P(Q_e > q_e) = \iint_A f(V, Q_p) dA \tag{1.6}$$

Si se compara este enfoque con el propuesto por la ecuación 1.3, se puede decir que ésta última es una aproximación al valor teórico representado por la región A. Lo anterior se muestra en la figura 1.6. Entonces resulta que la probabilidad calculada con la ecuación 1.3 es menor que la real, lo cual querría decir que la avenida calculada corresponde a un periodo de retorno mayor.

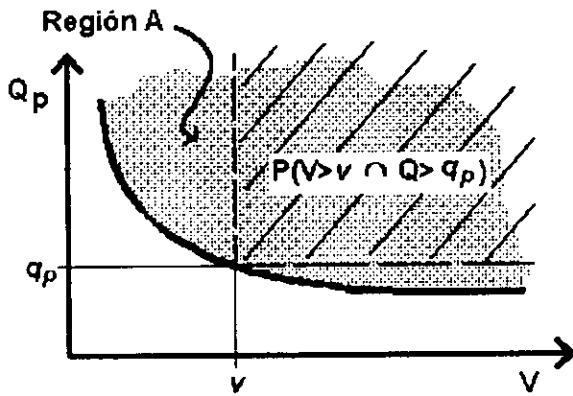


Figura 1.6 Comparación de probabilidades calculadas

excedencias. En el capítulo tres se describen los diferentes métodos para la obtención de avenidas de diseño y se realiza una primera comparación de estos para un caso específico (Aguamilpa) para observar las diferencias que existen entre ellos, así como su aplicabilidad. Con base en los resultados que arroje el capítulo tres, en el capítulo cuatro se vuelven a aplicar los métodos seleccionados a dos casos específicos (Aguamilpa y El Cuchillo) para la obtención de avenidas de diseño. En el capítulo cinco, y a partir de las avenidas calculadas en el capítulo anterior, se revisa el diseño del vertedor de la presa de Aguamilpa, para comparar tanto las dimensiones de las obras que se obtienen por cada método, como sus costos. Finalmente, en el capítulo seis se exponen las conclusiones de este trabajo.

Podrían compararse estas probabilidades con las obtenidas con otros métodos. Para hacer esto sería deseable aplicarlo a una presa con un registro largo de avenidas, de tal manera que al estimar una avenida con periodo de retorno de 500 años por ejemplo, verdaderamente se tengan 500 avenidas. Otra posibilidad sería la generación sintética de las avenidas. La serie generada proporcionaría una base de comparación para los diversos métodos para la obtención de la avenida de diseño. Una vez analizada la mejor manera de seleccionar las avenidas de diseño, pueden proponerse políticas de operación, para el caso de vertedores con compuertas.

En el siguiente capítulo se hace una descripción sucinta de los diferentes tipos de vertedor, así como los métodos de diseño tradicionales de cada una de las estructuras que componen una obra de

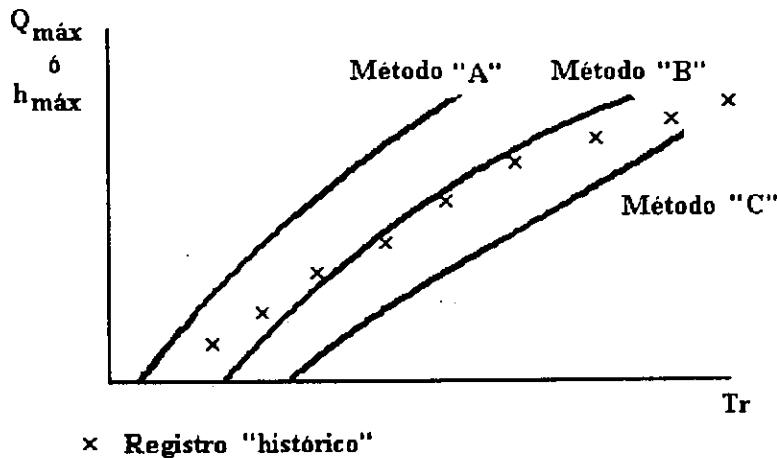


Figura 1.7 Comparación entre métodos

## CAPÍTULO 2 VERTEDORES

*En este capítulo se expondrá una breve descripción de los vertedores y las demás estructuras que componen la obra de excedencias de una presa, además de los métodos utilizados para el diseño hidráulico de estas estructuras, destacando las variables más importantes que se toman en cuenta para la selección y diseño de dichas obras. Adicionalmente se mencionan problemas comunes en la operación de vertedores y sus posibles medidas de mitigación. Finalmente se muestra la utilidad de controlar las descargas de los vertedores y las reglas o políticas de operación para hacerlo.*

### 2.1 Vertedor

El vertedor es la estructura principal de la obra de excedencias y es la zona por donde los excedentes de agua pueden fluir hacia aguas abajo de la presa sin causar daños. De acuerdo con su capacidad y frecuencia de uso los vertedores pueden clasificarse como de servicio y auxiliares. Los vertedores de servicio se diseñan con gastos de descarga que se espera sean más frecuentes, mientras que los vertedores auxiliares descargan gastos menos frecuentes. La construcción de un solo vertedor que considere toda la gama de gastos posibles puede incrementar notablemente los costos y rara vez llegaría a usarse en toda su capacidad, por lo que generalmente se opta por la construcción de dos, uno de los cuales será el de servicio, y el otro el auxiliar. En varias presas está presente un sólo vertedor, sin embargo la idea de tener dos vertedores parece ser que se ha aplicado a presas más recientes.

Los vertedores también se clasifican como de cresta libre y de descarga controlada, ya sea que tengan o no compuertas. En general es conveniente que posean compuertas para permitir la regulación de las descargas y que en un momento dado permitan almacenar más agua. Sin embargo, el uso de compuertas trae consigo el problema de su operación, el cual se analizará más tarde. En términos generales dicha operación irá enfocada a la minimización, tanto del riesgo de que sea rebasada la presa, como de los daños provocados aguas abajo de la presa por la descarga de los excedentes.

También los vertedores pueden ser de túnel, e. g. vertedores de embudo y de sifón, o trabajar a cielo abierto, como son: los de caída libre, de cimacio, de abanico, de medio abanico, de canal lateral, en rápida, etc., aunque los primeros se usan más bien en presas pequeñas. Por otro lado, las compuertas pueden ser de agujas, de bisagras, de tambor, deslizantes y radiales o de segmento (Lozoya, 1981).

#### 2.1.1 Vertedores de caída libre

Los vertedores de caída libre se recomiendan en presas de arco y para las de sección gravedad vertedoras. Una consecuencia del uso de este tipo de vertedor es la erosión producida al final de la caída. Cuando no se suministra una protección artificial puede estimarse la profundidad del pozo erosionado, por la fórmula de Veronese

$$hc = 1.9 H_r^{0.225} q^{0.34} \quad 2.1$$

donde  $hc$ : profundidad máxima del colchón formado abajo del nivel de agua del remanso, en m, igual al colchón inicial más la socavación final. Se observa que es independiente del diámetro de las partículas.

$H_r$ : caída desde el vaso al nivel de remanso, en m.

$q$ : gasto unitario, en  $m^3/s/m$ .

No se recomienda el uso del vertedor para caídas mayores de 10 m, pero si por las condiciones topográficas se propusiera un vertedor de este tipo para caídas mayores de 10 m, se recomienda crear un colchón de agua para que se disipe en él la energía. Este colchón puede lograrse utilizando, por ejemplo, la ataguía de aguas abajo para formar un tanque. Si no se puede crear el colchón de agua se aconseja la colocación de una losa anclada a la roca en la base del tanque.

### 2.1.2 Vertedores de cimacio

El cimacio es un vertedor con una cresta de control curva gruesa, cuya forma es la que tomaría la superficie inferior de la lámina vertiente de un vertedor de cresta delgada ventilada; después de esta curva continúa una rápida (tangente a la misma curva y de corta extensión) y al final, una curva con concavidad contraria a la de la cresta (es tangente a la plantilla de un tanque amortiguador o a un canal de descarga o a un salto de esquí). Si fuera necesario girar el eje del canal de entrada o el de conducción se debe procurar hacerlo en el de entrada, y para el buen funcionamiento hidráulico deben evitarse cambios bruscos de la plantilla en el sentido vertical y en el ancho del canal, y si se requiere un cambio en su ancho éste debe ser gradual.

### 2.1.3 Vertedores de canal lateral

A falta de espacio para ubicar los cimacios, los canales de entrada y la conducción, con un eje sin cambios, puede seleccionarse un vertedor que vierta a un canal paralelo a la cresta vertedora, seguido de un canal de conducción o rápida. El escurrimiento en el canal colector conviene que se de en régimen subcrítico, por lo que en el tramo final debe tener una sección de control mediante un estrechamiento o un escalón vertical. Se recomienda incrementar un 30% el coeficiente de rugosidad, ya que el vertido en el canal propicia un remolino que tiene el efecto de incrementar los tirantes en el canal. La cimentación para este tipo de vertedor debe estar sobre roca, debido a las turbulencias y vibraciones que se producen en el canal colector.

### 2.1.4 Vertedores en abanico

Este vertedor tiene un cimacio y un tanque amortiguador en forma de abanico, de ahí su nombre. En el extremo del tanque se tiene una sección de control y luego una transición de manera que el escurrimiento se acelere hasta llegar a un canal con sección constante y régimen rápido. Su empleo se considera cuando se requiere de una longitud grande de cresta y la topografía permite su construcción; además tiene la ventaja de reducir el costo de la estructura. Una variante de este vertedor es el vertedor en medio abanico que, como su nombre lo indica, es la mitad de un vertedor en abanico, y se usa para reemplazar a los vertedores de canal lateral, ya que pueden resultar más económicos.

### 2.1.5 Vertedores escalonados

Más recientemente se ha propuesto un tipo de vertedor para presas de gravedad, de sección en forma de escalera, cuyas principales ventajas son la pérdida de energía y la aireación que sufre el flujo, con lo que puede evitarse, tanto la construcción de un tanque amortiguador o de una cubeta deflectora, como el fenómeno destructivo de la cavitación. Otra ventaja es que su construcción se facilita ya que un vertedor normal empieza a construirse en forma escalonada. Los criterios de diseño han sido propuestos por Chanson (1994), mientras que Sánchez (1997) ha revisado algunos de estos criterios: sin embargo, en nuestro país aún no se han tenido experiencias con vertedores de este tipo.

### 2.1.6 Vertedores de embudo

Consta principalmente de cinco elementos: una cresta ancha, que en planta es circular, una transición, una lumbrera vertical o inclinada, un codo y un túnel de descarga. En este tipo de vertedor el agua pasa a través de la cresta y cae en la lumbrera, la cual se conecta a la zona de descarga en el río a través del túnel de descarga.

Es importante mencionar que el control de las descargas cambia al irse incrementando la carga sobre el vertedor en proporción de la carga  $h^{3/2}$ , pero cuando el conducto se llena el gasto se incrementa en razón de la carga  $h^{1/2}$ ,

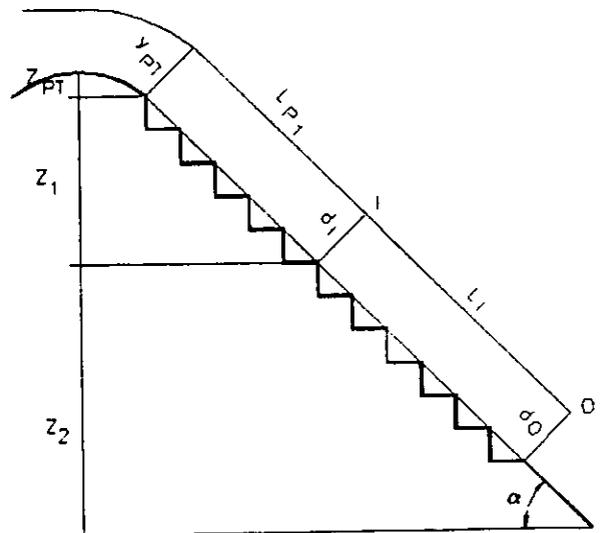


Figura 2.1 Vertedor escalonado

es decir, disminuye la capacidad de regulación del vertedor, por lo que su uso sólo se puede aplicar a presas pequeñas.

### 2.1.7 Sifones vertedores

El conducto por el que vierte este vertedor es un sifón, es decir, tiene una forma de "u" invertida. El extremo que va del lado del vaso se encuentra sumergido, con lo que además se evita la entrada de cualquier otro material y la formación de vórtices, que por la inclusión de aire, rompan la acción sifónica. En el otro extremo la salida del sifón puede estar o no ahogada.

Debe cuidarse que el conducto sea lo suficientemente rígido para resistir las fuerzas de colapso debidas a las presiones negativas con las que trabaja el sifón. Además debe limitarse la carga negativa a un máximo de 6 m, para evitar las presiones absolutas cercanas a las de vaporización.

## 2.2 Diseño hidráulico

Aunque el objetivo del trabajo no contempla hacer un análisis exhaustivo del diseño hidráulico de vertedores y sus componentes, se ofrece una revisión sucinta de los aspectos más importantes y novedosos que deben ser tomados en cuenta para su buen funcionamiento. En este subcapítulo se describirán los aspectos generales de diseño de diferentes estructuras que componen la obra de excedencias y llevará el orden con el que comúnmente se describen éstas: canal de acceso, estructura de control, diferentes tipos de vertedor y estructuras terminales. Gran parte de esta información se tomó del Manual de Diseño de Obras Civiles de la C. F. E., capítulo referente a Obras de Excedencias (Lozoya, 1981), y del seminario "Introducción al Diseño de Obras de Excedencias", impartido en la DEPTI de la UNAM por el M. en I. José Luis Sánchez B en el año de 1997. También se recalca el hecho de que en todos los casos la topografía y la geología del lugar son las primeras limitaciones o restricciones de los diseños, y claro, es en gran medida el factor en el que se basa para elegir el tipo de vertedor que más convenga.

El gasto con el que se diseña el vertedor es el gasto máximo de descarga, calculado al transitar la avenida de diseño con período de retorno de 5000 años; adicionalmente, se deben revisar las demás estructuras con gastos menores y, cuando la descarga es controlada, se define un gasto mínimo de descarga, con el cual deben revisarse los canales de descarga, tanques amortiguadores y cubetas deflectoras.

### 2.2.1 Diseño hidráulico del canal de acceso

Su objetivo es conducir el agua hasta la estructura de control, de manera que el flujo no presente irregularidades, y que las pérdidas de carga sean mínimas. Por lo anterior, el régimen del canal debe ser lento y, por lo tanto, su análisis se hace de la sección de control hacia aguas arriba. Si el canal tiene su eje curvo se aconseja que sus secciones coincidan con las equipotenciales de la red de flujo. La profundidad de este canal se calcula como se indica en el siguiente subcapítulo.

### 2.2.2 Diseño hidráulico de cimacios

El gasto de descarga de esta estructura está dado por la fórmula general de vertedores:

$$Q = C_d L_e H^{3/2} \quad 2.2$$

donde  $C_d$ : coeficiente de descarga, en  $m^{1/2}/s$

$H$ : carga total sobre la cresta, en m

$L_e$ : longitud efectiva de cresta, en m

$Q$ : descarga, en  $m^3/s$

Su aplicación se restringe a estructuras con cresta libre o con pilas para compuertas, pero sin que éstas estén trabajando. Si las compuertas están parcialmente abiertas, la descarga se determina con la fórmula general para orificios:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH}$$

2.3

- donde  $C_d$ : coeficiente de descarga, adimensional  
 $A$ : área del orificio, en  $m^2$   
 $g$ : aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$   
 $H$ : carga al centro del orificio, en m  
 $Q$ : descarga, en  $m^3/s$

La cresta vertedora sobresale del nivel de la plantilla del canal de acceso y forma una sección de control, la cual permite conocer el gasto que pasa por esta sección con solo medir el tirante de agua. Cuando existen pilas sobre la cresta vertedora, esta longitud se ve reducida y, debido a los estribos, se producen contracciones en el flujo que la reducen un poco más, por lo que es necesario calcular la longitud efectiva de la cresta mediante la expresión:

$$L_e = L - 2(N K_p + K_a) H \quad 2.4$$

- donde  $L$ : longitud total de la cresta (menos la longitud de las pilas), en m  
 $N$ : número de pilas  
 $K_p$ : coeficiente de contracción por pilas  
 $K_a$ : coeficiente de contracción por estribos  
 $H$ : carga total sobre la cresta, en m  
 $L_e$ : Longitud efectiva de cresta, en m

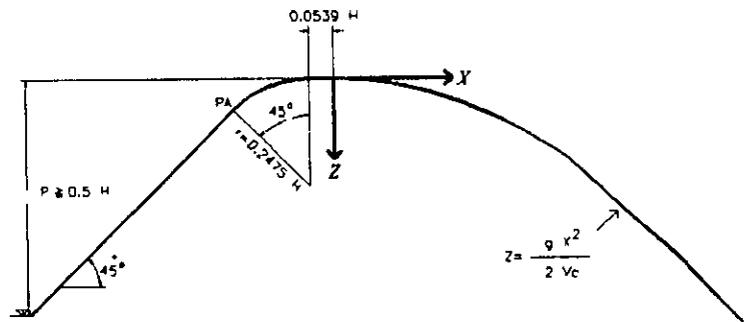


Figura 2.2 Perfil del cimacio

La forma del cimacio se diseña a partir de que el flujo siga una trayectoria sin estructura que la soporte, e sea, sin cimacio. De esta manera se consigue que el flujo se amolde naturalmente al piso del cimacio. En la fig. 2.2 se observan diferentes expresiones para obtener el perfil del cimacio en función de la velocidad crítica, del talud y de la relación  $P/H_d$ , donde  $P$  es el desnivel entre la cresta del cimacio y el fondo del canal de acceso, en m, y  $H_d$  es la carga de diseño del cimacio, en m (Sotelo, 1985; Smetana, 1957).

Para que el flujo en el cimacio no se vea afectado por el nivel del agua aguas abajo de la cresta se revisa el índice de ahogamiento, definido como

$$I_A = \frac{1.1123 H + Z - T}{1.1123 H} \quad 2.5$$

donde  $T = Y \cos \theta$

La condición en que el flujo en el cimacio no se ahoga es  $I_A \geq 0.7$ .

Esta condición marcará el fin del cimacio y el inicio de la rápida. Si el ángulo  $\theta$  en la última sección del cimacio no coincide con la pendiente de la rápida será necesario utilizar una curva vertical de liga, cuyo radio se aconseja sea de 7 a 8 veces el espesor de la vena en la sección donde inicia la curva.

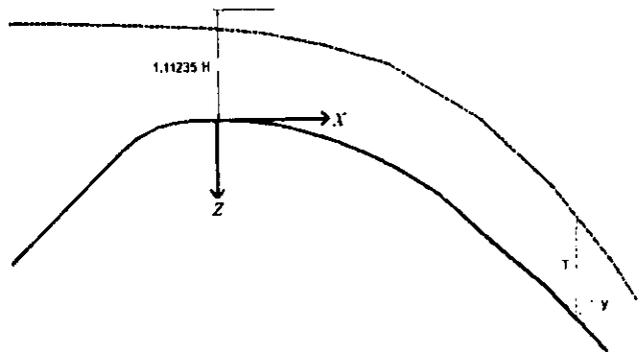


Figura 2.3 Índice de ahogamiento

Cuando la descarga es controlada, normalmente se utilizan compuertas radiales cuyo diseño consiste en definir tres elementos: su altura, su radio y la altura del perno (figura 2.4), así como las fuerzas que inciden en ellas, presiones, fuerzas hidrostáticas e hidrodinámicas, fuerzas resultantes y vibraciones (la formación de vórtices es una de sus causas).

Para prevenir las vibraciones se estima la carga crítica de agua sobre la compuerta, por arriba de la cual ya no pueden formarse. Dicha altura puede estimarse con la siguiente expresión:

$$H_{cr} = 0.5 \frac{V_0}{g D} \tag{2.6}$$

$$V_0 = \frac{Q}{0.64 a}$$

donde D: diámetro de un círculo que tenga una área igual a la de la abertura de la compuerta, en m (se denomina diámetro equivalente)

Q: gasto que sale por la compuerta, en m<sup>3</sup>/s

a: área de la abertura de la compuerta, en m<sup>2</sup>

También pueden usarse costillas antivórtice como las que se muestran en la fig. 2.4. Su función es la de evitar vórtices cerca de las compuertas. Estos aditamentos deben ensayarse en laboratorio.

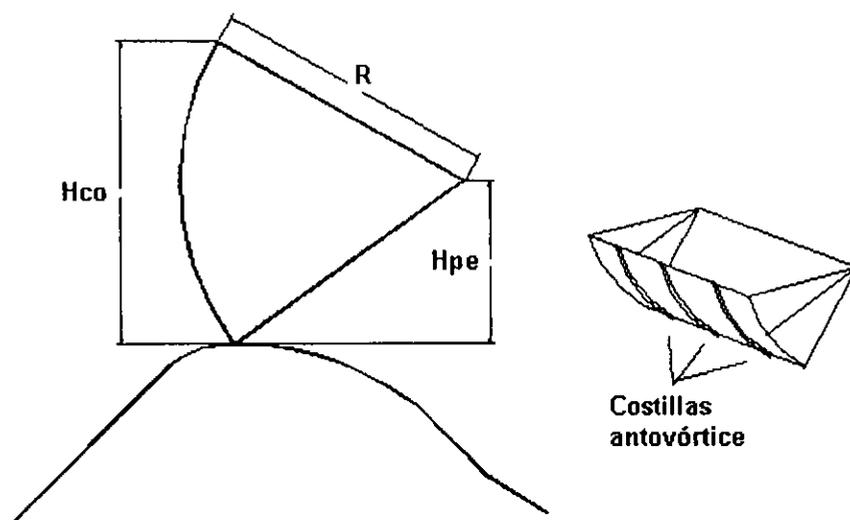


Figura 2.4 Compuertas y aditamentos para evitar la formación de vórtices

### 2.2.3 Diseño hidráulico del conducto de descarga

El perfil en el canal de descarga puede calcularse mediante la ecuación de Bernoulli aplicándola por tramos. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que en canales de gran pendiente, y si se usan secciones trapeziales, la designación de taludes verticales debe corregirse, ya que en el cálculo se requieren los taludes normales a la plantilla, con las expresiones siguientes:

$$K' = \frac{K}{\cos^2 \theta} \quad \text{pendiente descendente}$$

2.7

$$K' = K \cos^2 \theta \quad \text{pendiente ascendente}$$

donde  $\theta$  es la pendiente del canal y  $K$  es la designación de talud vertical.

Otro efecto producido en el flujo supercrítico es el aumento de la rugosidad debido a la inclusión de aire por la superficie libre y a las posibles ondas de Mach, el cual se puede tomar en cuenta con la expresión (Sánchez, 1997)

$$n_{\text{corregida}} = n Fr^{0.176} \quad 2.8$$

donde  $n$ : coeficiente de rugosidad para el material de que está hecho el canal

$n_{\text{corregida}}$ : nuevo coeficiente de rugosidad que toma en cuenta el flujo supercrítico en el canal

$Fr$ : número de Froude

Si el canal tiene gran pendiente y gran curvatura la carga de presión sobre el fondo se puede calcular con:

$$H = D \cos \theta \pm \frac{V^2 D}{g r} \quad 2.9$$

donde  $D$ : tirante medido en dirección perpendicular a la plantilla del canal, en m

$\theta$ : ángulo entre la plantilla y la horizontal

$V$ : velocidad media del escurrimiento, en m/s

$g$ : aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$

$r$ : radio de curvatura vertical de la plantilla, en m

$H$ : carga de presión, en m

El término  $V^2 D / g r$  será positivo en canales cóncavos y negativo en canales convexos.

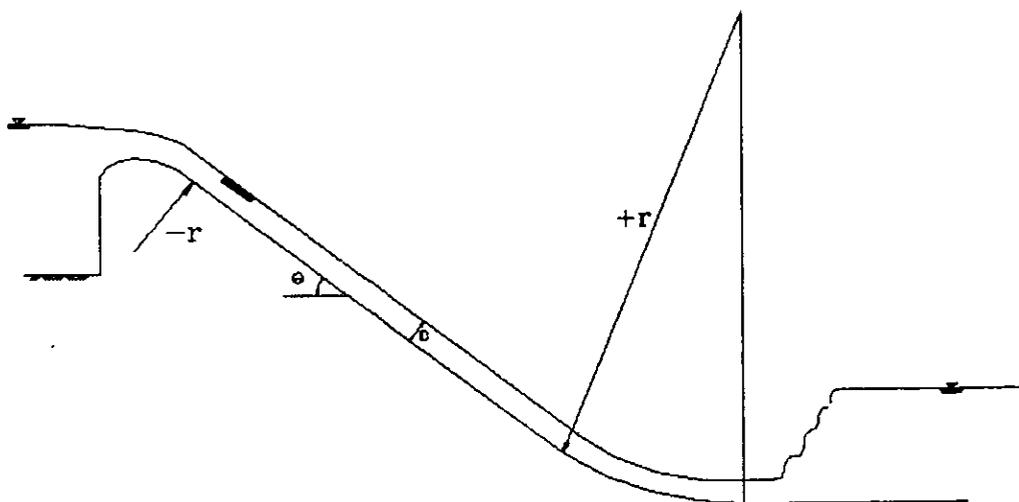


Figura 2.5 Canal con gran pendiente

En caso de que el canal presente una curva horizontal se producirá en una orilla del canal una sobrelevación del nivel del agua que se propaga hacia aguas abajo de la curva. Este efecto puede limitarse a un tramo del canal si se utiliza una curva compuesta, mientras que el de las ondas de Mach se disminuye por la adopción de una pendiente transversal ( $S_T$ ) en la plantilla, que se calcula igualando la componente del peso a lo largo de la pendiente transversal, con la fuerza centrífuga, determinada por el radio  $R$  y la velocidad  $V$ , es decir

$$S_T = \frac{V^2}{gR} \quad 2.10$$

Cuando sea preciso tener un canal con los dos tipos de curvatura, los radios y las deflexiones se relacionan mediante

$$R_H = \frac{\Delta\Theta_V}{\Delta\Theta_H} R_V \quad 2.11$$

donde  $\Delta\Theta_V$  y  $\Delta\Theta_H$  son las deflexiones de las curvas vertical y horizontal, respectivamente, y  $R_V$  y  $R_H$  los radios de las curvaturas, vertical y horizontal, respectivamente.

Una estimación del libre bordo para el canal de descarga está dado por

$$LB = 0.60 + 0.037 V^3 D \quad 2.12$$

donde  $V$ : velocidad del escurrimiento en m/s

$D$ : tirante, en m

$LB$ : bordo libre, en m

En términos generales, el canal debe adaptarse a las condiciones geológicas y topográficas del sitio y excavarse sobre roca competente. Se recomienda que el tramo inicial tenga poca pendiente hasta interceptar el perfil del terreno, y a partir de este punto se debe seguir aproximadamente el perfil del terreno natural, a través de tramos rectos unidos entre sí por curvas verticales, las cuales deben ser sustancialmente más tendidas que la trayectoria de un chorro libre bajo una carga igual a la energía específica a la entrada de la curva.

Otro factor importante que debe ser tomado en cuenta en los canales con fuerte pendiente es la cavitación, la cual aparece a velocidades superiores a los 28 m/s y si la concentración de aire disuelto es menor al 4%. El fenómeno consiste en la formación de burbujas que contienen vapor dentro de un medio líquido, y se generan porque la presión se vuelve menor que la presión de vaporización del líquido y a las irregularidades en las paredes de la conducción. El daño que produce la cavitación es básicamente la erosión de las superficies expuestas a la implosión de las burbujas de vapor. En algunos casos la solución del problema puede ser bastante complicada y costosa.

El riesgo de que se presente la cavitación en algún punto del vertedor, puede estimarse mediante el índice de cavitación incipiente  $\sigma_i$  y el número de Thoma  $\sigma$ :

$$\sigma = \frac{h_p - h_v}{\frac{v^2}{2g}} \quad 2.13$$

donde  $h_p$ : carga de presión en la zona de interés, en m

$h_v$ : carga de vaporización del líquido, en m

$v^2/2g$ : carga de velocidad en la zona de interés, en m

$\sigma$ : número de Thoma o índice de cavitación, adimensional

El índice de cavitación incipiente  $\sigma_i$  se obtiene experimentalmente de las características del flujo, cuando aparecen las primeras manchas blancas características de la cavitación. Entonces se compara con el índice de

cavitación  $\sigma$  que se tiene en la rápida en las condiciones de operación. Para un escurrimiento con  $\sigma$  mayor que  $\sigma_c$ , no habrá cavitación; para  $\sigma$  menor que  $\sigma_c$  si la habrá.

Una forma de evitar la cavitación es no usar codos verticales en el canal de descarga, o bien, usar aireadores, los cuales son dispositivos que succionan aire al mismo tiempo que se separa la parte inferior de la vena líquida del fondo del canal, permitiendo con ello aumentar la concentración de aire disuelto del fluido.

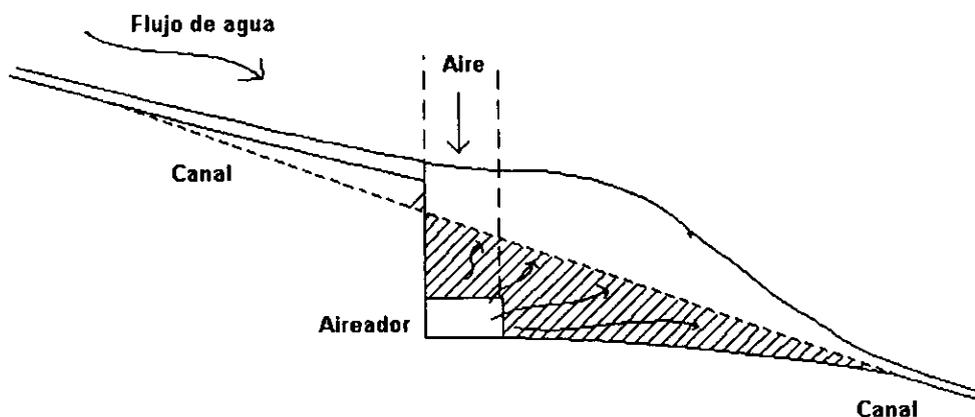


Figura 2.6 Acción de los aireadores en el canal de descarga

El problema consiste en calcular la separación entre aireadores, de modo que la concentración de aire sea superior al 4 o 6%, lo cual puede hacerse mediante un modelo de difusión a través de un esquema en diferencias finitas a lo largo del canal, a partir de las características hidráulicas conocidas del flujo. Para tal efecto se cuenta con programas en lenguaje Basic, que se presentan en el anexo.

#### 2.2.4 Diseño hidráulico de la estructura terminal

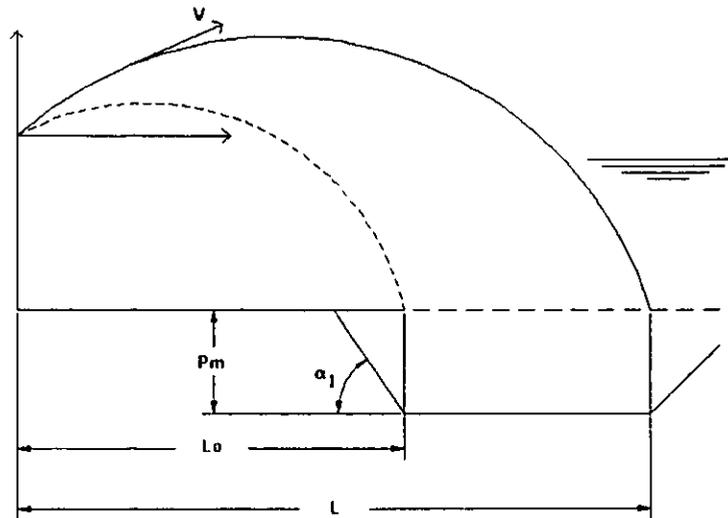
El objetivo de la estructura terminal es disipar la energía del flujo, de modo tal que no resulte afectada la estabilidad de la cortina y se disminuya el efecto erosivo. Esto puede realizarse, por ejemplo, mediante una cubeta deflectora (o salto de esquí) con lo que la energía del flujo se disipa en el aire, o bien por medio de un tanque amortiguador, para formar un salto hidráulico en su interior.

Para diseñar una cubeta deflectora se considera que la trayectoria del flujo que sale de ella es parabólica, si el nivel aguas abajo no ahoga la descarga. Al proyectarse el chorro al aire se tiene un efecto atomizador en el agua, de modo tal que parte de la energía del flujo se disipa de esta forma. Sin embargo, se estima la longitud del chorro (Rouse, 1950) y la profundidad de socavación para asegurar que no se dañará la base de la cortina y de la cubeta o las márgenes del río, a través de la fórmula de Tamainirovich

$$Pm = 6 Y_c \tan \alpha_1 \quad 2.14$$

Finalmente se recomienda que para evitar funcionamientos defectuosos con gastos menores se disponga de un ángulo de salida entre  $15^\circ$  y  $25^\circ$  y emplear radios del orden de 15 veces el espesor de la vena en la cubeta. Es posible que al diseñar los aireadores, uno de ellos quede dentro de la cubeta.

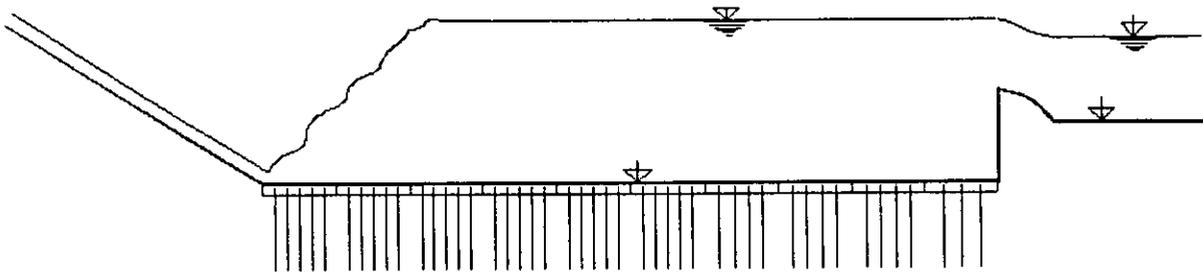
En el diseño de un tanque amortiguador se utiliza la teoría del salto hidráulico, que no es más que el análisis del cambio de régimen rápido a uno lento, con la formación de turbulencia y la consecuente disipación de energía. Para los cálculos se emplea el principio de conservación de momentum antes y después del salto, para asegurar que el salto se produzca al pie del canal de descarga, es decir, dentro del tanque.



*Figura 2.7 Chorro de una cubeta deflectora*

Es especialmente importante el diseño de las losas en esta estructura, ya que debido a la variación continua de fuerzas verticales, éstas pueden llegar a desprenderse, por lo que deben anclarse con varillas, evitándose así el fenómeno de subpresión en la losa del tanque.

La longitud del tanque será de 4 a 5 veces el tirante en el tanque y se dará un libre bordo de aproximadamente el 20% del tirante en el tanque. Si se proponen diseños de tanques amortiguadores de sección trapecial,



*Figura 2.8 Salto hidráulico y anclamiento de la losa de fondo del tanque amortiguador*

invariablemente deberá probarse su funcionamiento en el laboratorio.

### 2.3 Políticas de operación

Como se escribió anteriormente, es de mucha utilidad disponer de dispositivos electromecánicos que permitan controlar las descargas de una presa, lo cual permite, tanto reducir las descargas provenientes de avenidas extraordinarias, como almacenar excedentes de agua, con lo que se incrementa la capacidad del vaso. La desventaja es que este supuesto control puede escapársenos de las manos al no saber con exactitud las entradas futuras al vaso. Para ello se han propuesto diversas políticas de operación para las que, irremediamente después de un cierto nivel, las compuertas deben abrirse por completo, para no correr el riesgo de que la cortina sea rebasada y provocar su falla. Alcanzar dicho nivel supone, en la mayoría de los casos, entradas extraordinarias al vaso y, por lo tanto, poco frecuentes. Por ello es importante la determinación de avenidas con una cierta probabilidad de ocurrencia, que permitan definir las políticas de operación de los vertedores, con un conocimiento de los daños esperados por las descargas.

En otras palabras, una política de operación permitirá reducir el pico de una avenida extraordinaria, con lo que se reduce el peligro de inundación aguas abajo de la presa. Esto es cierto para avenidas de hasta un cierto período de retorno; sin embargo, para avenidas con períodos de retorno grandes, las descargas podrían ser de todos modos capaces de producir inundaciones aguas abajo, pero evitarían que la presa sea rebasada.

A nuestro país aún no ha llegado la automatización de las compuertas de los vertedores, debido a su costo elevado y a la necesidad de mantener una información continua de las entradas al vaso, ya sea de escurrimientos o precipitaciones. Es por ello que la operación de las compuertas la realizan actualmente operadores humanos, sujetos a cometer errores, por lo que es una condición primordial lograr una sencillez en las políticas para su fácil aplicación.

Una clasificación de las políticas de operación puede hacerse con base en el número de variables de estado que se toman en cuenta. Éstas pueden ser el nivel actual en el vaso, las entradas al vaso, la precipitación en la cuenca, el estado de saturación del suelo, las condiciones meteorológicas, etc. En la mayoría de los casos las decisiones se toman únicamente observando los niveles en el vaso. Por supuesto que la experiencia es de gran utilidad en este caso, pues se puede conocer la capacidad de regulación de la presa y el régimen de escurrimientos de la cuenca, lo cual es importante si el ascenso del nivel es rápido. Normalmente se dibujan curvas de elevación contra gastos de descarga o apertura de compuertas, con lo que el operador sabe que maniobra debe realizar. Dichas curvas se pueden calcular bajo dos criterios, mantener gastos constantes a determinados niveles del vaso, o bien, abrir las compuertas a medida que aumenta el nivel del agua en el vaso. Si se incorpora el análisis de los escurrimientos al vaso bien podrían pronosticarse las futuras entradas a él, es decir, tratar de "adivinar" el hidrograma de entrada, con lo que se podría transitar y estimar los gastos de descarga. El pronóstico puede hacerse con base en estaciones hidrométricas en la cuenca, en estaciones climatológicas y mediante el seguimiento de la actividad meteorológica. Los procedimientos pueden ser el análisis estadístico de las ramas de ascenso de los hidrogramas, o bien, mediante series de tiempo de los gastos de entrada y de la precipitación en la cuenca (Domínguez, 1989).

Para comparar los diferentes métodos analizados se propone utilizar una política de operación con la elevación en el vaso y las condiciones de inundación aguas abajo de la presa, como variables de estado. Ésta consistirá, en términos generales, en definir un gasto mínimo de descarga, una ley, de gastos contra elevaciones, lineal, definida por la avenida de diseño con período de retorno de 450 años, por ejemplo, de tal forma que después de sobrepasar la elevación máxima a la que se llegue con esta avenida, se abrirán por completo las compuertas (Sánchez y Jiménez, 1998).

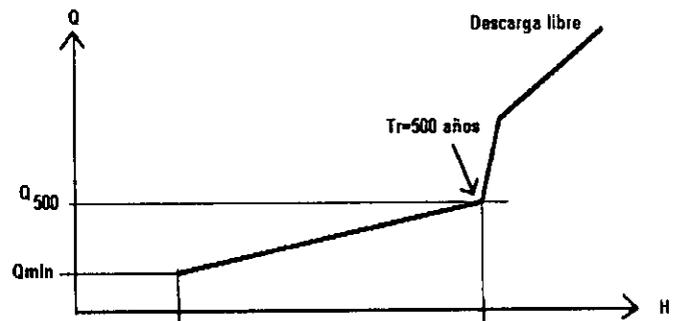


Figura 2.9 Política de operación

Los períodos de retorno elegidos de 5000 años para la avenida máxima, y de 450 para definir el punto en que se abren por completo las avenidas, se obtiene al calcular la probabilidad de que no se presente el evento con período de retorno  $T_R$  durante la vida útil  $U$  de la presa, dada por la ecuación siguiente.

$$P(\text{evento sea mayor durante su vida útil}) = 1 - (1 - 1/T_R)^U \quad 2.15 \text{ ó } 2.11$$

Así, si se supone una vida útil de 100 años y para períodos de retorno de 5000 y 450 años se tiene que

$$P_{100 \text{ años}, T_R = 5000 \text{ años}} = 1 - (1 - \frac{1}{5000})^{100} = 0.0198$$

$$P_{100 \text{ años}, T_R = 450 \text{ años}} = 1 - (1 - \frac{1}{450})^{100} = 0.1995$$

es decir, que la probabilidad de que sea mayor el evento de periodo de retorno de 5000 años durante su vida útil es de aproximadamente 50 veces a 1, mientras que con el período de retorno de 450 años es de 5 a 1.

En realidad, la definición del período de retorno debe hacerse a partir de un análisis económico en el que se estimen los daños esperados para diferentes períodos de retorno, así como los costos de construcción de la presa. Sólo de esta manera será posible calcular el periodo de retorno óptimo (Jiménez y Domínguez, 1992). Sin embargo, como una primera aproximación, pueden elegirse estos niveles de seguridad para diseñar el vertedor.

En el capítulo 5 se hará una aplicación de todos estos conceptos a dos casos específicos, las presas de Aguamilpa y de El Cuchillo, tanto en el diseño de la obra de excedencias, como en la selección de una política de operación confiable.

## CAPÍTULO 3 AVENIDA DE DISEÑO

Las avenidas de diseño se utilizan para dimensionar diversas estructuras que componen el vertedor de excedencias. Adicionalmente las avenidas de diseño pueden emplearse para otros fines, como puede ser la obtención de políticas de operación de las compuertas del vertedor, y para la determinación de zonas de inundación en cauces naturales con diferentes niveles de riesgo. Existen varios métodos para obtener avenidas de diseño, el más común es el método de la Avenida Máxima Probable. En una primera aproximación se pueden usar las envolventes de Creager, y si se dispone de suficiente información hidrométrica se pueden utilizar métodos estadísticos con los que es factible analizar no sólo información de gastos de pico, sino también la forma del hidrograma y el volumen de la avenida. En algunos métodos se toman en cuenta las características de las cuencas a través de análisis regionales. En este capítulo se presentan métodos estadísticos en los que se toma en cuenta el gasto de pico y la forma o el volumen del hidrograma. El objetivo es comparar estos métodos para el cálculo de la avenida de diseño y observar las ventajas que puedan ofrecer para condiciones particulares. El capítulo se organiza de la siguiente manera: primero se hará una descripción de diferentes métodos, desde los tradicionales hasta los últimos propuestos en la literatura; enseguida se efectuará la comparación de los métodos seleccionados. En capítulos posteriores se estudiarán las diferencias de las avenidas obtenidas en el diseño de la obra de excedencias y el impacto de éstas en los costos de construcción.

### 3.1 Métodos para obtener avenidas de diseño

#### 3.1.1 Método tradicional o de mayoración

En el Manual de Avenidas de Diseño de C. F. E. (Dominguez, 1980) se menciona que con el análisis estadístico de gastos máximos se puede inferir el gasto de pico de la avenida, y su volumen se estima al multiplicar cada una de las ordenadas de la mayor de las avenidas registradas en el pasado, por una constante igual a la relación entre el valor del gasto de pico obtenido estadísticamente y el de la avenida histórica seleccionada. Este método llamado de Mayoración, junto con el de la Avenida Máxima Probable (AMP) y los hidrogramas unitarios, han sido usados en muchas presas de México.

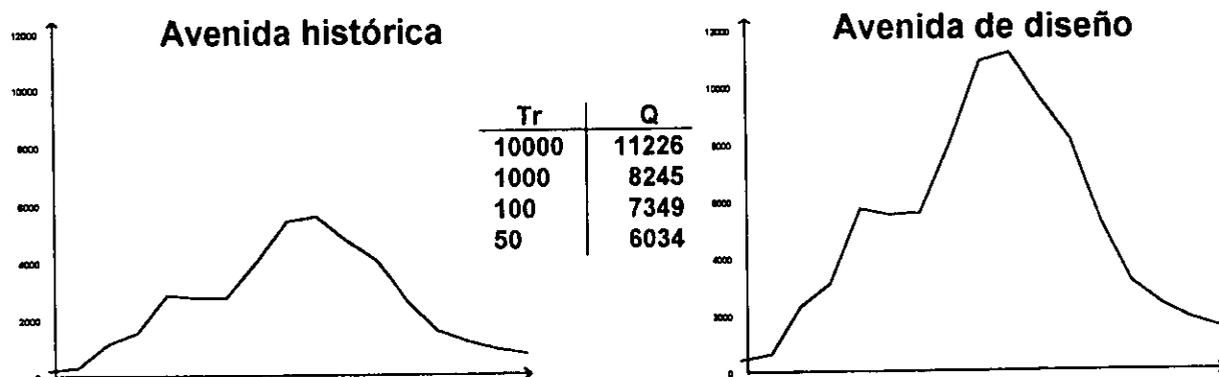


Figura 3.1 Método de mayoración

#### 3.1.2 Avenida máxima probable

La "Precipitación Máxima Probable" (PMP) y la "Avenida Máxima Probable" (AMP) corresponden al concepto de la estimación de un valor límite, es decir, la magnitud máxima posible de un evento hidrológico, en un lugar dado, utilizando la mejor información hidrológica disponible (Chow, 1988). Asimismo, la Organización Meteorológica Mundial (1983) define a la PMP como "una cantidad de precipitación que es cercana al límite físico superior para una duración dada sobre una cuenca particular". Ésta representa una altura de precipitación, por lo que para conocer su distribución temporal, es decir, la Tormenta Máxima Probable (TMP), se deben analizar diferentes combinaciones de incrementos de la PMP, para lo cual se utiliza la experiencia y toda la información disponible de mapas climáticos de tormentas históricas, y si no existe información suficiente, se

realiza una transposición de tormentas, de modo que se produzca el máximo escurrimiento (Aparicio, 1989). Sin embargo, una combinación comúnmente adoptada es la que comienza con la mayor cantidad y continúa con incrementos decrecientes. Una vez obtenida la TMP se obtiene la AMP mediante un modelo lluvia - escurrimiento, por ejemplo, un hidrograma unitario. Hay que recalcar que a la AMP no se le puede determinar su frecuencia, aunque algunos autores la igualan al período de retorno de 10000 años (Dawdy y Lettenmaier, 1987).

### 3.1.3 Método del Natural Environmental Research Council

En el "Reporte de estudios sobre avenidas" (NERC, 1975) se propone un método para estimar volúmenes de avenidas para diferentes duraciones, mediante el empleo de "curvas de reducción", que relacionan el gasto promedio de un registro con los gastos promedio para varias duraciones (ver figura 3.2). Estas duraciones pueden ser días u horas, y las curvas están asociadas a cuencas con características parecidas; por ejemplo, las líneas tendrán más curvatura a medida que las cuencas tengan relieves más abruptos. De acuerdo con la región analizada se selecciona una de las curvas de reducción (figura 3.2a) y se analizan los gastos máximos para un período de retorno dado para la cuenca.

La figura 3.2b es el resultado de este método y permite conocer el volumen asociado al período de retorno seleccionado, pero no la forma del hidrograma; sin embargo, del diagrama pueden proponerse varios hidrogramas y, posteriormente seleccionar uno mediante algún criterio, que no es especificado por los autores.

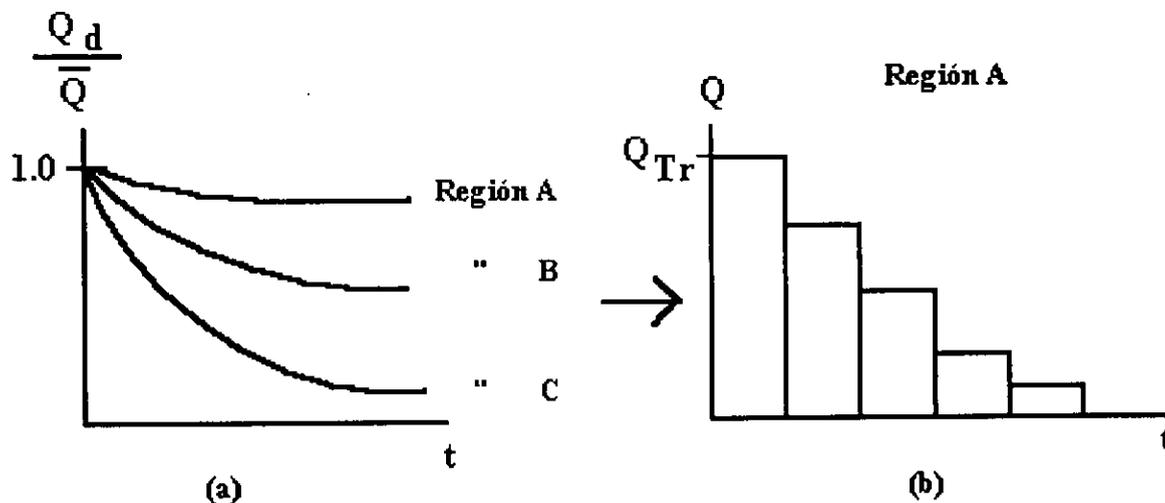


Figura 3.2 Método del NERC

### 3.1.4 Método de Volúmenes

El Instituto de Ingeniería y la C.F.E. proponen un método para calcular avenidas de diseño (Dominguez, 1997), con un enfoque semejante al del NERC, descrito anteriormente. Consiste en calcular gastos promedio máximos, a partir de gastos medios diarios, para duraciones de 1 al total de días que se requiera, y para todo el período de registro de la estación analizada. Posteriormente, a cada una de estas series se le ajusta una función de probabilidad para calcular gastos para diferentes períodos de retorno.

A partir de estos valores, y para un período de retorno seleccionado, se calculan las ordenadas de un hidrograma (figura 3.3a), el cual se deberá organizar de manera que resulte uno parecido a los históricos (figura 3.3b). De esta manera es posible calcular también el volumen asociado a esta avenida. Al igual que el método del NERC, el ordenamiento anterior presenta el defecto de ser un tanto subjetivo; además, las curvas se obtienen a partir del análisis de los gastos máximos para diferentes duraciones en un año, y no para avenidas en particular, por lo que se analiza la condición más desfavorable de cada año; en otras palabras, se espera que este método sea conservador.

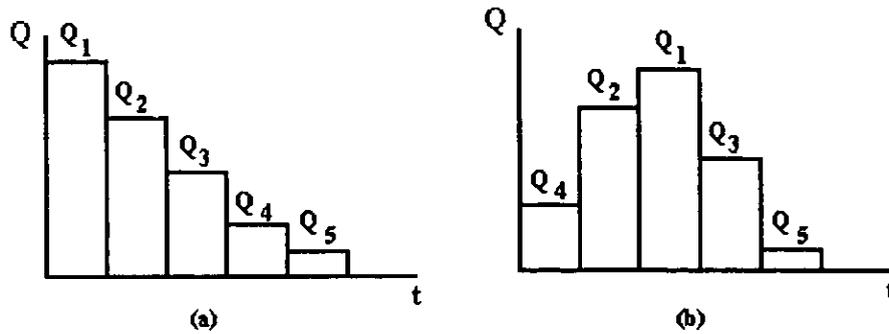


Figura 3.3 Método de volúmenes

Vázquez (1995) añadió al método anterior un procedimiento que permite realizar un análisis de las posibles combinaciones de ordenamiento de los gastos medios diarios y calcular un gasto de descarga esperado. Dicho método se basa en proponer reordenamientos de los gastos medios diarios a partir de los que se presentaron con mayor frecuencia en las avenidas históricas máximas de cada año. Esto se hace asignando al gasto medio de cada día de la avenida analizada, un número de orden que corresponde al usado para seleccionar los promedios máximos para varias duraciones. Se calculan las posibles combinaciones para los gastos más grandes, en el caso de que se seleccionen 4 días, se tendrán  $2^{4-1}=8$  combinaciones posibles. De cada una de ellas se observa su frecuencia dentro de las avenidas históricas, para que una vez transitadas se calcule el valor esperado del gasto máximo de descarga, o el de la carga máxima sobre el vertedor.

### 3.1.5 Método de Hiemstra y Francis

Hiemstra y Francis (1979) proponen un método para obtener una familia de hidrogramas con la misma probabilidad de excedencia, caracterizadas por su gasto de pico y su volumen, para lo cual hacen uso de una función de probabilidad conjunta para calcular las avenidas de diseño. De un registro de avenidas, como el mostrado en la figura 3.4, se seleccionan avenidas excedentes anuales, es decir, que el número de ellas sea igual al número de años del periodo, moviendo el umbral a partir del cual sobresalen dichas avenidas. Además debe cumplirse que las avenidas sean eventos independientes. De lo anterior se obtienen parejas de gasto de pico y volumen a las cuales se les ajusta una función de probabilidad conjunta  $F(x, y)$ , donde  $X$  son los volúmenes e  $Y$  los gastos pico.

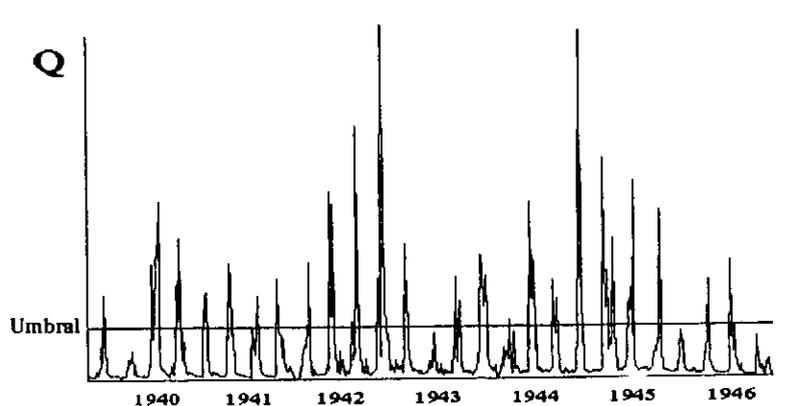


Figura 3.4 Gastos excedentes anuales

Los autores hallaron que el comportamiento de la función  $F(x, y)$  se describe satisfactoriamente con una función lognormal bivariada. Peagram y Deacon (1992) hicieron cambios al método de Hiemstra y Francis y proponen

usar avenidas anuales. También proponen estimar el gasto de pico con cualquier función de distribución marginal (en realidad sólo deberían usarse las marginales correspondientes a la función de la distribución conjunta analizada). También proponen fijar el gasto base al 10% del gasto de pico de la avenida.

El método anterior proporciona una serie de parejas de gasto de pico y volumen de la avenida con la misma probabilidad  $F(x,y)$  (teóricamente es un número infinito de parejas). La forma que debe tener la avenida de diseño se ajusta a un tipo de función de densidad Pearson III, pero desafortunadamente no mencionan el criterio para elegir alguna de esas parejas.

### 3.1.6 Método de Correlaciones

Más recientemente, Sánchez (1996) propone que el diseño de los vertedores puede hacerse a partir de características de las avenidas, como el volumen, el gasto de pico y los tiempos base y pico, y de la adopción de políticas de operación tales que, para las avenidas con períodos de retorno menores a los 100 ó 200 años, no provoquen inundaciones aguas abajo de la presa.

Los hidrogramas analizados se representan por medio de gastos medios diarios. El cálculo del gasto de pico de una avenida se logra mediante el ajuste de una función de probabilidad, como la Gumbel, a los gastos máximos de las avenidas analizadas. El volumen de la avenida se calcula con una relación de tipo lineal, entre los gastos pico y los volúmenes de las avenidas. Debido a la incertidumbre que resulta por usar este tipo de relaciones se toman en cuenta sus intervalos de confianza. La forma de los hidrogramas la proporciona un hidrograma de forma cuasitriangular, cuyos extremos son, por un lado, una línea vertical y, por el otro, un rectángulo. Con este procedimiento se asegura la preservación del volumen y los tiempos pico y base, pero no del gasto de pico, calculados con las relaciones anteriores. Los tiempos base y pico de los hidrogramas se calculan con relaciones de potencia entre el cociente del volumen y el gasto de pico de la avenida y los tiempos base y pico.

Por último, los niveles de la cresta se obtienen al transitar las avenidas de retorno de 100 ó 200 años y se revisan con un tren de avenidas. Al mismo tiempo se consigue definir una política de operación para el vertedor con compuertas.

## 3.2 Comparación de los métodos

Para obtener una primera comparación entre los diferentes métodos estadísticos se aplicarán a un mismo sitio para observar las diferencias entre ellos, así como para evaluar su aplicabilidad. Para ello se utilizará el registro histórico de ingresos a la presa de Aguamilpa, en Nayarit, de los cuales se obtendrán avenidas, de las que se analizan sus características tales como gasto de pico ( $Q$ ), tiempo base ( $T_b$ ), tiempo pico ( $T_p$ ) y volumen ( $V$ ). Posteriormente se comentarán los resultados obtenidos.

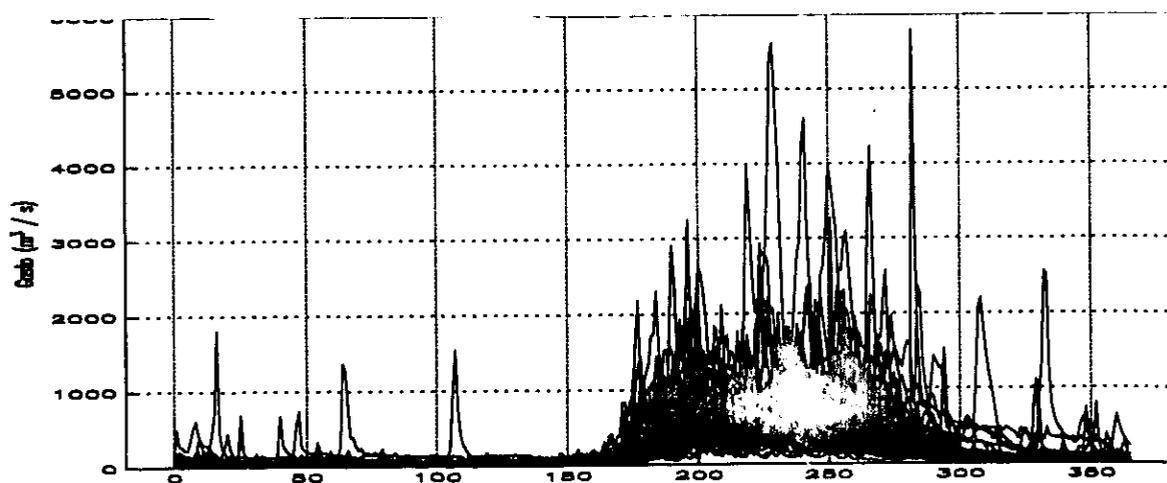


Figura 3.5 Gastos medios diarios para Aguamilpa (1942-1986)

### 3.2.1 Características de las avenidas históricas

El registro de gastos medios diarios (figura 3.5) se seleccionó de varias estaciones cercanas a la presa Aguamilpa, en Nayarit, México (ver anexo III). De esta manera se logró un registro de 1942 a 1986, es decir 45 años, y por lo tanto 45 avenidas. Mediante el método de excedentes anuales se separaron las avenidas (figura 3.8), al ubicar un umbral a los 1819 m<sup>3</sup>/s. Con la ayuda del programa CARACHID.EXE (Jiménez, 97) se separaron las avenidas y en su caso, se suavizaron las recesiones con la expresión (Nash, 1966)

$$Q_{recesión} = q_0 e^{-\lambda t_0} \quad 3.1$$

donde  $Q_{recesión}$  es el gasto de la curva de recesión, es decir, a partir del gasto de pico hacia el final de la avenida,  $q_0$  y  $t_0$  es el gasto y el tiempo, respectivamente, a partir de un instante después del gasto de pico, y  $\lambda$  es una constante que depende de la cuenca.

En la figura 3.6 se observan los hidrogramas adimensionalizados respecto al tiempo de pico. Como se puede observar las avenidas presentan diferentes características, por lo que se procedió a la obtención de los estadísticos media, desviación estándar, coeficiente de variación, asimetría y curtosis de las variables gasto de pico ( $Q$ ), volumen ( $V$ ), tiempo base ( $T_b$ ) y tiempo pico ( $T_p$ ) con el mismo programa CARACHID.EXE.

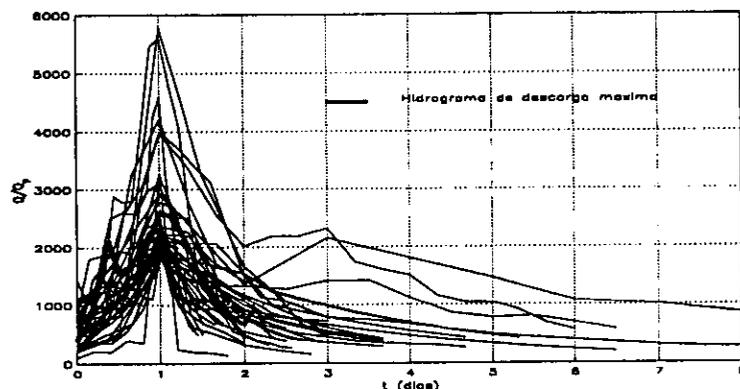


Figura 3.6 Hidrogramas adimensionalizados respecto al tiempo pico

El coeficiente de correlación entre el gasto de pico y el volumen se estimó en 0.63 (figura 3.7). En la figura 3.9 se muestran los histogramas de frecuencias relativas pertenecientes a las cuatro variables estudiadas ( $Q$ ,  $V$ ,  $T_b$  y  $T_p$ ), donde es posible observar una segunda población en el caso de los gastos y los volúmenes.

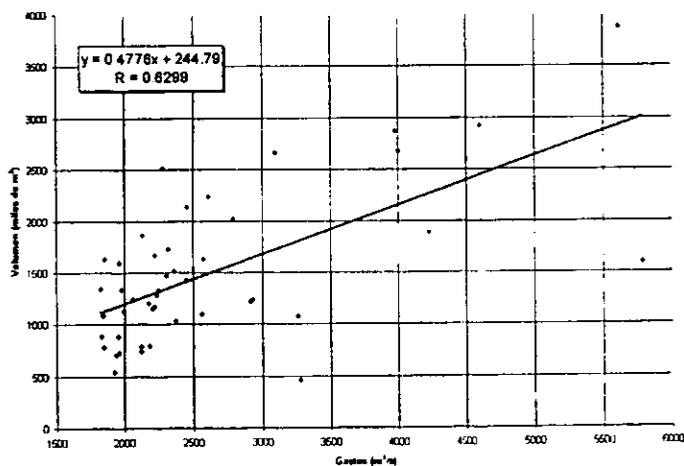


Figura 3.7 Correlación entre gasto pico y tiempo base de las avenidas

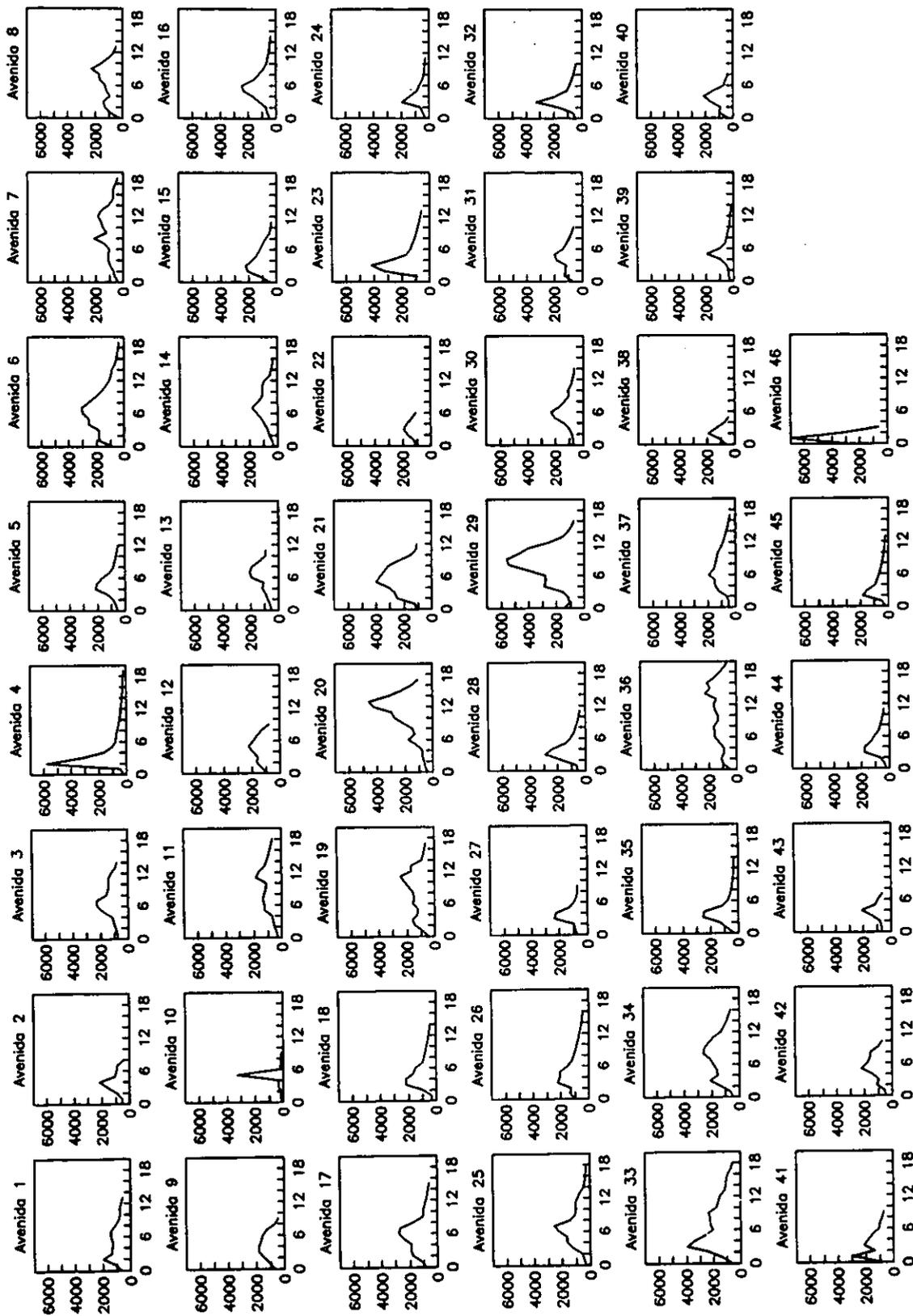


Figura 3.8 Avenidas analizadas para Aguamiipa (1942-1986)

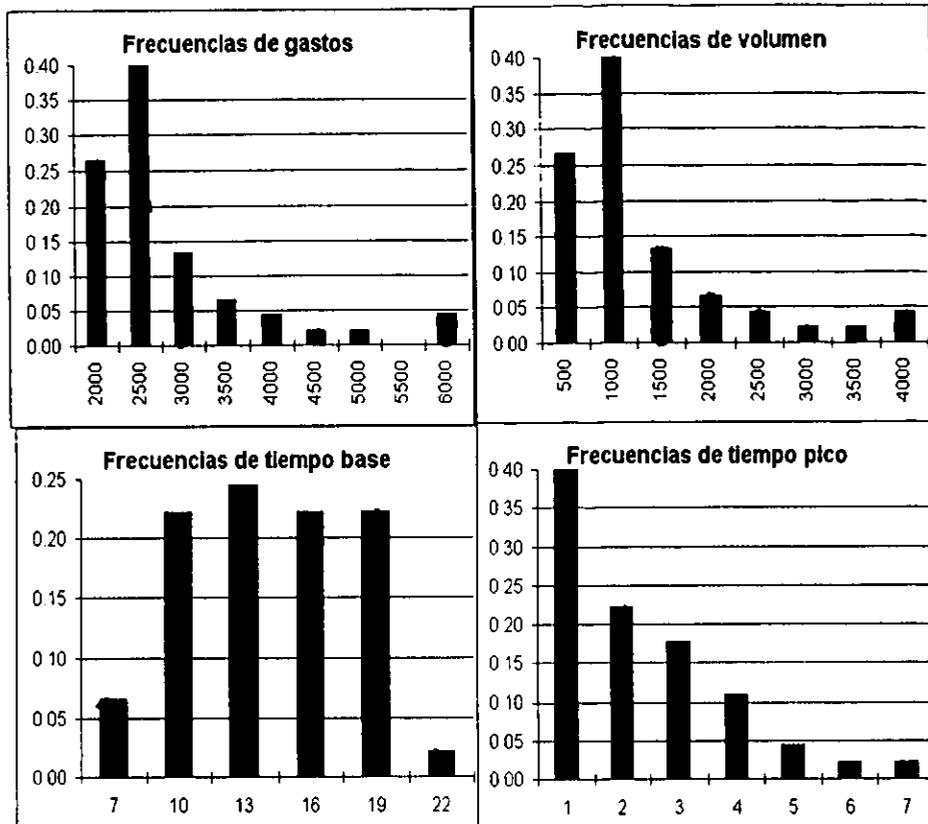


Figura 3.9 Histogramas de las variables de las avenidas históricas

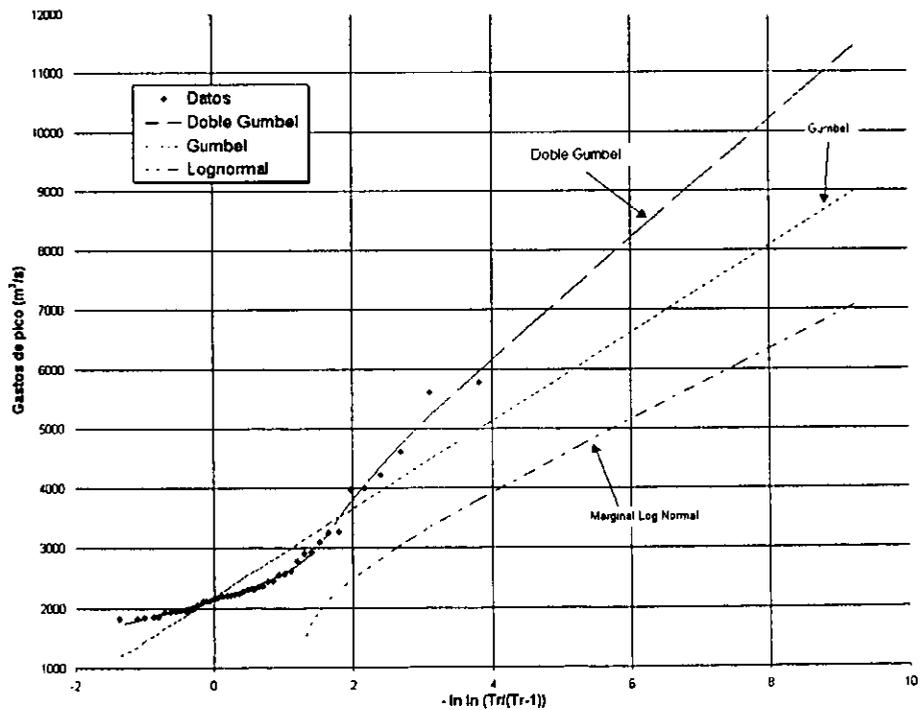


Figura 3.10 Diferentes distribuciones de los gastos de pico de las avenidas históricas

Tabla 3.1 Características de los hidrogramas históricos

No.	Año	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	T <sub>b</sub> (días)	T <sub>D</sub> (días)
1	1942	1979.1	1333.636	13	2
2	1943	2180.8	793.100	8	4
3	1943	2313.9	1726.350	14	7
4	1943	5782.3	1596.473	19	2
5	1944	2170.0	1205.453	12	4
6	1944	3096.5	2663.306	19	7
7	1947	2121.0	1860.849	19	8
8	1948	2303.5	1470.156	13	9
9	1948	1842.9	1084.562	9	3
10	1951	3277.9	458.361	9	5
11	1953	1855.5	1635.880	18	11
12	1953	2245.8	1328.193	9	5
13	1955	2056.7	1240.531	11	7
14	1956	1825.1	1345.032	17	8
15	1958	2199.4	1146.770	11	3
16	1963	2448.0	1422.213	15	6
17	1965	2789.0	2015.833	15	6
18	1965	2236.0	1283.239	14	3
19	1966	2453.0	2134.624	17	11
20	1967	4603.0	2925.158	17	13
21	1967	3998.0	2676.672	12	5
22	1967	1955.0	884.131	6	3
23	1967	4224.0	1886.172	13	3
24	1970	1959.0	730.927	11	3
25	1970	2570.0	1633.651	18	7
26	1971	2217.0	1671.097	16	3
27	1971	2368.0	1030.752	9	3
28	1973	2912.0	1218.931	11	3
29	1973	5613.0	3875.990	16	9
30	1973	2357.0	1514.592	14	6
31	1973	1993.0	1129.896	10	5
32	1975	3258.0	1073.684	10	3
33	1975	3975.0	2870.122	18	3
34	1976	2618.0	2239.868	16	8
35	1976	2561.0	1100.045	14	3
36	1977	2274.0	2517.696	21	14
37	1978	1962.0	1593.899	17	6
38	1981	1926.1	539.767	5	2

No.	Año	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	T <sub>b</sub> (días)	T <sub>p</sub> (días)
39	1982	1935.0	702.484	14	5
40	1983	2115.0	789.005	8	4
41	1983	2930.0	1230.042	9	1
42	1984	2220.0	1174.349	10	5
43	1984	2115.0	732.672	7	4
44	1985	1832.0	879.466	11	3
45	1986	1848.0	776.079	13	2

<b>Media</b>	2611.4	1492.038	13.1	5.3
<b>Desviación estándar</b>	945.6	716.929	3.9	3.0
<b>C. V.</b>	0.36	0.48	0.30	0.57
<b>Asimetría</b>	2.01	1.23	0	1.14
<b>Curtosis</b>	6.88	4.82	2.33	4.08
<b>Max</b>	5782.3	3875.990	21	14
<b>Min</b>	1825.1	458.361	5	1

Los gastos de pico ajustados a diferentes funciones de probabilidad se muestran en la figura 3.10, donde se ha ampliado el rango de los periodos de retorno y de los gastos, con fines de analizar los gastos extrapolados para diferentes funciones de probabilidad.

### 3.3 Aplicación de los métodos considerando descarga libre

Los métodos seleccionados son el de Hiemstra y Francis, el de Correlaciones y el de Volúmenes, ya que consideran el máximo de información disponible, como son el gasto de pico, el volumen de la avenida y su forma (a través de gastos medios diarios que pueden conseguirse de los registros medidos en estaciones hidrométricas en todo el país, ver anexo 1), con lo que se consigue obtener avenidas para diferentes probabilidades de excedencia.

Con la información anterior se procederá a aplicar cada uno de los métodos. Como primer paso en la comparación se analiza el caso de la presa Aguamilpa, considerando que no existe control en las descargas, es decir, que no hay compuertas en los vertedores; más adelante se verá que pasa con un vertedor controlado. Se analizarán diversas combinaciones de nivel y longitud de la cresta (tabla 3.2), y por medio de las curvas de elevaciones vs. volúmenes para la presa Aguamilpa (ver figura 3.11) se transitan las avenidas calculadas para periodos de retorno de 10000 y 500 años, suponiendo lleno el vaso y una ley de descargas como la siguiente:

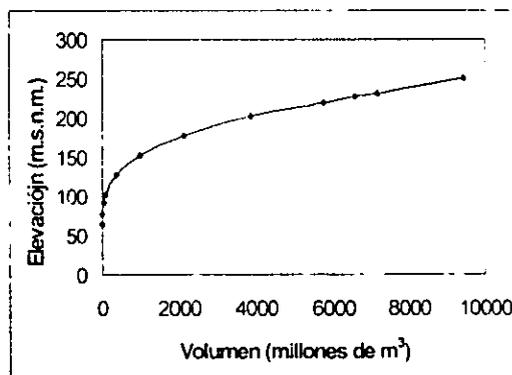


Figura 3.11 Curvas elevación y volumen de la presa Aguamilpa

$$Q_{SALIDA} = 2.02 L h^{3.2}$$

3.2

### 3.3.1 Método de Correlaciones

De los datos de las avenidas históricas se obtienen las siguientes expresiones para calcular los tiempos base y pico de los hidrogramas

$$T_B = 18.198 \frac{V_e^{0.537}}{Q_e^{0.544}} \quad y \quad T_P = 7.309 \frac{V_e^{0.841}}{Q_e^{0.835}}$$

3.3

$$r = 0.631$$

$$r = 0.586$$

Tabla 3.2 Combinaciones de elevación y longitud de cresta analizadas

Avenida	L (m)						
	20	30	40	50	60	70	80
204	1	2	3	4	5	6	7
206	8	9	10	11	12	13	14
208	15	16	17	18	19	20	21
210	22	23	24	25	26	27	28
212	29	30	31	32	33	34	35
214	36	37	38	39	40	41	42
216	43	44	45	46	47	48	49

Tabla 3.3 Gastos de pico para diferentes periodos de retorno

T (años)	Q (m³/s)	V (m³/s)
20	-2.9702	5001.7
50	-3.9019	5935.3
100	-4.6001	6599.9
200	-5.2958	7250.5
500	-6.2136	8100.2
1000	-6.9073	8740.3
5000	-8.5171	10209.0
10000	-9.2102	10822.2

La función de probabilidad doble Gumbel fue utilizada para el cálculo del gasto de pico de las avenidas a partir de una probabilidad de excedencia dada (1-P). Sus parámetros fueron calculados con el programa AX.EXE (Jiménez, 1992), y se muestran a continuación.

$$p = 0.82 e^{-e^{-0.001661(Q - 2096.1608)}} + 0.18 e^{-e^{-0.001088(Q - 3969.4260)}} \quad 3.4$$

Los valores pronosticados de Q para distintos periodos de retorno se presentan en la tabla 3.3. En la figura 3.12 se muestra la función de probabilidad anterior. Con cruces se muestran los datos correspondientes a los valores originales.

Por otra parte, a partir de las características de las avenidas y con ayuda del programa ESTEXT.BAS se estimaron los límites de confianza para un nivel del 99.99%. La expresión para extrapolar los volúmenes de las avenidas, o sea, el límite superior de confianza de los volúmenes, se muestra a continuación.

$$V_s = 2.3838 + 0.5726Q + \sqrt{319470.144 + 31.9502 + 0.00003(Q - 2645.2)^2} * 3.8906 \quad 3.5$$

$$r = 0.729$$

En la tabla 3.4 se muestran los resultados de esta extrapolación. Con los valores para definir las relaciones Q - X y V - Q se determinan las características de las avenidas esperadas para periodos de retorno de 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 5000 y 10000 años, considerando que se selecciona un Δt=6 horas. Las características de las avenidas calculadas se presentan en la tabla 3.5 y los hidrogramas se pueden ver en la figura 3.13.

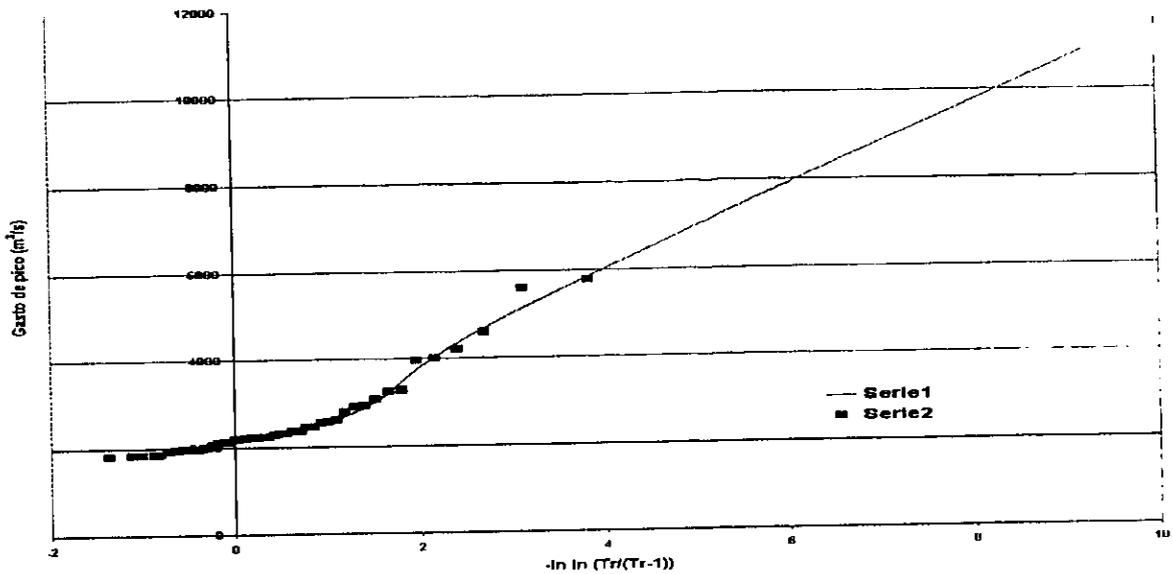


Figura 3.12 Ajuste de la función de distribución a los datos (papel Gumbel)

Tabla 3.4 Volúmenes extrapolados para diferentes períodos de retorno

Tr	Q	V	V.
20	5001.1	2866.0	5065.729
50	5935.3	3400.9	5601.197
100	6599.9	3781.5	5982.244
200	7250.5	4154.0	6355.352
500	8100.2	4640.6	6842.771
1000	8740.3	5007.1	7210.055
5000	10209.0	5848.1	8053.099
10000	10883.8	6234.4	8440.587

Tabla 3.5 Características de las avenidas estimadas para diferentes períodos de retorno

Tr	X	Q	V.	Tb	Tp	n	m	beta	Op
20	-2.9702	5001.1	5065.729	17.26	7.78	31	38	0.512	5072.7
50	-3.9019	5935.3	5601.197	16.60	7.33	29	37	0.556	6031.4
100	-4.6001	6599.9	5982.244	16.23	7.09	28	37	0.559	6716.2
200	-5.2958	7250.5	6355.352	15.93	6.90	28	36	0.631	7387.6
500	-6.2136	8100.2	6842.771	15.61	6.69	27	36	0.668	8264.5
1000	-6.9073	8740.3	7210.055	15.40	6.56	26	35	0.655	8919.7
5000	-8.5171	10209.0	8053.099	15.02	6.33	25	35	0.707	10438.0
10000	-9.2103	10883.8	8440.587	14.88	6.24	25	35	0.738	11138.7

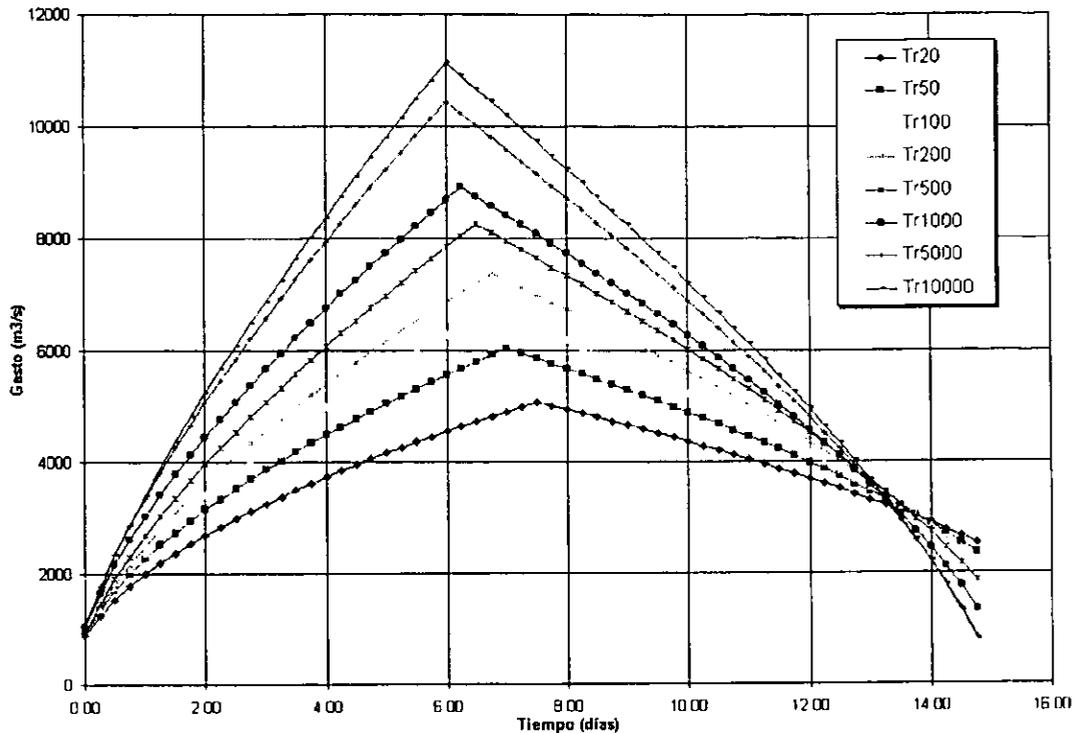


Figura 3.13 Hidrogramas estimados para diferentes periodos de retorno

Con este método se calcula un solo hidrograma por periodo de retorno. Se analizaron los periodos de retorno de 10000 y 500 años, los cuales se transitaron para las longitudes y elevaciones de cresta seleccionadas previamente, considerando siempre el vaso lleno.

### 3.3.2 Método de Hiemstra y Francis

En la tabla de la derecha se muestran las características de las series, una vez que se les han aplicado los logaritmos naturales al gasto de pico ( $\ln Q$ ) y al volumen de la avenida ( $\ln V$ ).

El coeficiente de correlación entre los logaritmos naturales de los gastos de pico y los logaritmos naturales de los volúmenes es de  $0.6216 \approx 0.62$ .

De la tabla propuesta por Pegram y Deacon (1992) (ver tabla 3.7), se obtienen los gastos de pico y los volúmenes de las avenidas para las familias de hidrogramas con periodos de retorno de 10000 y 500 años.

El método calcula una familia de hidrogramas para cada periodo de retorno, el cual es el recíproco de la probabilidad conjunta de que se excedan tanto el gasto de pico ( $Y$ ), como el volumen de la avenida ( $X$ ). Si se expresa en términos de la probabilidad condicional de que se exceda el volumen, dado un gasto de pico específico, queda como

$$\frac{1}{Tr} = P(X > x, Y > y) = P(X > x | Y > y) P(Y > y) \quad 3.6$$

Tabla 3.6 Características estadísticas de los hidrogramas aplicando el logaritmo natural

	Ln Q	Ln V
<b>Media</b>	7.8245	7.2010
<b>Desv. est.</b>	0.310	0.496
<b>Asimetría</b>	1.461	-0.063
<b>Curtosis</b>	4.812	3.799

Tabla 3.7 Valores estandarizados para gastos pico y volúmenes de avenidas (tomado de Pegram y Deacon, (1992))

Tr años	Probabilidad condicional de excedencia de volumen	Pico estandarizado	Volumen estandarizado					
			$\rho=0.70$	$\rho=0.75$	$\rho=0.80$	$\rho=0.85$	$\rho=0.90$	$\rho=0.95$
10000	100%	3.717	—	—	—	—	—	—
	75%	3.646	2.315	2.540	2.766	2.943	3.124	3.321
	50%	3.540	2.707	2.902	3.079	3.236	3.358	3.404
	25%	3.353	3.078	3.209	3.345	3.498	3.562	3.630
5000	100%	3.540	—	—	—	—	—	—
	75%	3.463	2.174	2.393	2.614	2.787	2.964	3.158
	50%	3.353	2.568	2.757	2.928	3.081	3.199	3.307
	25%	3.156	2.938	3.063	3.194	3.341	3.400	3.463
2000	100%	3.290	—	—	—	—	—	—
	75%	3.208	1.981	2.191	2.405	2.571	2.743	2.933
	50%	3.090	2.376	2.556	2.719	2.864	2.976	3.078
	25%	2.878	2.745	2.861	2.983	3.122	3.175	3.230
1000	100%	3.090	—	—	—	—	—	—
	75%	3.004	1.830	2.033	2.240	2.401	2.568	2.754
	50%	2.878	2.225	2.396	2.553	2.692	2.799	2.896
	25%	2.652	2.591	2.700	2.816	2.947	2.995	3.043
500	100%	2.878	—	—	—	—	—	—
	75%	2.783	1.669	1.863	2.063	2.218	2.381	2.591
	50%	2.652	2.067	2.230	2.379	2.510	2.612	2.702
	25%	2.409	2.431	2.531	2.639	2.762	2.804	2.843
200	100%	2.576	—	—	—	—	—	—
	75%	2.475	1.451	1.632	1.822	1.967	2.122	2.295
	50%	2.326	1.846	1.995	2.132	2.253	2.345	2.427
	25%	2.054	2.204	2.292	2.387	2.497	2.529	2.557
100	100%	2.326	—	—	—	—	—	—
	75%	2.216	1.230	1.443	1.623	1.760	1.908	2.075
	50%	2.054	1.668	1.805	1.931	2.042	2.127	2.201
	25%	1.751	2.019	2.095	2.178	2.277	2.301	2.317
50	100%	2.054	—	—	—	—	—	—
	75%	1.932	1.085	1.241	1.409	1.536	1.676	1.835
	50%	1.751	1.477	1.600	1.713	1.813	1.885	1.952
	25%	1.405	1.818	1.880	1.949	2.033	2.046	2.050

De la expresión anterior se tiene que para un período de retorno dado hay un sinnúmero de avenidas, o mejor dicho, de combinaciones de volumen de avenida y gasto de pico. Los autores proponen tres tipos de avenidas que dependen de la probabilidad condicional de excedencia del volumen dado un gasto de pico, expresada con los percentiles 25 (avenida voluminosa), 50 (avenida mediana) y 75% (avenida picuda). Una vez que se eligió el percentil, y para un coeficiente de correlación dado entre los logaritmos de ambas variables, se entra a la tabla

3.7 y se obtienen los valores de las variables estandarizadas X e Y, los cuales servirán para calcular los valores del gasto de pico y el volumen de la avenida asociados al periodo de retorno  $T_r$ . Una vez estimados los valores de la media ( $\bar{x}$ ) y la desviación estándar ( $S_x$ ) de los logaritmos de las series de gastos de pico y volúmenes de las avenidas históricas, y con las ecuaciones 3.7, se calculan los volúmenes y los gastos pico para las avenidas de periodo de retorno (ver tabla 3.8) de 10000 y 500 años.

$$\begin{aligned} \text{Volumen} &= e^{\bar{x} + S_x \cdot X} \\ Q_{\text{PICO}} &= e^{\bar{y} + S_y \cdot Y} \end{aligned} \quad 3.7$$

La forma de la avenida se obtiene de la función de densidad Gamma, que en un principio fue estudiada por Nash (1957), citado por Bâ y Díaz (1995). Para este trabajo se modificó el procedimiento con objeto de hacerlo más sencillo y expedito; éste puede verse con detalle en el anexo. Los hidrogramas obtenidos con el método, para periodos de retorno de 10000 y 500 años, son los siguientes.

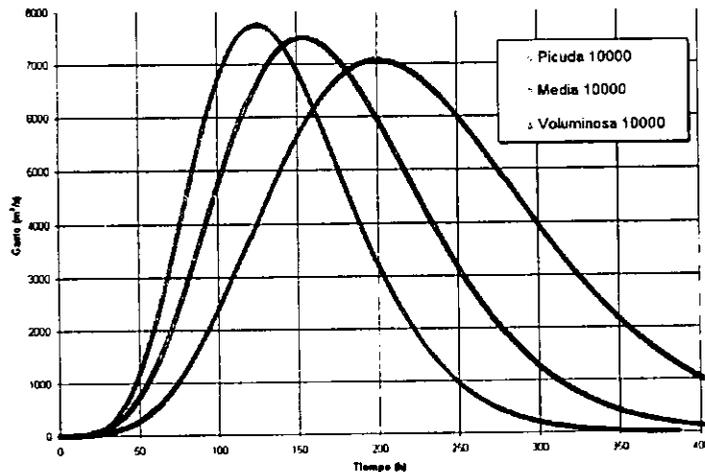


Figura 3.14 Hidrogramas de  $T_r=10000$  por el método de Hiemstra y Francis

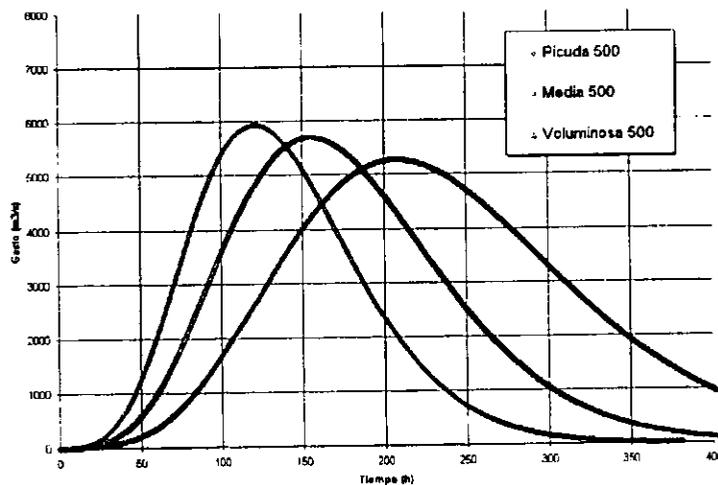


Figura 3.15 Hidrogramas de  $T_r=500$  por el método de Hiemstra y Francis

Los resultados para cada uno de estos hidrogramas se muestran a continuación. Al percentil del 75% se ha denominado como "picuda", el de 50% como "mediana" y el de 25% como "voluminosa".

Tabla 3.8 Variables estandarizadas de las familias de hidrogramas para  $T_r=10000$  y 500 años

$T_r=10000$	Pico estandarizado	Vol. est. ( $r=0.75$ )	Pico	Volumen
Picuda	3.646	1.910	7744.7	3457.704
Mediana	3.540	2.350	7494.3	4300.988
Voluminosa	3.530	2.770	7072.2	5297.128

$T_r=500$	Pico estandarizado	Vol. est. ( $r=0.75$ )	Pico	Volumen
Picuda	2.783	1.410	5926.7	2698.254
Mediana	2.652	1.830	5690.9	3323.189
Voluminosa	2.409	2.270	5277.9	4133.666

El tipo de avenida que más se acerca a las avenidas históricas es la "voluminosa", que corresponde al percentil 25%. La comparación de los errores relativos se hará respecto de este tipo de avenida.

### 3.3.3 Método de Volúmenes

La información necesaria para aplicar este método se obtiene a partir de las avenidas históricas, definidas mediante gastos medios diarios. De esta manera se formaron 21 series correspondientes a las duraciones de 1 a 21 días con los gastos promedio máximos (este es el tiempo base máximo que se encontró en las avenidas históricas). A cada una de estas series se les ajustó una función de probabilidad mediante el programa de ajuste de funciones de probabilidad AX.EXE (Jiménez y Domínguez, 1991). La función que mejor se ajustó a duraciones de 1 a 21 días fue la doble Gumbel (ver figuras 3.16 a 3.20).

En la tabla 3.9 se muestran los gastos promedio extrapolados para periodos de retorno de 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 5000 y 10000 años, para duraciones de 1 a 21 días, y en la tabla 3.10 se observan los gastos medios diarios con los que se forman las curvas de reducción (figuras 3.21 y 3.22) y posteriormente las avenidas.

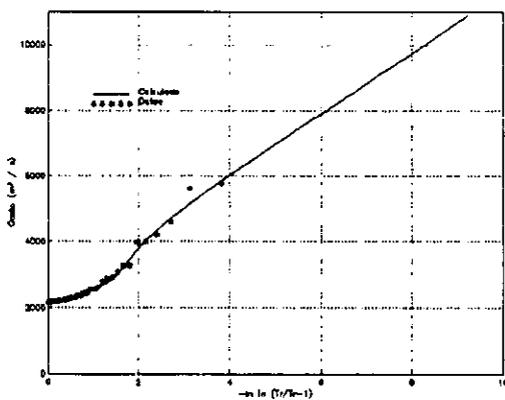


Figura 3.16 Ajuste de los gastos promedio máximos para 1 día de duración, función doble gumbel

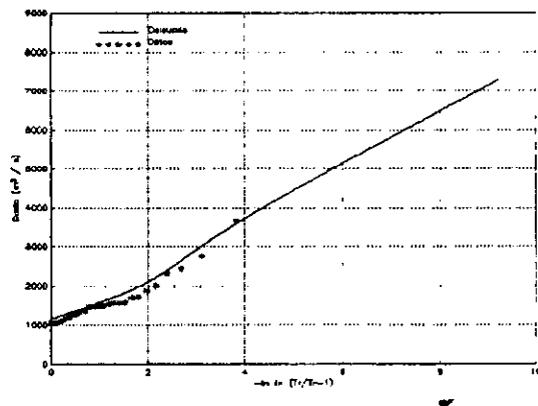


Figura 3.17 Ajuste de los gastos promedio máximos para 5 días de duración, función doble gumbel

Los gastos medios diarios se calculan con la fórmula

$$Q_i = i \bar{Q}_i - \sum_{j=1}^{i-1} Q_j \quad 3.8$$

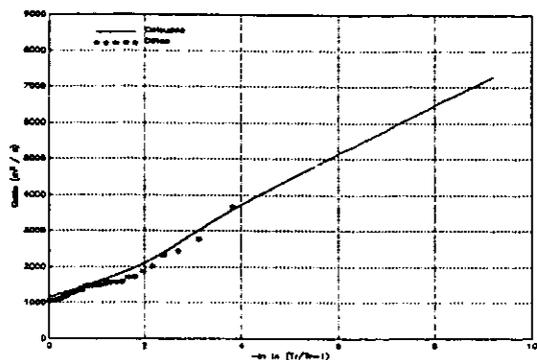


Figura 3.18 Ajuste de los gastos promedio máximos para 10 días de duración, función doble Gumbel

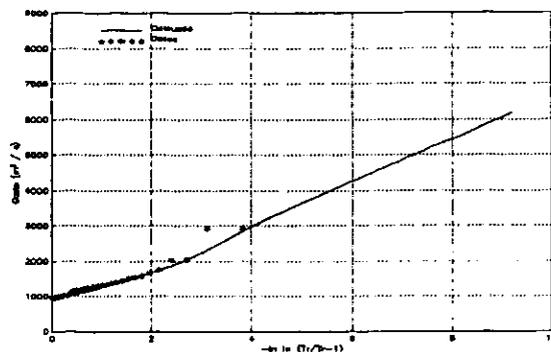


Figura 3.19 Ajuste de los gastos promedio máximos para 15 días de duración, función doble Gumbel

donde  $Q_i$ : gasto medio diario para la posición  $i$

$Q_j$ : gasto promedio de duración  $i$

$Q_k$ : gasto medio diario para la posición  $j$

Las curvas de reducción son sensibles a los cambios que presentan los gastos promedio calculados con la expresión 3.8, por lo que se recomienda suavizar la curva para eliminar cambios imperceptibles que provoquen distorsiones en las curvas de gastos medios diarios.

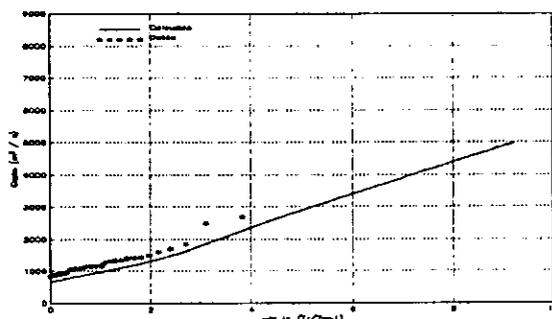


Figura 3.20 Ajuste de los gastos promedio máximos para 20 días de duración, función doble Gumbel

Tabla 3.9 Gastos promedio para varias duraciones y para diferentes períodos de retorno

Tr	Duraciones (días)																				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
20	4994	4616	4288	4004	3756	3538	3346	3173	3016	2872	2737	2609	2486	2368	2255	2146	2044	1948	1863	1791	1735
50	5925	5518	5168	4865	4601	4369	4162	3975	3803	3642	3488	3339	3193	3051	2911	2774	2643	2519	2407	2309	2232
100	6588	6150	5774	5450	5170	4924	4706	4509	4327	4157	3994	3835	3680	3525	3373	3223	3077	2938	2809	2695	2601
200	7235	6765	6362	6016	5717	5456	5225	5016	4825	4644	4472	4303	4137	3971	3806	3642	3481	3326	3180	3048	2935
500	8081	7567	7127	6750	6426	6143	5894	5670	5464	5271	5086	4905	4725	4546	4365	4185	4006	3832	3665	3510	3374
1000	8718	8168	7700	7299	6955	6656	6393	6158	5941	5739	5544	5353	5164	4973	4782	4589	4396	4206	4023	3851	3696
5000	10181	9556	9024	8571	8181	7845	7549	7285	7044	6818	6601	6388	6176	5962	5745	5524	5301	5079	4859	4649	4452
10000	10841	10153	9578	9097	8691	8346	8047	7782	7539	7311	7089	6868	6644	6414	6178	5937	5692	5450	5215	4995	4800

Tabla 3.10 Gastos medios diarios para formar las avenidas para diferentes períodos de retorno

Tr	Duraciones (días)																				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
20	4994	4237	3633	3151	2765	2451	2190	1965	1762	1571	1385	1200	1017	837	667	517	399	329	326	414	617
50	5925	5112	4467	3956	3546	3209	2923	2667	2426	2188	1948	1701	1448	1195	950	727	542	418	379	456	681
100	6588	5712	5023	4480	4048	3695	3397	3129	2876	2623	2363	2092	1810	1522	1238	971	742	572	490	527	720

Tr	Duraciones (días)																				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
200	7235	6294	5557	4979	4521	4151	3837	3557	3290	3022	2744	2449	2139	1818	1495	1186	909	688	553	538	680
500	8081	7052	6248	5621	5128	4731	4398	4101	3818	3533	3233	2913	2571	2211	1843	1482	1147	863	660	575	648
1000	8718	7619	6763	6098	5578	5163	4815	4506	4212	3913	3597	3257	2889	2499	2095	1693	1312	978	724	586	607
5000	10181	8932	7961	7209	6625	6161	5776	5436	5113	4784	4433	4051	3633	3180	2703	2214	1734	1290	914	644	527
10000	10841	9466	8428	7652	7069	6620	6253	5925	5601	5256	4871	4437	3953	3426	2872	2314	1785	1325	984	818	894

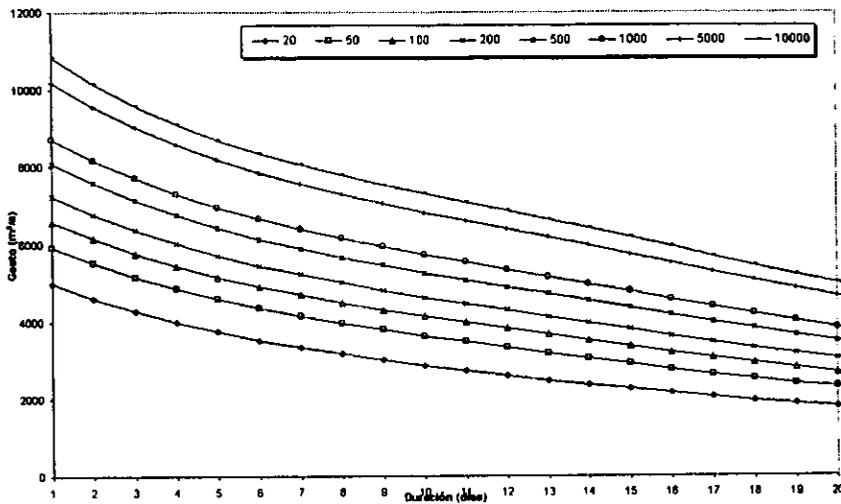


Figura 3.21 Curvas de reducción de los gastos promedio para diferentes duraciones y periodos de retorno

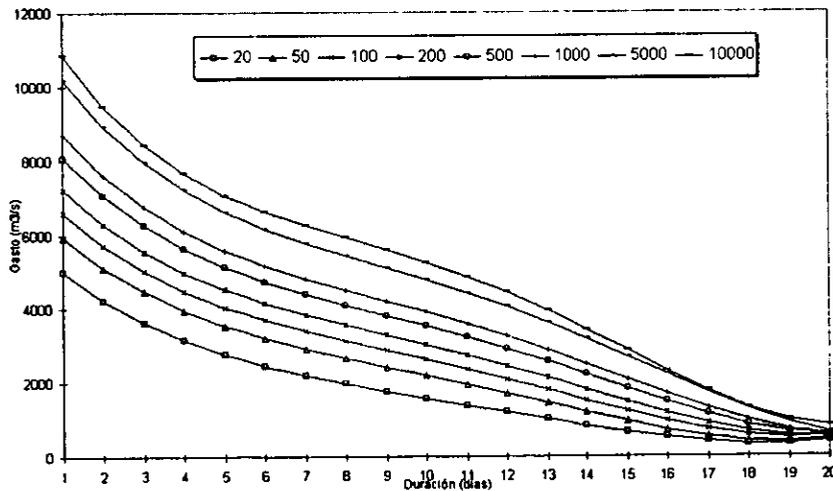


Figura 3.22 Curvas de reducción de gastos individuales para formar avenidas para diferentes duraciones y periodos de retorno

A partir de cada una de las curvas de reducción de la figura 3.22 se pueden formar las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno. El problema es que existen muchas formas de ordenar los gastos medios diarios. Un criterio para obtener las avenidas es el de buscar la forma histórica más frecuente en que se ordenan los gastos de las avenidas para los 5 gastos más grandes.

Por ejemplo, en la siguiente figura se muestran 3 posibles ordenamientos para los 5 gastos más grandes de una curva de reducción dada. En los extremos los gastos permanecen constantes y sólo cambian los 5 gastos más grandes, los cuales se ubican en la parte intermedia.

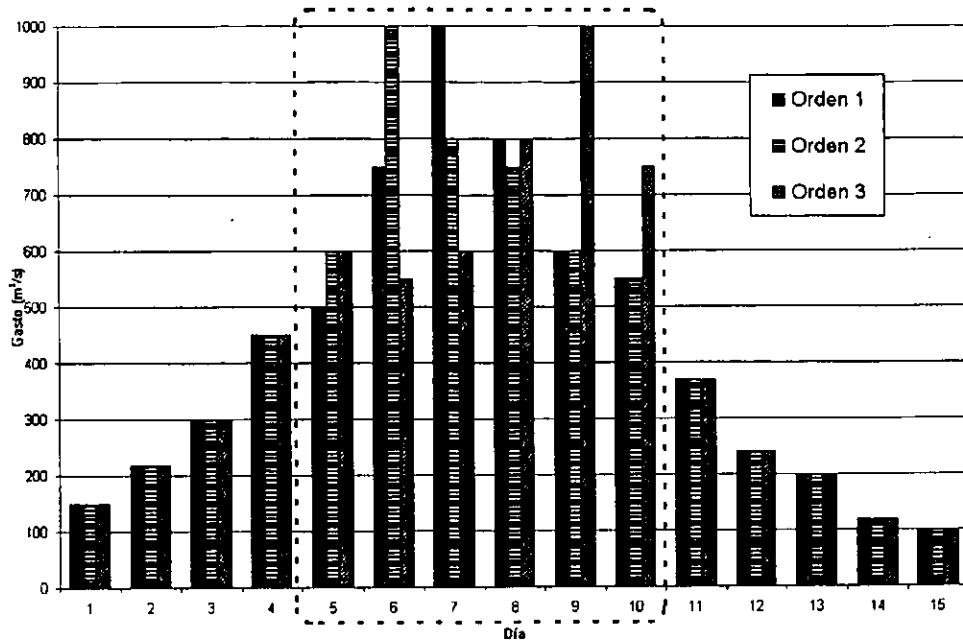


Figura 3.23 Ordenaciones de los 5 gastos más grandes para formar avenidas de diseño

Posteriormente se calcula la frecuencia con la que se presenta cada una de las ordenaciones en el registro histórico, y se estima el valor esperado de las descargas y de los niveles máximos alcanzados en el tránsito. Para el caso de Aguamilpa las ordenaciones y sus frecuencias se muestran en la tabla 3.11.

Tabla 3.11 Ordenamientos para las 5 avenidas más frecuentes del registro históricas

No.	Ave (no.)	Ordenamiento	Frecuencia relativa
1	28	HEC643215789ABDFGLJKL	0.2011
2	58	JHGE876594123ABCDFKL	0.2003
3	4	FE612345789ABCDGHIJKL	0.1995
4	22	FE612345789ABCDGHIJKL	0.1995
5	49	FE612345789ABCDGHIJKL	0.1995
Suma			1

Una vez que se obtienen las avenidas y su frecuencia se procede a transitarlas, con lo que se calcula la descarga máxima por el vertedor. El valor esperado del gasto máximo de descarga se calcula con la expresión

$$E(D) = \sum_{k=1}^N D(k) fr(k) \quad 3.9$$

- donde  $E(D)$  valor esperado de la descarga máxima
- $D(k)$  descarga máxima para la alternativa de ordenamiento  $k$
- $fr(k)$  frecuencia relativa correspondiente al ordenamiento  $k$
- $N$  número de alternativas de ordenamiento

### 3.3.4 Análisis de resultados

A continuación se muestra una comparación de los métodos para los periodos de retorno de 10000 y 500 años. Primeramente se comparan los hidrogramas que resultan de cada uno de los métodos para los dos periodos de retorno mencionados (figuras 3.24 y 3.25). El método de Hiemstra y Francis tiene un gasto de pico notoriamente más bajo en ambos periodos de retorno, mientras que el de correlaciones es ligeramente más grande, aunque con tiempos de pico menores. El método de volúmenes tiene un gasto de pico ligeramente menor que el de correlaciones, pero superior al de Hiemstra y Francis. A continuación se muestra una tabla con las elevaciones máximas sobre el vertedor, obtenidas después de transitar las avenidas anteriores para las combinaciones presentadas en la tabla 3.2, aunque sólo se presentan las correspondientes a las elevaciones de cresta 204 y 216 m.s.n.m.

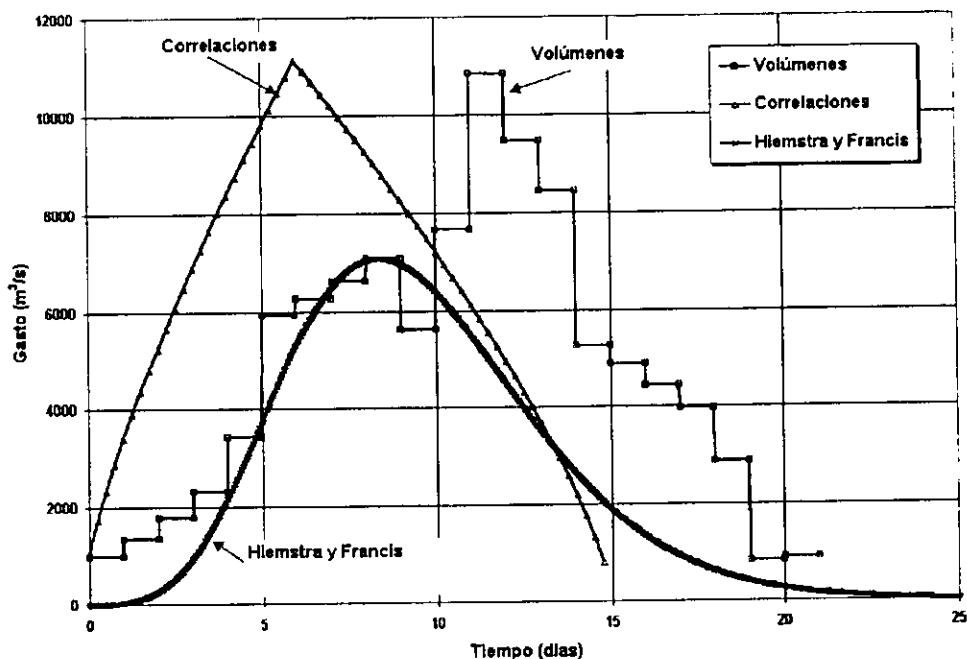


Figura 3.24 Avenidas para  $T_R=10000$  años

Tabla 3.12 Cargas sobre el vertedor obtenidas mediante tránsitos de las avenidas con  $T_R= 10000$  años

Altura de cresta (m)	Método	Longitud de cresta (m)						
		20	30	40	50	60	70	80
204	(Volúmenes)	28.4	24.0	21.0	18.6	16.9	15.5	14.3
204	(Correlaciones)	31.5	26.4	23.1	20.5	18.8	16.9	15.5
204	(Hiemstra y Francis)	23.3	19.6	17.0	15.1	13.7	12.8	11.9
Diferencias*		26.0%	25.8%	26.4%	26.3%	25.9%	25.4%	25.6%
216	(Volúmenes)	27.3	22.7	19.9	17.8	16.2	15.0	14.0
216	(Correlaciones)	30.4	25.3	22.0	19.6	17.8	16.4	15.0
216	(Hiemstra y Francis)	21.5	18.3	16.2	14.6	13.3	12.4	11.5
Diferencias*		29.3%	27.7%	26.4%	25.5%	25.3%	25.0%	24.3%

\* En la tabla anterior las diferencias se calculan con la carga menor respecto de la mayor.

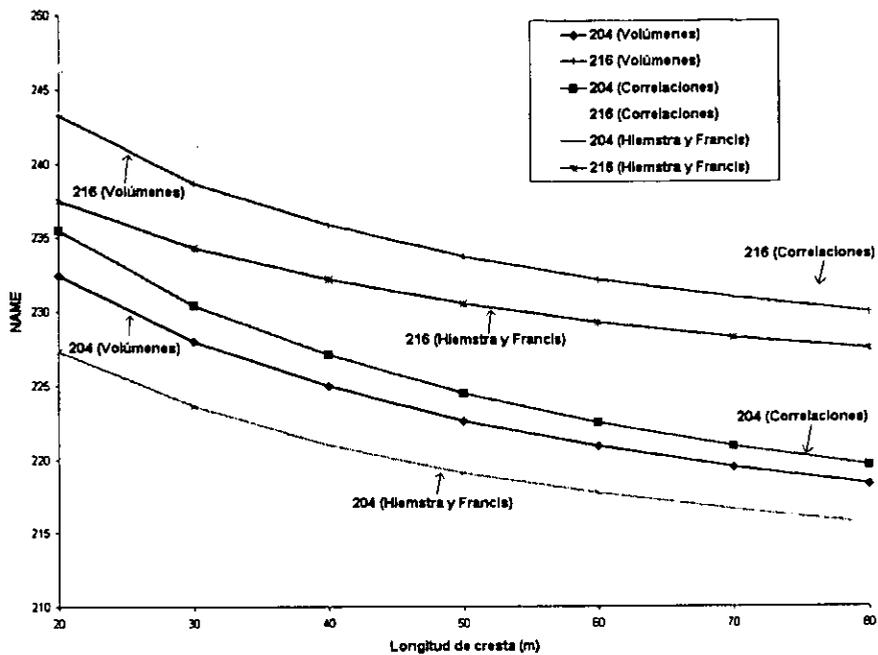


Figura 3.25 NAME's obtenidos mediante trnsitos de las avenidas con  $T_R=10000$  años

Se puede ver de la tabla y figura anteriores, que el mtodo que arroja los NAME's ms grandes, para un periodo de retorno de 10000 aos, es el de correlaciones, mientras que los resultados menores los produce el mtodo de Hiemstra y Francis; las diferencias entre estos dos son menores del 30%, y van disminuyendo a medida que aumenta la longitud de cresta. Los resultados del mtodo de volúmenes quedan en medio de los otros dos.

Para el caso de las avenidas con periodo de retorno de 500 aos se tienen los siguientes resultados.

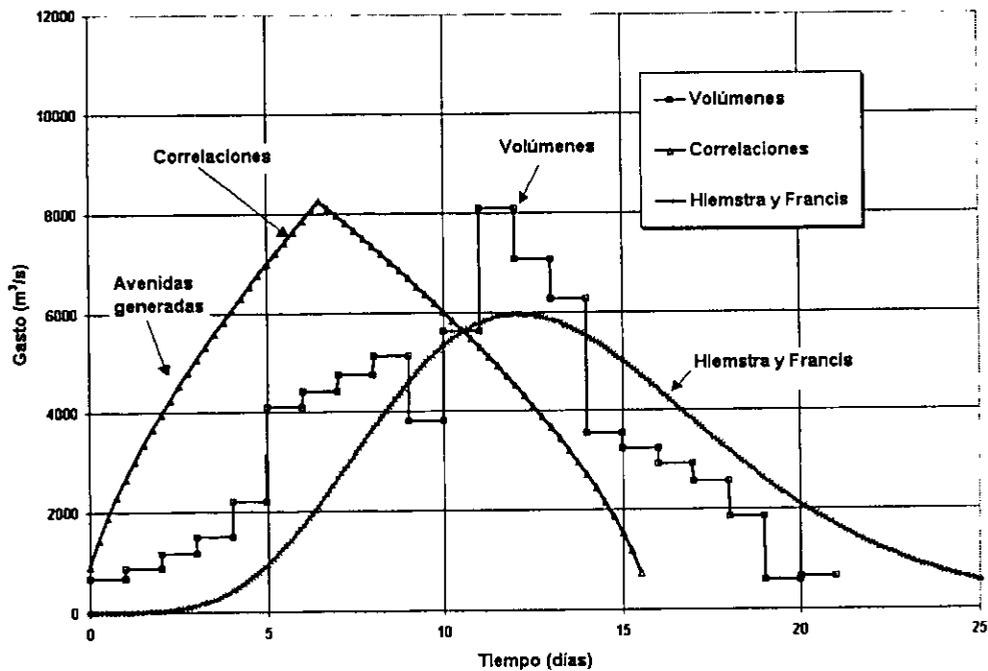


Figura 3.26 Avenidas para  $T_r=500$  aos

Tabla 3.13 Cargas sobre el vertedor obtenidas mediante tránsitos de las avenidas con  $T_R=500$  años

Altura de cresta (m)	Método	Longitud de cresta (m)						
		20	30	40	50	60	70	80
204	(Volúmenes)	22.9	19.2	16.7	14.9	13.5	12.4	11.6
204	(Correlaciones)	26.5	22.7	19.1	16.7	15.0	14.0	13.0
204	(Hiemstra y Francis)	25.0	21.5	18.5	16.3	14.8	13.8	13.0
Diferencias*		28.7%	28.8%	27.7%	27.2%	26.3%	26.6%	25.8%
216	(Volúmenes)	21.3	18.0	15.9	14.3	13.1	12.2	11.4
216	(Correlaciones)	25.0	21.5	18.5	16.3	14.8	13.8	13.0
216	(Hiemstra y Francis)	23.5	20.0	17.5	15.8	14.5	13.5	12.8
Diferencias*		30.6%	28.1%	26.9%	25.8%	25.0%	25.0%	24.6%

\* En la tabla anterior las diferencias se calculan con la carga menor respecto de la mayor.

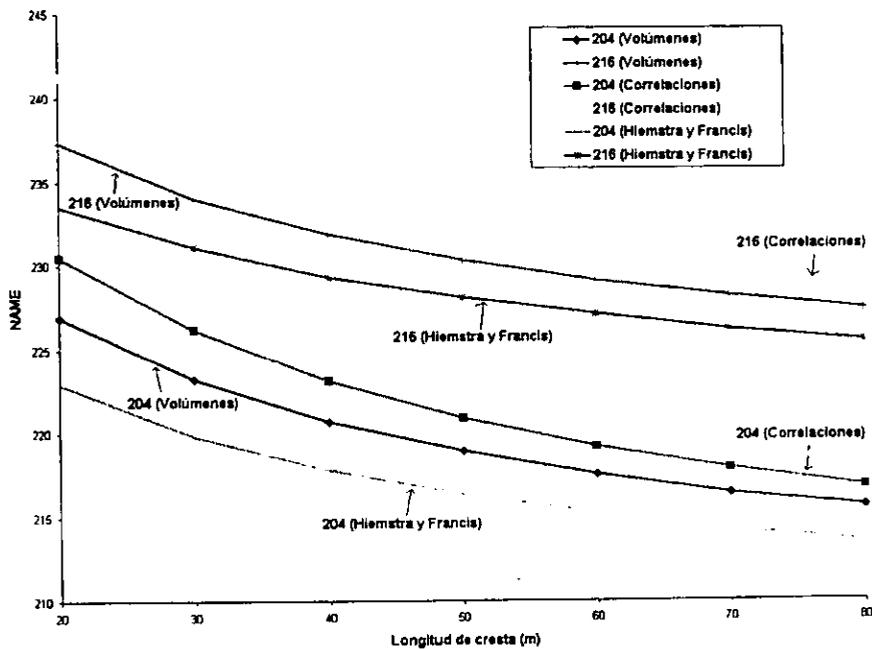


Figura 3.27 NAME's obtenidos mediante tránsitos de las avenidas con  $T_R=500$  años

Nuevamente las diferencias son del orden del 30% y disminuyen a medida que aumenta la longitud de cresta. También ocurre que las cargas sobre el vertedor mayores las da el método de correlaciones, y las menores, el método de Hiemstra y Francis, mientras que el de volúmenes vuelve a quedar en medio. El orden de las diferencias es parecido a los obtenidos para el periodo de retorno de 10000 años.

El método de Hiemstra y Francis es el que difiere un poco más de los tres métodos, aunque es el más sencillo de aplicar. Sin embargo, hay que comentar lo siguiente:

a. Puede explorarse la posibilidad de que se obtenga una tabla, como la 3.7, para otro tipo de relación entre el gasto de pico y el volumen, es decir, una función diferente a la lognormal bivariada.

b. Es necesario establecer algún criterio para seleccionar la forma del hidrograma, ya que para un mismo periodo de retorno el método propone tres posibles hidrogramas, aunque en realidad pueden ser muchos más. Este punto tiene relación con el problema expuesto en la introducción, en donde se comenta que una familia de hidrogramas puede producir el mismo gasto de descarga, por lo que la función de probabilidad del gasto de descarga, y no del gasto de pico o del volumen de la avenida, es de interés para el diseño del vertedor.

c. En este estudio se seleccionó el percentil 25% porque al comparar los resultados que arrojan los otros dos hidrogramas los errores eran mayores.

También se realizó un análisis para dos combinaciones específicas, la primera corresponde a un vertedor de 70 m de longitud y a una elevación de 204 m. s. n. m. y la segunda un vertedor con la misma longitud, pero a una elevación de 216 m. s. n. m. Se calculó el gasto de salida máximo para diferentes períodos de retorno, con lo que se puede dibujar la distribución de probabilidad del gasto descargado y comparar entre todos los métodos. Se observa que en los dos casos el método de Hiemstra y Francis es el que se separa más de los resultados. Lo anterior se debe a que la función lognormal bivariada no representa correctamente el comportamiento de los gastos de pico, que en un principio se observó que se ajustan mucho mejor a una función de probabilidad Doble Gumbel. El método de correlaciones queda por arriba de todos los métodos ya que usa intervalos de confianza al estimar los volúmenes de las avenidas. El método que mejor se ajusta en teoría es el de volúmenes, ya que utiliza la función de probabilidad que mejor se ajuste a las series de gastos máximos diarios, que en este caso coincide con la doble Gumbel.

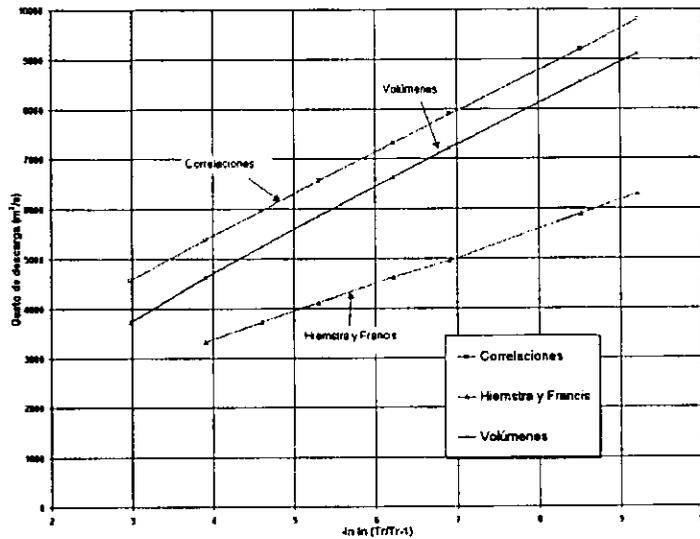


Figura 3.28 Distribuciones de probabilidad de gastos de descarga para  $L_c=70$  m y Elev=204 m.s.n.m.

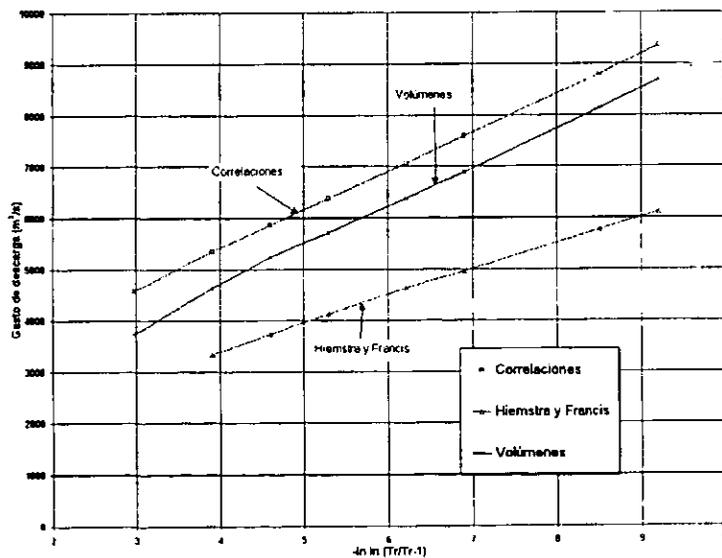


Figura 3.29 Distribuciones de probabilidad de gastos de descarga para  $L_c=70$  m y Elev=216 m.s.n.m.

### 3.4 Aplicación de los métodos (descarga controlada)

Como en la parte anterior se compararon los métodos de obtención de avenidas a descarga libre, ahora se hace el mismo análisis considerando la regulación de las descargas por medio de compuertas. Sólo se analizan algunas combinaciones de las 49 propuestas en un principio (tabla 3.2), más una combinación de longitud de cresta de 90 m y una altura de cresta de 216. Estas son las combinaciones 1, 2, 3, 8, 9, 15, 18, 27, 49 y 50.

Las políticas de operación de vertedores son un conjunto de reglas para el control de avenidas, de manera que se proteja a la presa de su desbordamiento, y de que se provoquen los menores daños posibles aguas abajo de ella. Están en función del estado de la presa, el cual está compuesto por factores observables por los operadores, como son los ingresos a la presa, el nivel en el vaso, la precipitación en la cuenca, etc. (Domínguez, 1989).

Las políticas se determinaron con base en las avenidas históricas, y para su definición se adoptó una metodología semejante a la que propone Sánchez et al (1996). Esta metodología consiste en que, para una capacidad total de almacenamiento, o sea, a un NAMO fijo, que en este caso es a la elevación 220 m, se supone un gasto de descarga inicial, que es de 150 m<sup>3</sup>/s. Después se supone una recta como la mostrada en la figura 3.30, en donde su pendiente está dada por el punto II, el cual corresponde al gasto de descarga  $Q_{co}$ , con periodo de retorno de 50 años, y equivale a la mitad del gasto de descarga, si ésta fuera libre. El punto III es donde se abren por completo las compuertas y está definido por el gasto de descarga con 200 años de periodo de retorno. Por ejemplo, para la combinación 1 (HC=204 m y L=20 m) se tienen los siguientes tanteos:

Tabla 3.14 Tanteos para encontrar la política de operación para la combinación 1 (HC=204 y L=20 m)

n	$Q_{co}$	Tr	Tr=50	Tr=200	$h_{Tr=200}$	D. L.
1	3000	111	2598.2			
2	2500	30.3	2731.4			
3	2600	40.8	2693.7			
4	2700	52.1	2663.5	3376.6	28.83	6253.9

La política está dada por la ley de la figura 3.31. De la misma manera se definieron las políticas para el resto de las combinaciones. Un resumen de estas políticas se ve en la figura 3.32, donde se pueden ver además unas curvas de igual periodo de retorno del gasto de descarga, una vez que se han transitado las avenidas históricas con las políticas definidas anteriormente.

Para llevar a cabo la comparación de los métodos de Correlaciones, de Hiemstra y Francis y de Volúmenes se seleccionaron 4 casos de las 10 combinaciones anteriores: 2, 9, 27 y 49. Para cada una de estas combinaciones se calculó su función de distribución de probabilidad, tanto de las descargas, como de las elevaciones máximas (NAME's). Los resultados se presentan en las tablas 3.22 a 3.24, y en las figuras 3.33 a 3.36.

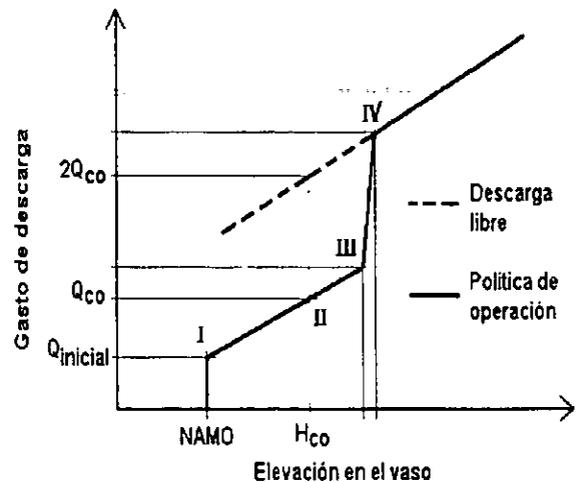


Figura 3.30 Política propuesta para cada combinación

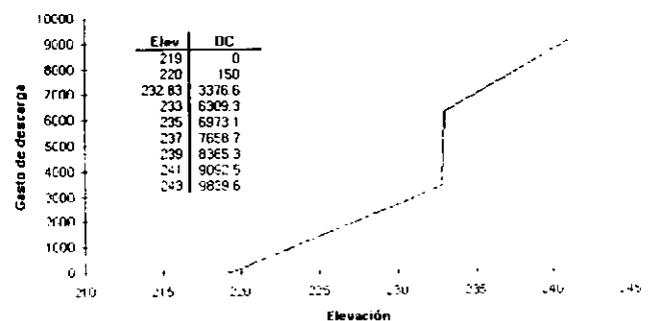


Figura 3.31 Política de operación para la combinación 1

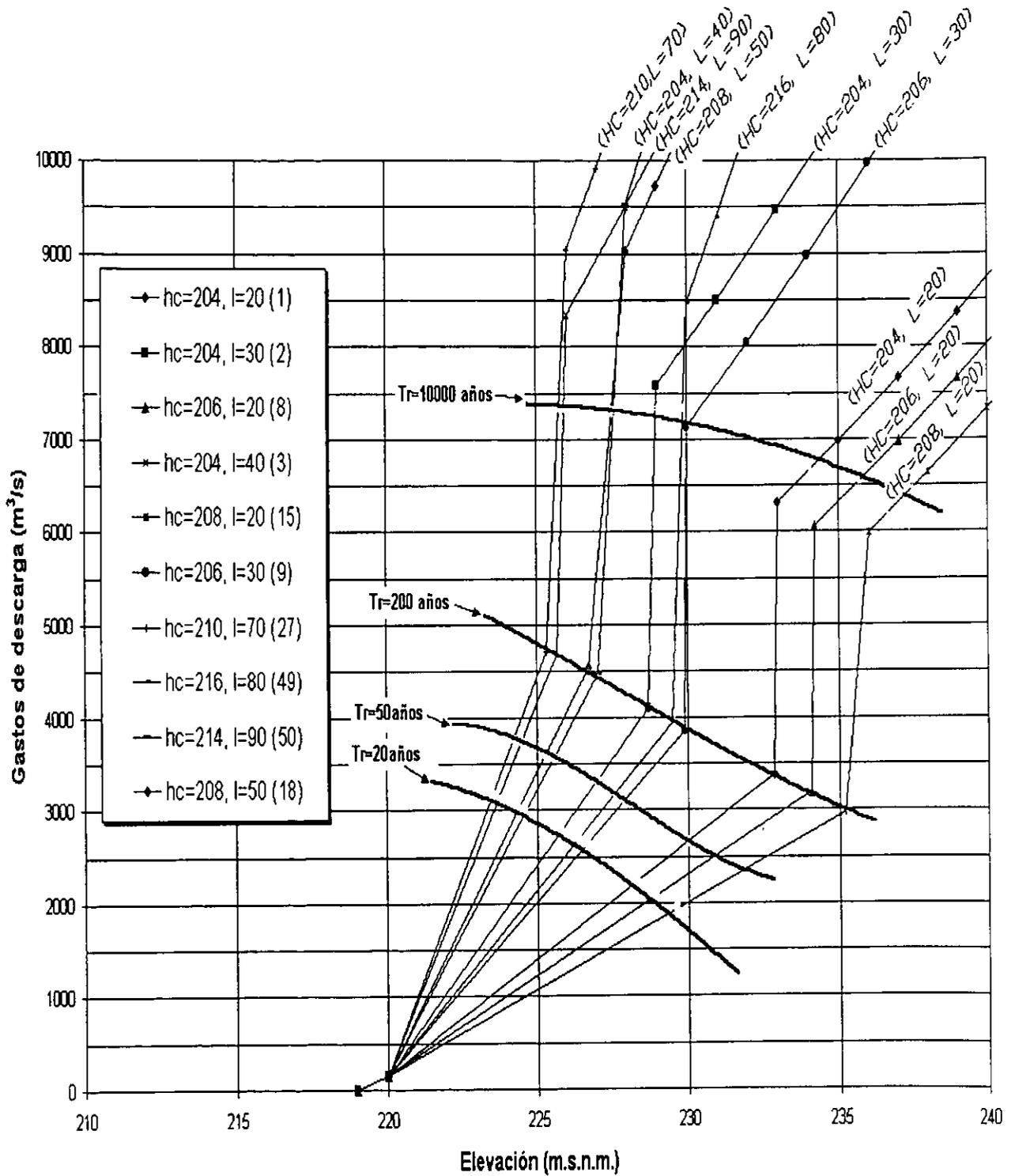


Figura 3.32 Políticas de operación para las 10 combinaciones analizadas

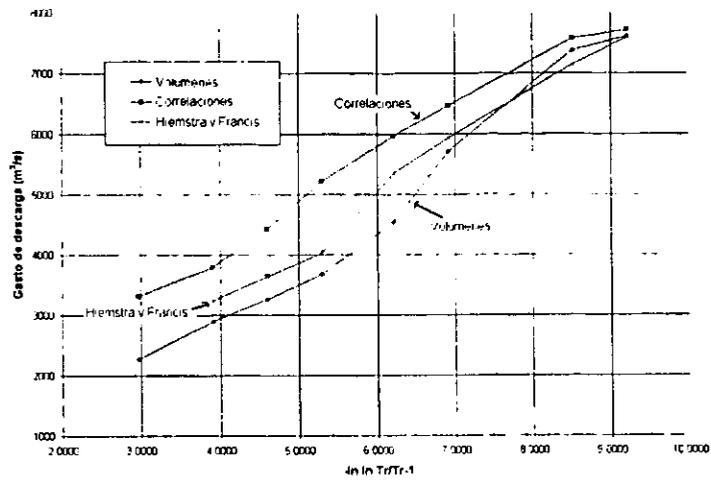


Figura 3.33 Función de distribución de las descargas para la combinación 2 (descarga controlada)

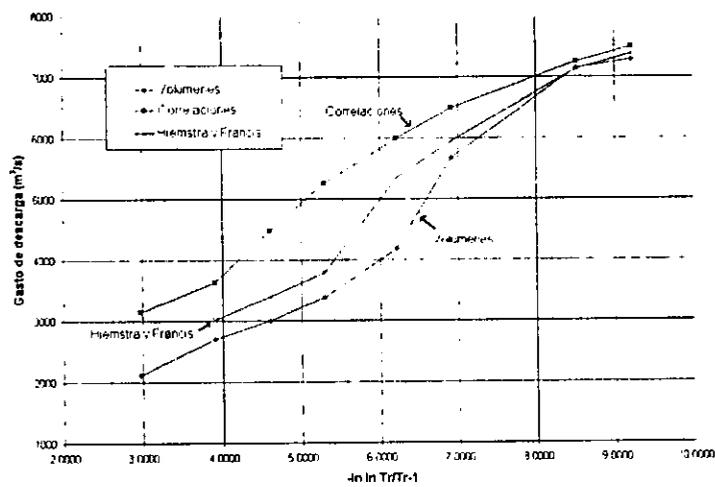


Figura 3.34 Función de distribución de las descargas para la combinación 9 (descarga controlada)

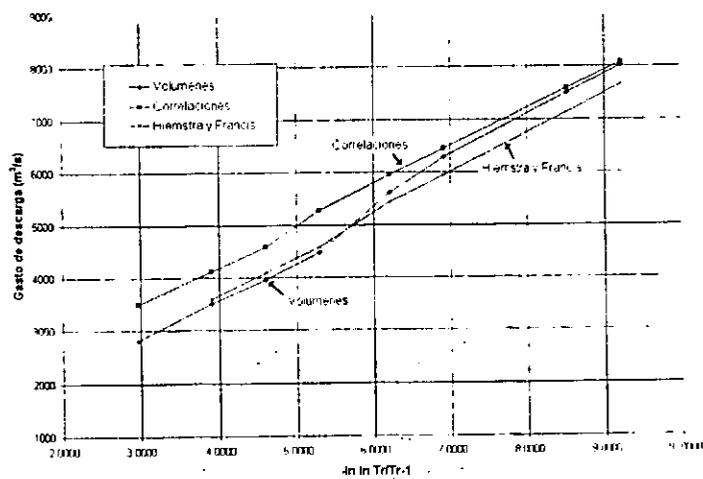


Figura 3.35 Función de distribución de las descargas para la combinación 27 (descarga controlada)

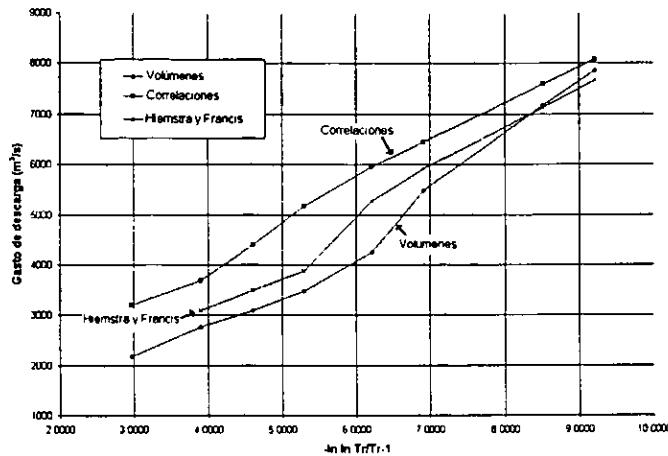


Figura 3.36 Función de distribución de las descargas para la combinación 49 (descarga controlada)

### 3.4.1 Análisis de los resultados

Un análisis de los resultados anteriores coloca ahora al método de Hiemstra y Francis en medio de los otros dos, excepto para periodos de retorno grandes, aproximadamente más de 200 años, en los que queda por debajo de los otros dos métodos. De esta manera, el método de volúmenes para periodos de retorno de más de 200 años queda en medio de los resultados de los otros dos métodos.

En el método de correlaciones se observó que al calcular los gastos de pico y agregar los intervalos de confianza del 99.99% se sobrestimaban los gastos, por lo que en adelante se calcularán los gastos de pico con un enfoque diferente, basado en la probabilidad de que dado un volumen se sobrepase un gasto de pico, o dado un gasto de pico, la probabilidad de que se sobrepase un volumen, y la forma sea obtenida mediante el máximo producto  $Q_p \times V$ , que puede ser un factor crítico en el diseño del vertedor.

Al igual que en el caso de descarga libre, se vuelve a recomendar el método de Hiemstra y Francis por su efectividad y sencillez sobre los otros y se recomienda su análisis para el caso de avenidas provenientes de dos poblaciones, aunque para periodos de retorno grandes el métodos de volúmenes queda por en medio de los otros dos métodos.

## CAPÍTULO 4 APLICACIONES DE LOS MÉTODOS DE OBTENCIÓN DE AVENIDAS

*En este capítulo se lleva a cabo la aplicación práctica de los métodos de Correlaciones, de Volúmenes y de Hiemstra y Francis para la obtención de avenidas de diseño de las presas de Aguamilpa y El Cuchillo, y se hacen comparaciones de los resultados que arrojan los diferentes métodos.*

### 4.1 Presa de Aguamilpa

La presa de Aguamilpa se localiza sobre el río Santiago, en el estado de Nayarit, en los municipios de Tepic y El Nayar (C.F.E., 1991), y su función es la generación de energía eléctrica. Esta presa ocupa el 4º lugar nacional en potencia instalada, el 5º en generación media anual, el 6º en almacenamiento (después de La Amistad), y el 3º en altura de cortina, la cual es de enrocamiento con cara de concreto. El río Santiago tiene un régimen de escurrimientos variable, pues en un mes de estiaje el gasto medio oscila entre 8 y 180 m<sup>3</sup>/s, mientras que en uno húmedo se ubica entre 95 y 2000 m<sup>3</sup>/s. La información necesaria para la aplicación de los diferentes métodos son gastos medios diarios y las características de la cortina y del vertedor, así como del vaso, para lo cual se cuenta con datos de gastos medios diarios correspondientes a los años de 1942 a 1989 (48 años). Por otro lado, la elevación real de la cresta del vertedor se ubica a 210 m. s. n. m., con una longitud total de 72 m, y cuenta con 6 compuertas de 12 m de ancho y 19.5 m de alto. El NAMO se ubica en la elevación 220 y el NAME en la 232. El libre bordo es de 3 m, por lo que la corona de la cortina se ubica en la elevación 235.

#### 4.1.1 Método de Correlaciones

La aplicación de este método se modificó, como ya se apuntaba al final del capítulo anterior, y se describe detalladamente en el informe de Sánchez y Jiménez (1998), el cual, en términos generales, se presenta a continuación. Se analizaron 24 años con avenidas cuyo gasto medio diario máximo superó los 2000 m<sup>3</sup>/s, el cual se consideró como un umbral para analizar las avenidas más importantes; además se consideró que el gasto base es de 450 m<sup>3</sup>/s. Del registro analizado se agregó el año de 1992, ya que representa una avenida importante. Los valores del gasto y el volumen en exceso de cada una de las avenidas,  $Q_E$  y  $V_E$ , respectivamente, correspondientes al máximo producto de ellos en cada uno de los años abundantes se muestran en las primeras columnas de la tabla 4.1. En dicha tabla también puede verse que hay dos tipos de avenidas, 21 de ellas tienen picos y volúmenes más o menos proporcionales y parecen corresponder a tormentas generalizadas en la mayor parte de la cuenca; en cambio, tres de ellas y la de 1992 tienen picos muy pronunciados y volúmenes notoriamente más pequeños, y son originadas por precipitaciones grandes sólo en la parte baja de la cuenca. Por estos motivos se considerarán dos poblaciones y los cálculos se harán con las 21 avenidas del primer tipo, y sólo se comprobará posteriormente el funcionamiento del vertedor con avenidas del segundo tipo.

El método requiere de la calibración de la siguiente ecuación para estimar las avenidas a partir de las características de las avenidas históricas, tiempo de pico,  $T_p$ , tiempo base,  $T_B$ , gasto de pico,  $Q_E$  y gasto base,  $Q_B$ .

$$Q = Q_E \left( \frac{t}{T_p} \right)^{\alpha} + Q_B, \quad t \leq T_p \quad (4.1a)$$

$$Q = Q_E \left( \frac{T_B - t}{T_B - T_p} \right)^{\alpha} + Q_B, \quad T_p \leq t \leq T_B \quad (4.1b)$$

$$Q = Q_B, \quad t > T_B \quad (4.1c)$$

Tabla 4.1 Características de las avenidas de Aguamilpa (método de Correlaciones)

Año	QE (m <sup>3</sup> /s)	VE (millones de m <sup>3</sup> )	R (QE/VE)	α	Tp (días)	TB (días)
42	1529	836.960	1.827	1.89	6.12	17.33
44	2647	1892.940	1.398	0.74	6.73	14.52
47	1671	1094.770	1.526	1.51	8.61	18.75
48	1854	919.120	2.017	1.23	8.91	12.65
53	1796	1724.720	1.041	1.22	19.45	24.45
55	1607	1364.520	1.178	1.41	8.49	23.46
58	1749	689.820	2.535	1.06	4.04	9.34
63	1998	724.720	2.757	1.54	5.87	10.34
65	2329	1451.870	1.604	0.93	6.38	13.94
66	2003	1448.670	1.383	1.30	12.58	19.08
67	4153	2154.380	1.928	1.52	10.06	14.89
70	2120	951.610	2.228	1.47	6.53	12.56
71	1767	1465.520	1.206	1.50	12.16	23.82
73	5163	3101.070	1.665	1.25	8.93	15.49
75	3525	2137.540	1.732	1.87	4.80	19.20
76	2168	1704.150	1.272	0.84	7.25	16.31
77	1824	1662.340	1.126	1.13	15.00	22.00
78	1512	1109.200	1.406	0.96	6.10	16.20
83	2480	971.827	2.902	2.16	3.00	11.96
84	1770	811.560	2.181	1.91	6.27	14.95
88	4163	1763.860	2.360	1.50	5.42	11.97

Año	QE	VE	R	α	Tp	TB
43	5332	939.77	5.674	2.82	1.24	6.19
51	2828	256.35	11.032	3.39	1.50	2.49
87	2532	424.92	5.959	2.05	1.85	5.24
92	6470	1030.41	6.279	2.20	3.27	5.11

En las figuras 4.1.a, 4.1.b y 4.1.c se muestran con trazo continuo el hidrograma registrado y con discontinuo el idealizado, obtenido con el programa "HIDAGU.BAS" (ver anexo de programas) para las avenidas de 1944, 1973 y 1992. En la del 73 se indica también una avenida previa que no se consideró para el cálculo porque se supuso que prácticamente había terminado cuando empezó la avenida mayor. En las figuras se anotaron también los valores de  $\alpha$ ,  $T_p$  y  $T_B$  obtenidos con ese programa, donde el valor de  $\alpha$  es el anotado en la tabla 4.1. Al proceder en la misma forma con las restantes avenidas se obtuvieron los datos que se consignan en las últimas columnas de la tabla 4.1.

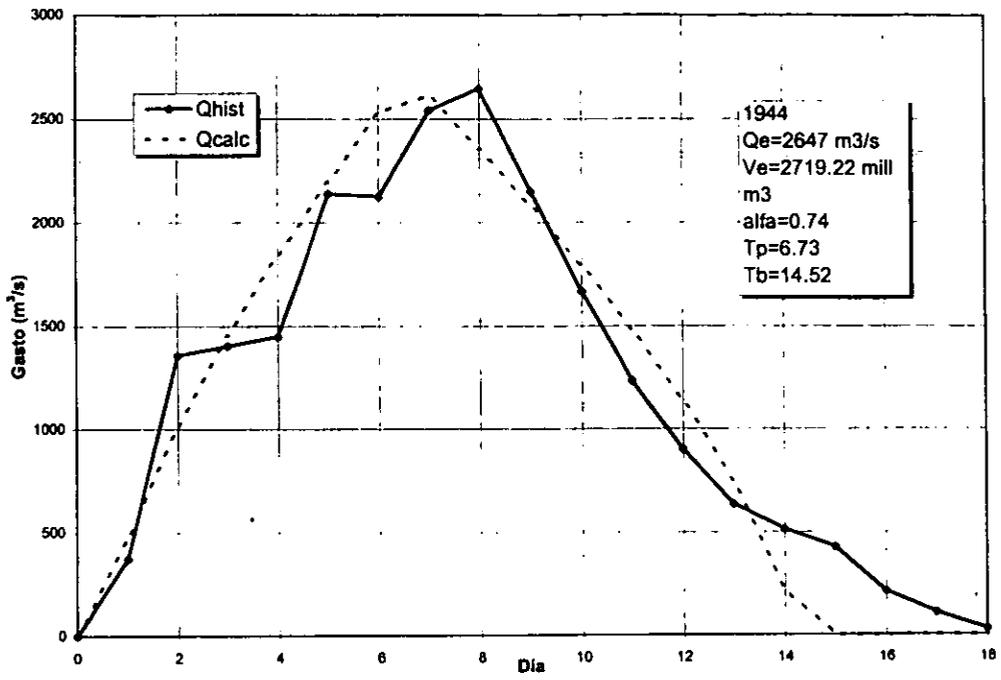


Figura 4.1a Avenida histórica de 1944

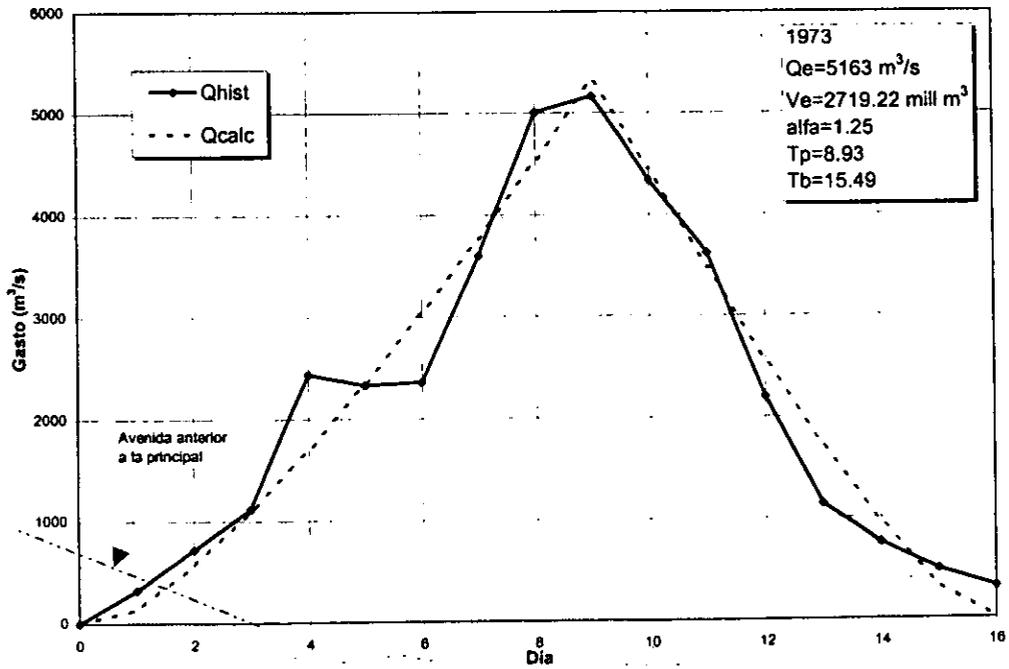


Figura 4.1b Avenida histórica de 1973

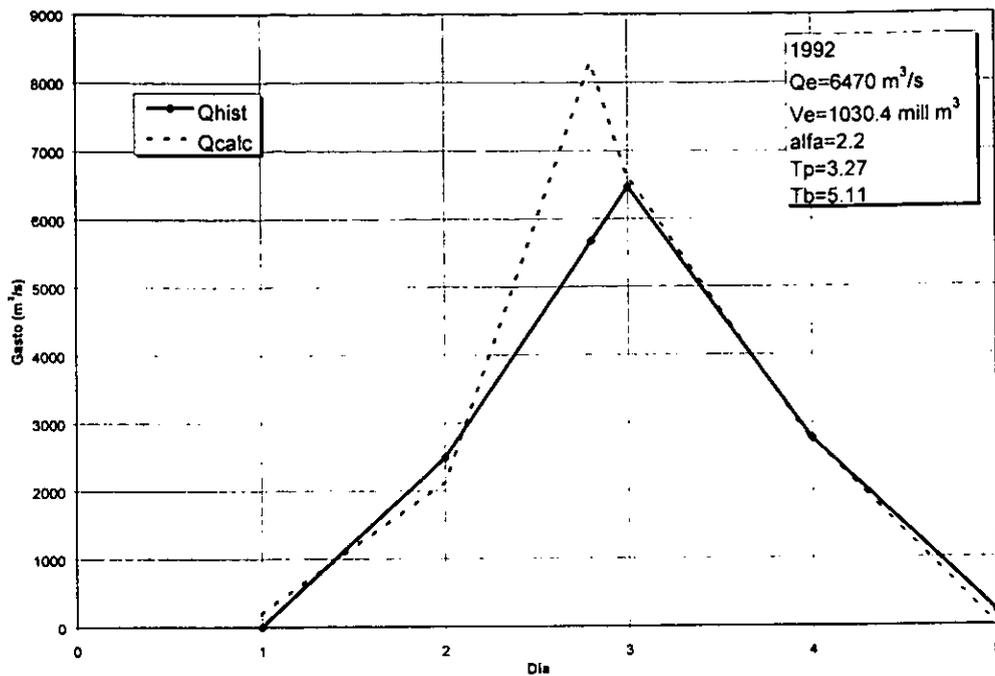


Figura 4.1c Avenida histórica de 1992

Para definir  $\alpha$  se propuso establecer que

$$\alpha = a_0 + a_1 R + a_2 R^2 \quad (4.2a)$$

Y, en atención a los mínimos valores de  $\alpha$  mostrados en la tabla 4.1, se consideró necesario elegir un origen  $\alpha_x$ ,  $R_x$  de manera que  $\alpha_x = a_0 + a_1 R_x + a_2 R_x^2$ , es decir que  $a_0 = \alpha_x - a_1 R_x - a_2 R_x^2$ , de manera que la ecuación 4.2a toma la forma

$$\frac{\alpha - \alpha_x}{y_1} = a_1 \frac{(R - R_x)}{x_1} + a_2 \frac{(R^2 - R_x^2)}{x_2} \quad (4.2b)$$

Así, los valores óptimos de  $a_1$  y  $a_2$  serán la solución del sistema

$$\begin{Bmatrix} \sum x_1^2 & \sum x_1 x_2 \\ \sum x_1 x_2 & \sum x_2^2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum y x_1 \\ \sum y x_2 \end{Bmatrix} \quad (4.2c)$$

De este modo, para  $\alpha_x = 0.85$  y  $R_x = 1$ , y utilizando los datos de la tabla 4.1 se obtuvieron los siguientes resultados:  $a_0 = 0.1997$ ,  $a_1 = 0.5942$  y  $a_2 = 0.0617$ .

Para definir las ecuaciones

$$\alpha = F(R) \quad (4.3a)$$

$$T_p = G(R) \quad (4.3b)$$

$$T_b = H(R) \quad (4.3c)$$

se consideraron igualdades de la forma  $T = K R^\alpha$ , con lo cual si  $y = \ln T$  y  $x = \ln R$ , los mayores valores para  $k$  y  $\alpha$  serán la solución del sistema

$$\begin{Bmatrix} 21 & \sum x \\ \sum x & \sum x^2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \ln R \\ \alpha \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum y \\ \sum yx \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

Por medio de los datos de la tabla 4.1 se encontró que

$$T_p = 12.6628 / R^{1.0163} \quad (4.5a)$$

$$T_B = 23.8828 / R^{0.7828} \quad (4.5b)$$

Utilizando nuevamente los datos de la tabla 4.1 se calcularon los parámetros de la distribución bivariada lognormal, los cuales resultaron ser:

$$\begin{aligned} \bar{X} &= 7.7039 & \bar{S}_x &= 0.3559 & \bar{S}_{xy} &= 0.6876 \\ \bar{Y} &= 7.1754 & \bar{S}_y &= 0.4066 & & \end{aligned}$$

Para definir el valor del factor  $f$  de las ecuaciones

$$\frac{f}{T_R} = P^*(X) P^*(Y|X) \quad (4.6a)$$

o

$$\frac{f}{T_R} = P^*(Y) P^*(X|Y) \quad (4.6b)$$

donde  $P^*(X) = 1 - P(X)$ . Se consideró que según los datos mostrados en la tabla 4.1, en 47 años hubo 21 avenidas, dos de las cuales tuvieron la característica de tener simultáneamente los dos valores máximos de  $Q_E$  y  $V_E$ , de manera que podrá suponerse que  $P^*(X) P^*(Y|X) = \frac{2}{21} \frac{1}{47}$ , con lo que el factor sería  $f = 2/21 = 0.095238$ .

Para validar esta suposición se procederá como se indica en seguida.

Para 1973 se presentó claramente la avenida con mayor producto  $Q_E \cdot V_E$ , según los datos de la tabla 4.1,  $Q_E = 5163$  y  $V_E = 3101$ , de manera que si  $x = \ln 5163 = 8.5493$ , con los valores de la distribución bivariada lognormal previamente calculada se tendría que, por la expresión

$$X = \bar{X} + \bar{S}_x \tau\{P(X)\} \quad (4.7a)$$

por lo que el valor de la variable normal estandarizada es

$$\tau\{P(X)\} = \frac{8.5493 - 7.7039}{0.3559} = 2.375$$

Para este coeficiente, en la tabla de distribución normal se encuentra que  $P(X) = 0.99123$ , por lo que  $P^*(X) = 0.008774$ ; entonces

$$P^*(Y|X) = \frac{0.095238}{47 * 0.008774} = 0.2309$$

Así que  $P(Y|X) = 0.7691$ , con  $\tau[P(Y|X)] = 0.73589$ . Además, de la ecuación

$$m_{Y|X} = \bar{Y} + \frac{\bar{S}_{XY} \bar{S}_Y}{\bar{S}_X} (X - \bar{X}) \quad (4.7b)$$

se tendría que

$$m_{Y|X} = 7.1754 + \frac{0.6876 \cdot 0.4066}{0.3559} (8.5493 - 7.7039) = 7.8395$$

y de la ecuación

$$Y|x = m_{Y|X} + \sqrt{1 - S_{XY}^2} \bar{S}_Y \tau[P(Y|X)] \quad (4.7c)$$

resultaría que

$$Y|x = 7.8395 + \sqrt{1 - 0.6876^2} \cdot 0.4066 \cdot 0.73589 = 8.0568$$

Así que para el gasto de pico de  $5163 \text{ m}^3/\text{s}$ , el volumen en exceso sería  $V_E = e^{8.0568} = 3155.2$ , en vez de 3101. Si se procede en forma similar, pero a partir del supuesto de que  $P^*(Y) P^*(X|Y) = f / T_R$ , se encontrará que para el volumen  $V_E = 3101$  el gasto en exceso correspondiente es  $Q_E = 5048.3$  en lugar de 5163. De acuerdo con estos resultados resulta válida la hipótesis de que  $f = 2/21 = 0.095238$ .

Con base en el valor del factor  $f$  seleccionado y de los valores de la distribución bivariada lognormal calculados mediante los programas "DAMEHIDQ.BAS" y "DAMEHIDV.BAS" se determinaron las parejas de valores  $Q_E$  y  $V_E$  para avenidas "medias" (se usa la "r" que de el máximo producto  $Q_E \cdot V_E$ ), "voluminosas" (con  $R \approx 1.1$ ) y de "gran pico" (con  $R \approx 1.9$ ), para periodos de retorno de 250 y 5000 años. De estos tres tipos de avenidas se procedió a seleccionar aquéllas con mayor producto  $Q_E \cdot V_E$  y, además, se calcularon los valores de  $\alpha$ ,  $T_1 \approx T_p$  y  $T_2 \approx T_B$  con las ecuaciones 4.2 y 4.5a. Después se determinaron, para cada avenida, el gasto máximo horario  $Q_E^*$ , así como los valores de  $T_p$  y  $T_B$ , para definir cada uno de los hidrogramas. Los resultados se muestran en las tablas 4.2 a 4.5 (los dos programas anteriores se pueden consultar en el anexo de programas).

Tabla 4.2 Características de las avenidas por el método de Correlaciones,  $T_r=250$  años

AVDIXY	YXDIAV
<b>Media</b>	
$Q_E=6136$	$Q_E=5493$
$V_E=3811.298$	$V_E=4325.698$
$R=1.610$	$R=1.270$
$QV=23387.1$	$QV=23762.7^*$
<b>Voluminosa</b>	
$Q_E=4702$	$Q_E=5070$
$V_E=4274.96$	$V_E=4608.701$
$R=1.100$	$R=1.100$
$QV=20102.5$	$QV=23365.5^*$
<b>Gran pico</b>	
$Q_E=6582$	$Q_E=6221$
$V_E=3463.541$	$V_E=3274.134$
$R=1.900$	$R=1.900$
$QV=22797.7^*$	$QV=20367.7$

**Avenidas seleccionadas**

Voluminosa	Media	Gran pico
$Q_E=5070$	$Q_E=5493$	$Q_E=6582$
$V_E=4608.701$	$V_E=4325.698$	$V_E=3463.841$
$R=1.100$	$R=1.270$	$R=1.900$

**Tabla 4.3 Características de las avenidas seleccionadas por el método de Correlaciones,  $T_r=250$  años**

Voluminosa	Media	Gran pico
$Q_E^* = 5070$	$Q_E^* = 5657$	$Q_E^* = 6934$
$\alpha=0.928$	$\alpha=1.054$	$\alpha=1.460$
$T_1=11.0$ días	$T_1=9.2$	$T_1=5.9$
$T_2=19.8$ días	$T_2=18.2$	$T_2=14.2$

**Tabla 4.4 Características de las avenidas por el método de Correlaciones,  $T_r=5000$  años**

AVDIXY		YXDIAV	
<b>Media</b>			
$Q_E=7621$	$Q_E=7806$	$Q_E=7806$	$Q_E=7806$
$V_E=5418.46$	$V_E=5228.57$	$V_E=5228.57$	$V_E=5228.57$
$R=1.406$	$R=1.493$	$R=1.493$	$R=1.493$
$QV=41292.88^*$	$QV=40813.90$	$QV=40813.90$	$QV=40813.90$
<b>Voluminosa</b>			
$Q_E=6403$	$Q_E=6780$	$Q_E=6780$	$Q_E=6780$
$V_E=5848.41$	$V_E=6128.59$	$V_E=6128.59$	$V_E=6128.59$
$R=1.095$	$R=1.106$	$R=1.106$	$R=1.106$
$QV=37447.66$	$QV=4148.65^*$	$QV=4148.65^*$	$QV=4148.65^*$
<b>Gran pico</b>			
$Q_E=8707$	$Q_E=8230$	$Q_E=8230$	$Q_E=8230$
$V_E=4583.11$	$V_E=4390.17$	$V_E=4390.17$	$V_E=4390.17$
$R=1.900$	$R=1.875$	$R=1.875$	$R=1.875$
$QV=39905.08^*$	$QV=36132.08$	$QV=36132.08$	$QV=36132.08$

**Avenidas seleccionadas**

Voluminosa	Media	Gran pico
$Q_E=6780$	$Q_E=7621$	$Q_E=8707$
$V_E=6128.59$	$V_E=5418.46$	$V_E=4583.11$
$R=1.106$	$R=1.406$	$R=1.900$

Tabla 4.5 Características de las avenidas seleccionadas por el método de Correlaciones,  $T_r=5000$  años

Voluminosa	Media	Gran pico
$Q_E^* = 6944$	$Q_E^* = 7886$	$Q_E^* = 9184$
$\alpha = 0.9325$	$\alpha = 1.1574$	$\alpha = 1.5512$
$T_1 = 11.43$ días	$T_1 = 8.95$	$T_1 = 6.60$
$T_2 = 22.07$ días	$T_2 = 18.29$	$T_2 = 16.94$

Los hidrogramas de las avenidas que deberán transitarse para elegir algún plan de operación quedarán definidos por las ecuaciones 4.1a, 4.1b y 4.1c, y los valores de  $Q_E$ ,  $\alpha$ ,  $T_P$  y  $T_B$  consignados en los últimos cuatro renglones de las tablas 4.3 y 4.5. Debe recordarse que el gasto base es  $Q_B = 450 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### 4.1.2 Método de volúmenes

Se analizaron los gastos medios diarios correspondientes a los años de 1942 a 1989 (48 años) para calcular los gastos promedio máximos asociados a duraciones de uno y 15 días, mediante el programa GASMED.EXE. Estos valores se pueden ver en la siguiente tabla.

Tabla 4.6 Gastos promedio históricos para diferentes duraciones

No.	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15
1	1979.1	1666.2	1556.3	1487.9	1476	1468.9	1420.6	1382	1324.6	1270	1227.8	1183.2	1150.7	1125.7	1148.4
2	5782.3	4509.1	3562.9	2938	2507.8	2214.3	1993.7	1817.1	1671.1	1574.5	1517.5	1474	1448.8	1426.2	1400.7
3	3096.5	3043.4	2895.9	2815.7	2770.4	2661.4	2552.5	2465.3	2392.2	2321.3	2233.1	2137.5	2047.2	2012.3	2019.2
4	1525.1	1409.7	1338.9	1210.8	1130.9	1055.5	985.1	918.8	878.2	846.7	826.9	827.2	827.1	809	801.5
5	1365	1248.7	1246.1	1150.7	1085	1016.5	957	933.1	962	960.3	951.7	926.9	898.9	867.6	850.8
6	2121	1763.2	1722.1	1672	1671	1671.1	1633.1	1564.3	1506.4	1466.5	1431.6	1392.9	1344.2	1299.1	1260.1
7	2303.5	2019.9	1916.2	1831.4	1731.5	1646	1560.4	1534.4	1511.8	1465.3	1422.4	1357.9	1291.3	1305.5	1328.9
8	1617.4	1413.2	1290.6	1254.8	1239.8	1207.4	1159.6	1110.2	1099.1	1086	1082.3	1060.1	1030.3	1021.2	1022.8
9	1231.1	1148.5	1067.4	1026.7	996.8	938.7	878.5	839.1	801.5	768.1	768.2	762.8	771.6	768.3	760.3
10	3277.9	1814	1340.3	1095.8	1024	925.5	834.8	799.7	833.1	858.1	847.1	812.6	777	749.6	718.9
11	1463.2	1367.1	1359.2	1357.9	1332.1	1297	1239.7	1165.9	1095.9	1074.9	1036.3	1004.1	968	936.2	905.8
12	2245.8	2114.3	2050.9	1943.2	1884	1840	1764.7	1702.1	1619.4	1565	1591.4	1593.8	1568.4	1536	1509.8
13	1618.5	1477.6	1408.5	1332.5	1211.4	1101.2	1022.5	973.2	947.2	907.5	895.5	872.8	853.1	838.8	825.3
14	2056.7	2011.4	1983.4	1832.8	1678.9	1594.6	1504	1479.1	1502.3	1493.1	1479.8	1446	1413.3	1393.5	1372.2
15	1825.1	1658.1	1588.8	1477.6	1401.6	1352.6	1314.9	1267.6	1229	1182.4	1140.6	1095.2	1053.3	1011.7	971.6
16	1521.1	1125.2	989.8	848.2	739.4	656.3	591.3	539.8	498.6	463.7	435.2	406.7	382.3	361.1	342.3
17	2199.4	2137.6	2010.6	1862.9	1726.4	1627.2	1536.2	1441	1337.2	1251.5	1245.5	1240.7	1220.7	1196.6	1203.7
18	1762.8	1664.2	1538.9	1468.9	1400.5	1360.6	1349.1	1337.8	1345.1	1351.9	1343.4	1332.2	1321.1	1301.5	1281.4
19	1073	980.5	937.2	904.4	859.1	826.3	812.9	794	772.2	730	693.4	657.5	625.7	605.3	610.2
20	1756.4	1464.5	1332.9	1265	1197.6	1193.5	1174.6	1149.8	1095.5	1048.3	1020.2	990.4	964.7	970.5	970.8
21	1310.5	1266.2	1242.8	1226	1174.2	1159.1	1131.7	1098.7	1071.2	1027.7	993.1	955.5	921.6	891.6	865.8
22	2448	2393	2158.7	2037	1882.6	1763.3	1644.6	1527.8	1434.8	1353.7	1276.4	1216	1170.5	1121.4	1081.4
23	1432	1403.5	1297	1263	1212	1152.8	1094.6	1046.6	1034.6	1034.7	1040.4	1047.3	1024	1001.6	986

No.	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15
24	2789	2735.5	2639	2451.5	2350	2257.3	2188.1	2061.8	1955.1	1868.2	1790	1781.8	1757	1710.2	1668.6
25	2453	2326	2177	2052.5	1978.8	1911.3	1853	1821.8	1756.9	1711.3	1703.2	1682.1	1624.5	1589.5	1542
26	4603	4429.5	4002.3	3743	3546.2	3335.2	3216.1	3104	2927.4	2761	2766	2846.8	2891.1	2908.4	2912.1
27	1818	1770	1594.7	1476	1370.2	1294.3	1298.9	1276.5	1225.8	1195.7	1200.4	1185.8	1181.8	1181.4	1171
28	805	591.5	564	535.3	503.2	463.5	436.9	411.9	386.7	370.3	360	347.8	336.8	326.5	330.6
29	2570	2402	2164.3	2040.8	1923.2	1807.5	1707.4	1623.1	1565.8	1500.7	1432.6	1363.8	1297.2	1236.3	1179.9
30	2368	2315.5	2118	1976.8	1838	1758.8	1684.7	1619.9	1603.8	1567.4	1530.9	1505.1	1481.5	1461.6	1438.9
31	1200	1037.5	962.3	886.8	785.6	704.2	683.1	656.5	633	612.9	591.8	565.4	559.9	547.1	535.1
32	5613	5535.5	5287.3	4983.3	4796.2	4464.8	4223.9	4056.5	3900.1	3669.1	3477.8	3288.1	3125.1	3005.9	2911.5
33	1094	1021.2	993.4	937.8	921.7	892.3	879	852.9	818.1	785.7	747.6	715.6	711.1	695.6	682.4
34	3975	3672.5	3302.7	3068.3	2858.8	2746.8	2668.3	2624.8	2527.3	2436	2352.5	2266.1	2181.5	2100.9	2030.3
35	2618	2575.5	2466	2385.8	2289.8	2220.8	2139.3	2100.5	2075.6	2002.5	1950.3	1899.8	1856	1802.4	1753.4
36	2274	2092.5	2111.3	1983.5	1893.4	1844.5	1802.9	1749.9	1711.1	1700	1690.6	1681.2	1648.7	1618.6	1574.5
37	1962	1774	1694.3	1641.8	1607.2	1567.2	1544.9	1548.8	1547.2	1540.9	1513.7	1476.5	1415.2	1361.3	1304
38	1256	1136	1058.7	1031	1013.4	940.3	882.4	828.6	787.7	753.9	716.9	690.7	663.5	650.4	645.3
39	1583.9	1490.8	1458.9	1377.2	1289.8	1206.5	1124	1043.6	974.7	925.4	883.4	851.4	816.2	785	756.4
40	1926.1	1632.9	1464.8	1286.5	1225.5	1210.9	1145.3	1137.1	1097.7	1063.1	1050.3	1056.7	1056.9	1036.6	1017.6
41	1935	1478.5	1302.7	1128.8	1014.2	932.7	859.4	794.9	749.7	726.3	699.2	669.5	647.6	617.4	592.1
42	2930	2147.5	2150.3	2066.8	1948	1803	1689.7	1622.6	1545.1	1473.9	1448.3	1417.4	1386.1	1369.4	1339.8
43	2220	2002.5	1871.7	1796.3	1723	1606.8	1530.9	1467.8	1391.3	1321.1	1268.2	1218.6	1241.2	1254.6	1246.7
44	1832	1803	1640.3	1497.8	1352	1296.3	1210	1174.4	1127.1	1105.4	1094.5	1079.8	1049.7	1019.4	993.1
45	1848	1675	1426	1411.8	1333	1275.2	1181.9	1095.9	1026.6	971.7	915.6	869.3	829.8	794	757.9
46	2982	2414.5	1866.3	1588.5	1410.4	1269.7	1141.1	1041	950.8	881.4	864.5	851.8	860.4	859.4	859.5
47	4613	4362	4124.3	3958.8	3653.4	3275	3005.6	2802.6	2615.2	2435.8	2278.8	2140.9	2015.5	1908.2	1805.2
48	715	706	682	665	657.8	654.7	651.7	641	645	634.9	629.2	621.8	610.2	600.4	591.9

De esta manera se conformaron 15 series, correspondientes a las duraciones analizadas y a las cuales se les ajustaron funciones de probabilidad mediante el programa AX.EXE, seleccionándose aquella que arrojaba el menor error estándar, la cual resultó ser la doble Gumbel, con la que se calcularon eventos para diferentes periodos de retorno, como se puede ver en la siguiente tabla.

Tabla 4.7 Gastos promedio para diferentes duraciones y periodos de retorno

Tr	Duración (días)														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10000	11523	11092	10590	10192	9730	9220	8676	8156	7687	7267	6901	6581	6308	6070	5866
5000	10817	10429	9930	9470	8980	8490	8000	7538	7110	6712	6359	6055	5795	5571	5376
500	8594	8140	7680	7270	6910	6494	6130	5800	5500	5218	4965	4737	4540	4368	4227
250	7916	7450	7020	6593	6213	5820	5470	5170	4902	4664	4445	4252	4088	3941	3819
50	6270	5810	5350	4980	4630	4342	4081	3861	3674	3505	3353	3223	3111	3007	2917

A partir de los valores anteriores se calculan los gastos para formar las avenidas de diseño, con la siguiente fórmula.

$$Q_i = i \bar{Q}_i - \sum_{j=1}^{i-1} Q_j \quad (4.8)$$

donde  $Q_i$  es el gasto diario  $i$ , y  $\bar{Q}_i$  es el gasto promedio para la duración  $i$ .

De esta manera se calculan los gastos que formarán a las avenidas. Estos gastos se presentan a continuación.

Tabla 4.8 Gastos para formar hidrogramas

Tr	Duración (días)														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10000	11523	10662	9585	8998	7882	6670	5410	4520	3930	3490	3240	3058	3030	2979	3010
5000	10817	10040	8932	8090	7020	6040	5060	4300	3690	3130	2830	2710	2680	2654	2650
500	8594	7686	6760	6041	5469	4414	3946	3490	3100	2680	2430	2230	2180	2136	2244
250	7916	6984	6160	5314	4690	3856	3370	3070	2760	2520	2250	2134	2120	2031	2109
50	6270	5350	4430	3870	3230	2900	2518	2320	2180	1980	1840	1790	1771	1650	1650

La forma de los hidrogramas se definió a partir de las avenidas históricas (figura 4.2 y 4.3) seleccionando una forma de avenida promedio, la cual, se usa en cada uno de los periodos de retorno seleccionados (figura 4.4).

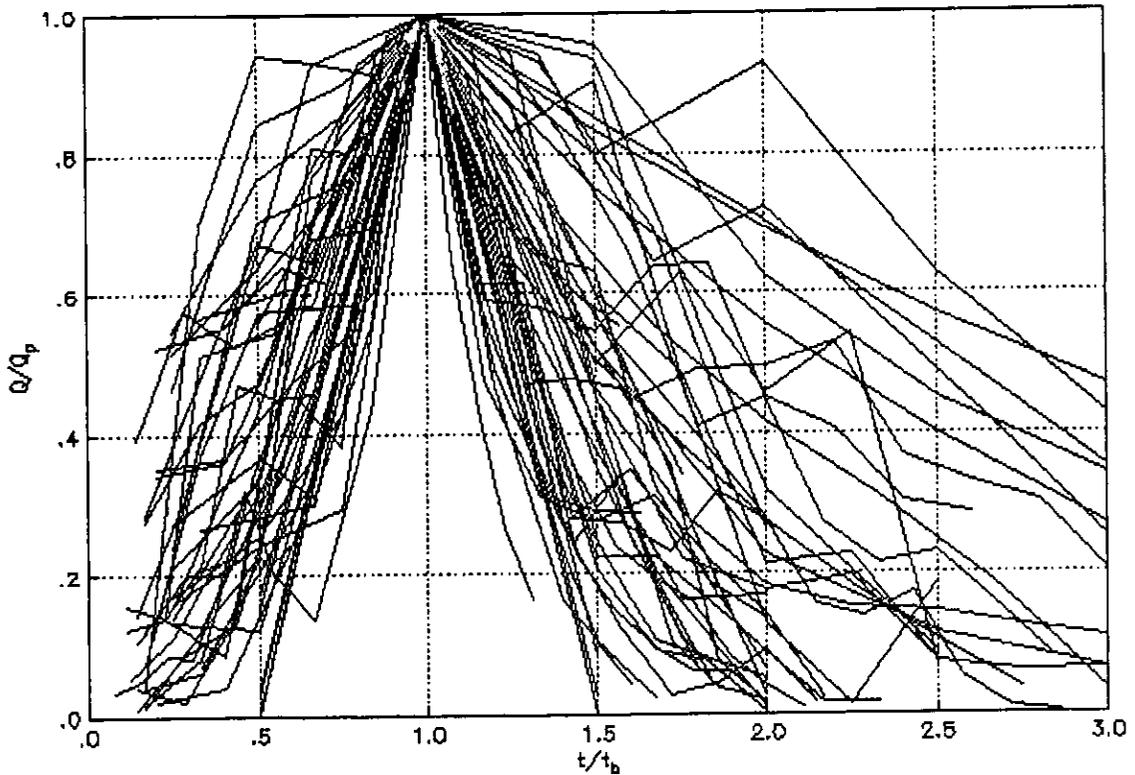


Figura 4.3 Formas adimensionales de las avenidas históricas

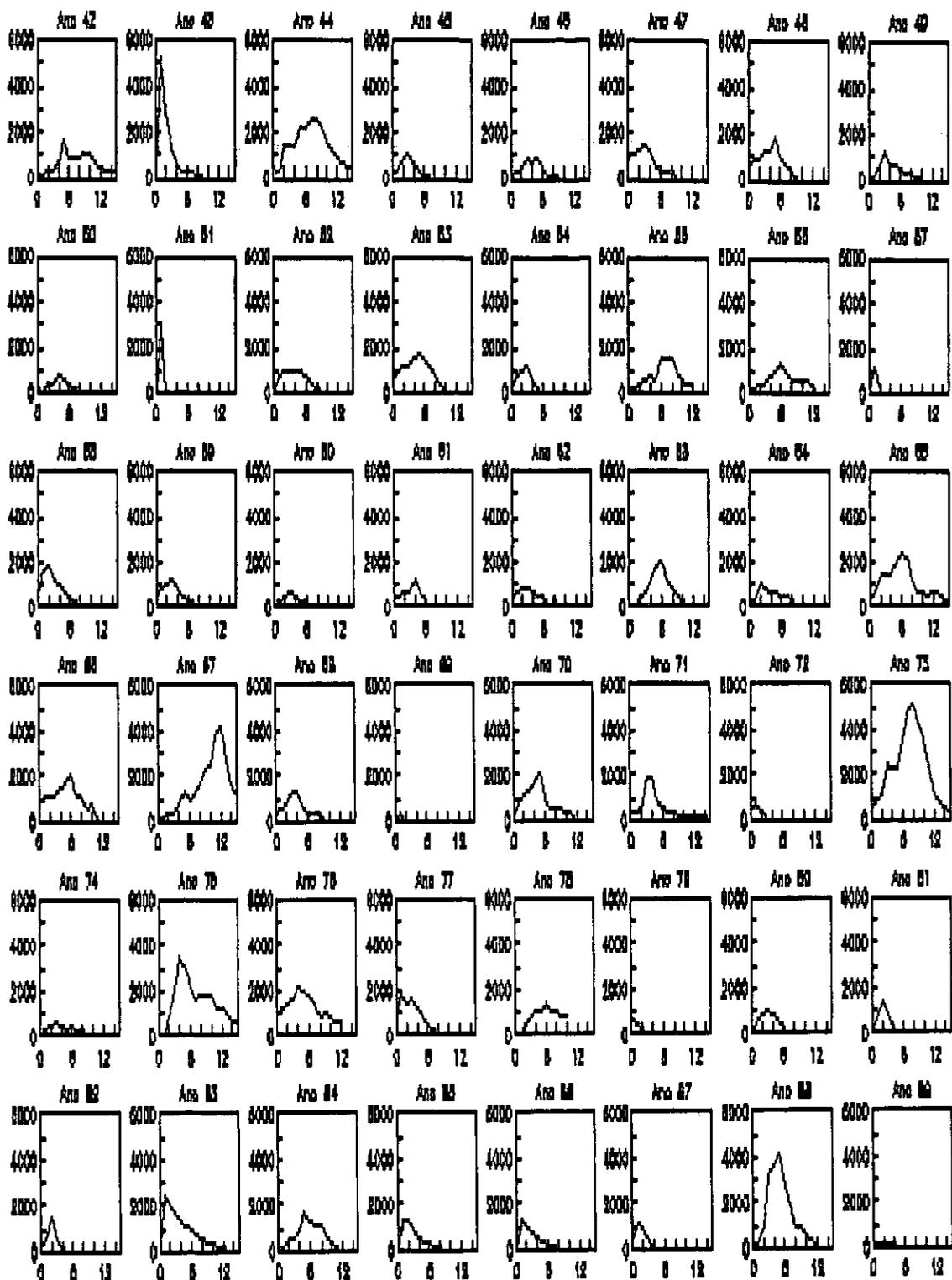


Figura 4.2 Avenidas históricas de Aguamiipa (1942 a 1989)

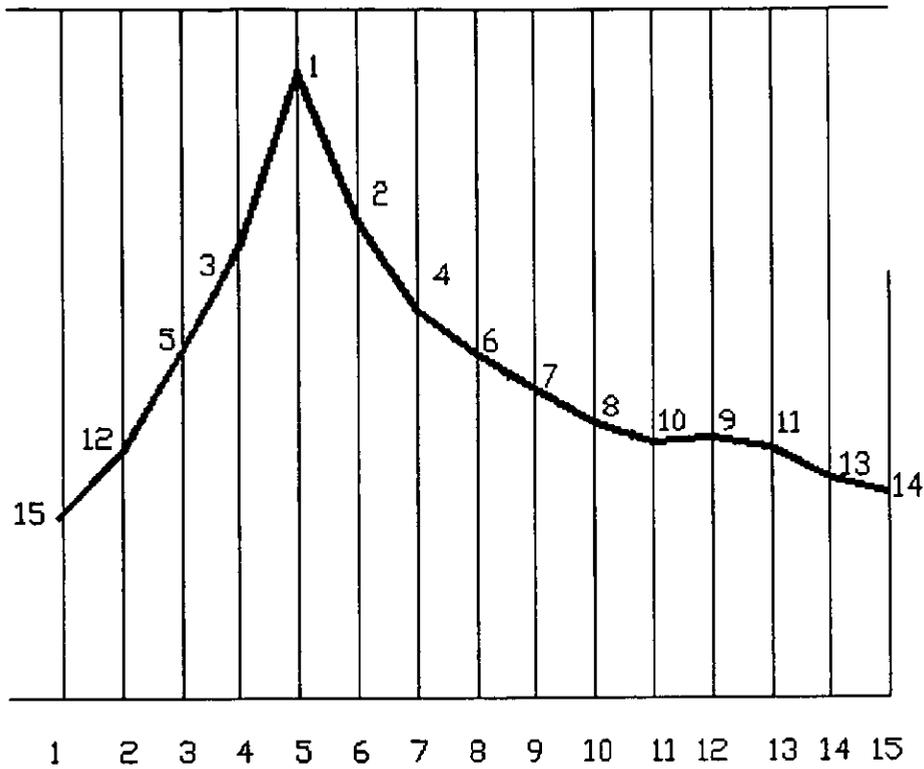


Figura 4.4 Forma de la avenida adoptada

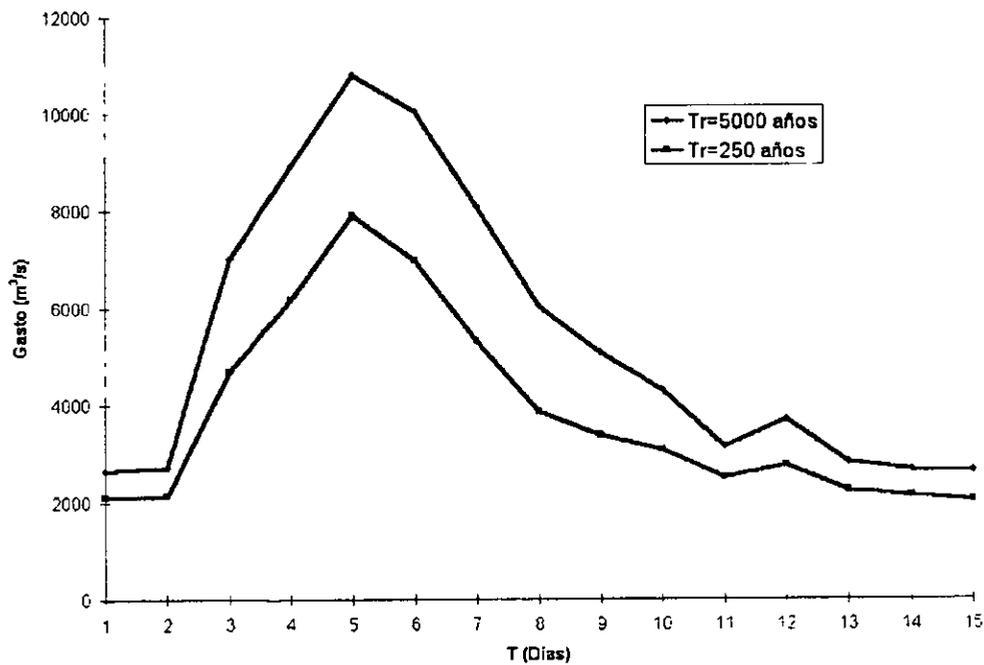


Figura 4.5 Avenidas para periodos de retorno de 250 y 5000 años por el método de volúmenes

### 4.1.3 Método de Hiemstra y Francis

Los datos que se necesitan para aplicar este método son la media y la desviación estándar de los logaritmos de los gastos de pico y de los volúmenes de las avenidas históricas, de las cuales se analizaron las correspondientes a cada uno de los años de todo el registro 1942-1989 (48 años), ya que la correlación entre gastos de pico y volúmenes mejora si se toma todo el registro, que si se analiza sólo una parte de él, como en el caso del método de correlaciones, por lo que el coeficiente de correlación es de 0.8538. Además se consideró que existe un gasto base de  $450 \text{ m}^3/\text{s}$ , al igual que en el método de Correlaciones.

Media de gastos	7.2871
Desv. est. de gastos	0.6051

Media de volúmenes	6.2637
Desv. est. de gastos	0.8818

Después se calculan las avenidas de diseño mediante la función de distribución lognormal bivariada para diferentes periodos de retorno y para tres probabilidades condicionales de excedencia de volumen dado el gasto. Los resultados se muestran en la siguiente tabla, donde se han convertido los logaritmos a los valores normales de los gastos y de los volúmenes.

Tabla 4.9 Gastos de pico y volúmenes por el método de Hiemstra y Francis

Tr=5000	Pico estandarizado	Vol. est. (r=0.8538)	Pico	Volumen
Ave1	3.463	2.787	11879	6132.002
Ave2	3.353	3.081	11114	7946.809
Ave3	3.156	3.341	9865	9994.536

Tr=250	Pico estandarizado	Vol. est. (r=0.8538)	Pico	Volumen
Ave1	2.553	2.009	6851	3087.868
Ave2	2.409	2.296	6278	3977.118
Ave3	2.151	2.541	5370	4936.213

Las avenidas se obtienen al ajustar una función gamma a los valores de gasto de pico y volumen. En las siguientes figuras se muestran las avenidas de diseño para periodos de retorno de 250 y 5000 años.

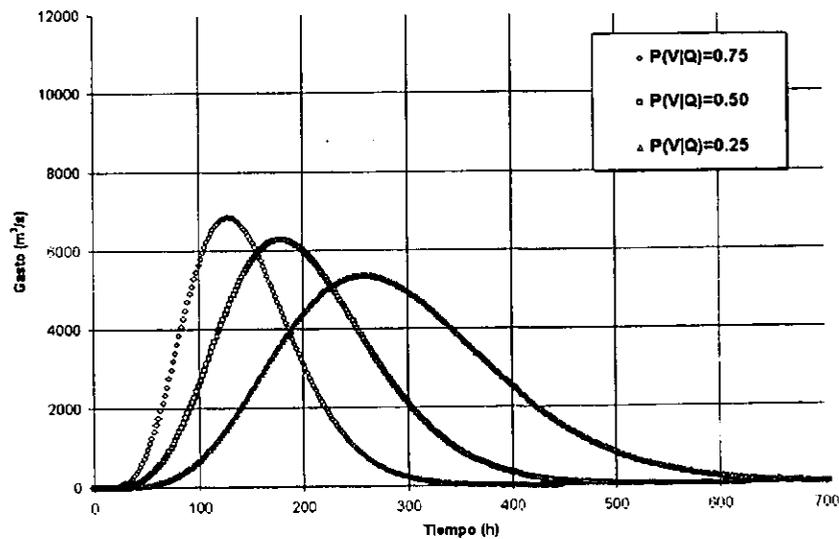


Figura 4.6 Avenidas para  $Tr = 250$  años

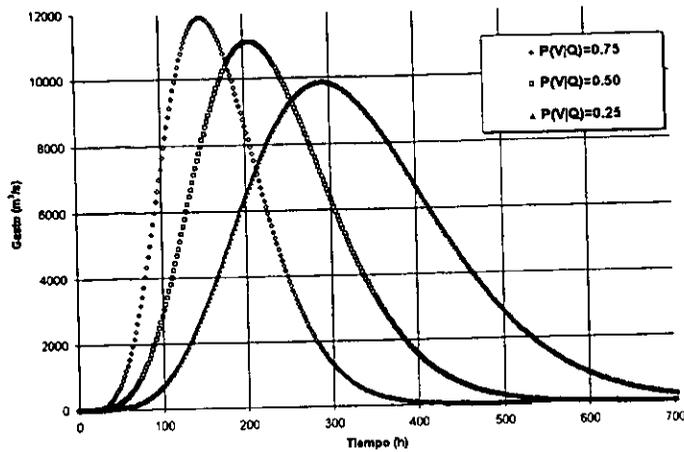


Figura 4.7 Avenidas para  $Tr = 5000$  años

#### 4.1.4 Resumen de los resultados de los tres métodos

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los resultados obtenidos con los tres métodos y en las figuras 4.8 y 4.9 las avenidas de diseño de los tres métodos.

Tabla 4.10 Resumen de resultados de los tres métodos

Tr (años)	Método	Qp (m <sup>3</sup> /s)			V (millones m <sup>3</sup> )		
250	Correlaciones	5103	5505	6638	4635.65	4409.06	3493.98
250	Volúmenes	7916			4970.98		
250	Hiemstra y Francis	5820	6728	7301	5827.21	4625.12	3541.47
5000	Correlaciones	6944	7886	9157	6128.59	5418.46	4583.11
5000	Volúmenes	10817			7399.67		
5000	Hiemstra y Francis	10315	11564	12329	11047.54	8692.01	6699.00

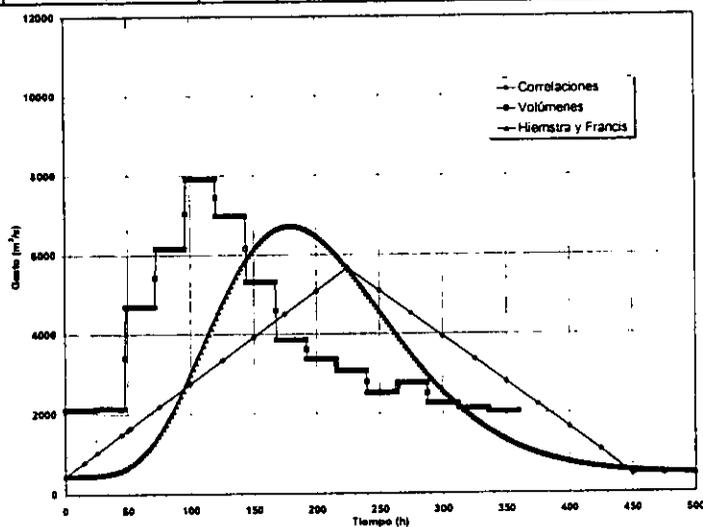


Figura 4.8 Avenidas obtenidas con los tres métodos,  $Tr=250$  años

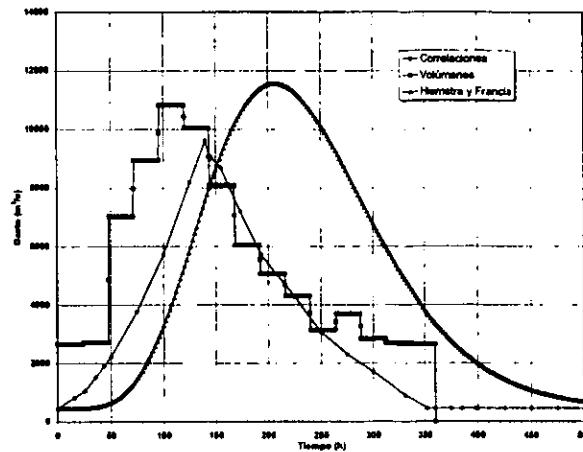


Figura 4.9 Avenidas obtenidas con los tres métodos,  $T_r=5000$  años

Los resultados de los tres métodos difieren entre sí. Era de esperarse que los métodos de Correlaciones y de Hienstra y Francis se parecieran, debido a que ambos hacen uso de una función de probabilidad bivariada lognormal, pero debido al factor de corrección introducido en el método de Correlaciones, y a que únicamente se analizan en este último método, avenidas de tipo “voluminoso” y “no picudas”, la avenida para un periodo de retorno de 5000 años queda un poco abajo, en cuanto al gasto de pico se refiere, mientras que el volumen queda muy por debajo de las otras dos avenidas. Por lo anterior, se recomienda el método de volúmenes, puesto que es el único que toma en cuenta la posibilidad de dos poblaciones en las avenidas de la presa estudiada; de hecho, es un resultado que queda en medio de los otros dos.

## 4.2 Presa de El Cuchillo

La presa de El Cuchillo se localiza sobre el río San Juan, en el estado de Nuevo León, en el municipio de China, y sirve para abastecer de agua, tanto a la ciudad de Monterrey como a su zona metropolitana, y también para riego. Consiste de una cortina de materiales graduados de 44 m de altura máxima y una sección de gravedad de concreto, donde está alojado el vertedor; este último es un perfil Creager de 112 m de longitud, que está controlado por siete compuertas radiales de 13 m de ancho por 16 m de altura, que a su vez se accionan mediante mecanismos eléctricos instalados en un puente de concreto al nivel de la corona, de 14.55 m de ancho. Las compuertas están apoyadas en seis pilas intermedias y dos contrafuertes en los extremos, y descargan en una rápida de 26.5 m de longitud. Después sigue un tanque amortiguador de 90 m de longitud, con ancho de plantilla que se reduce de 112 a 75 m, y taludes variables de vertical en el origen a 1:1 en el extremo, revestidos de concreto, que terminan en un muro deflector de 6 m de altura y 6.5 m de espesor, anclado en la roca mediante un dentellón de 1.5 m de profundidad y 1 m de espesor. A continuación sigue un tramo de canal de 130 m de longitud y 0.0268 de pendiente, con plantilla de 75 m de ancho y taludes de 1.5:1, protegido con enrocamiento pesado en la plantilla y los taludes. El canal termina en un tramo de iguales características, con pendiente de 0.002, que tiene unos 600 m de longitud y descarga en el cauce del río San Juan. La cresta vertedora está a la elevación 151.75 m, el nivel de aguas máximas extraordinarias a la 166.66 m, y se tiene una capacidad máxima de descarga de 10477 m<sup>3</sup>/s. Por otro lado, la elevación del NAMO está en la 162.35 m. Se considera necesario un libre bordo de 3 m. El cauce aguas abajo tiene una capacidad de 3000 m<sup>3</sup>/s y se tienen datos de gastos medios diarios correspondientes a los años de 1933 a 1993, 61 años (CNA, 1997).

### 4.2.1 Método de Correlaciones

Se dispone de la información topográfica para determinar la curva elevaciones - capacidades del vaso de la presa, mostrada en la tabla 4.11 y en la figura 4.10; con los datos allí consignados se concluye que la ecuación de dicha curva es

$$K = 13.05 + 0.4165(h - 140)^{2.5444}$$

También se cuenta con un registro continuo de gastos medios diarios de 1933 a 1993. De los  $N_R=61$  años de registro continuo, hubo avenidas en  $N_A=32$  años cuyo gasto medio diario máximo superó los  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  (años abundantes); los valores del gasto y el volumen en exceso,  $Q_E$  y  $V_E$ , correspondientes a las avenidas con su máximo producto en los años abundantes se muestran en las primeras columnas de la tabla 4.12. Se consideró que el gasto base era  $Q_B=70 \text{ m}^3/\text{s}$ , el cual se determinó al analizar el valor promedio de los gastos base de las avenidas en todo el periodo, como se muestra en la figura 4.11. En la figura 4.12 puede verse que la mayor parte de las avenidas es de un solo pico y únicamente tres de ellas presentan dos picos; también se muestra con trazo continuo el hidrograma registrado y con discontinuo el idealizado, obtenido con el programa "HIDAGU.BAS" (ver anexo de programas), además, para todas las avenidas se anotaron los valores de  $\alpha$ ,  $T_P$  y  $T_B$  obtenidos con ese programa (parámetro de forma, tiempos pico y base). Al proceder de este modo con las restantes avenidas se obtuvieron los datos que se consignan en las últimas columnas de la tabla 4.12.

Tabla 4.11 Curva elevaciones vs. capacidades

h (m)	V (millones de $\text{m}^3$ )
140.0	13.05
145.0	49.10
150.0	171.43
151.0	212.08
151.75	238.50
154.0	355.72
156.0	486.08
158.0	648.44
160.0	844.82
162.35	1123.14
164.0	1345.52
166.66	1784.30
168.0	2033.87
169.66	2392.21

Se muestra en la figura 4.11. En la figura 4.12 puede verse que la mayor parte de las avenidas es de un solo pico y únicamente tres de ellas presentan dos picos; también se muestra con trazo continuo el hidrograma registrado y con discontinuo el idealizado, obtenido con el programa "HIDAGU.BAS" (ver anexo de programas), además, para todas las avenidas se anotaron los valores de  $\alpha$ ,  $T_P$  y  $T_B$  obtenidos con ese programa (parámetro de forma, tiempos pico y base). Al proceder de este modo con las restantes avenidas se obtuvieron los datos que se consignan en las últimas columnas de la tabla 4.12.

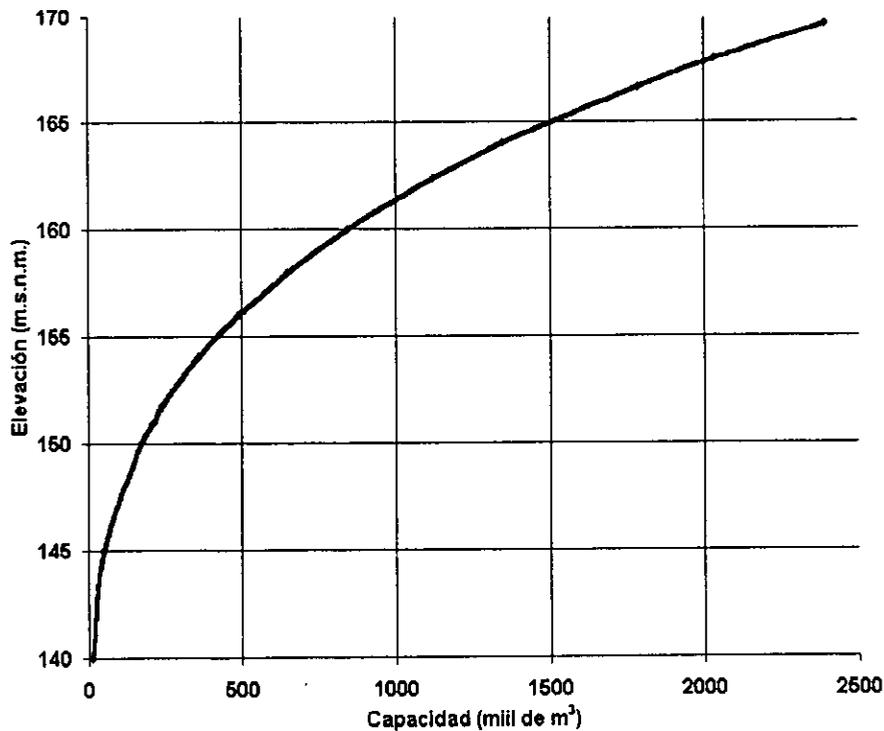


Figura 4.10 Curva elevaciones vs. capacidad

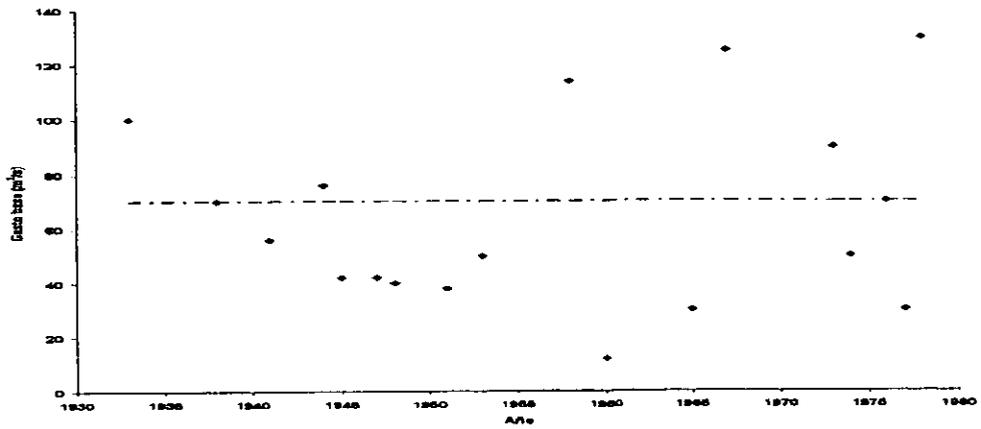


Figura 4.11 Gastos base para el periodo analizado

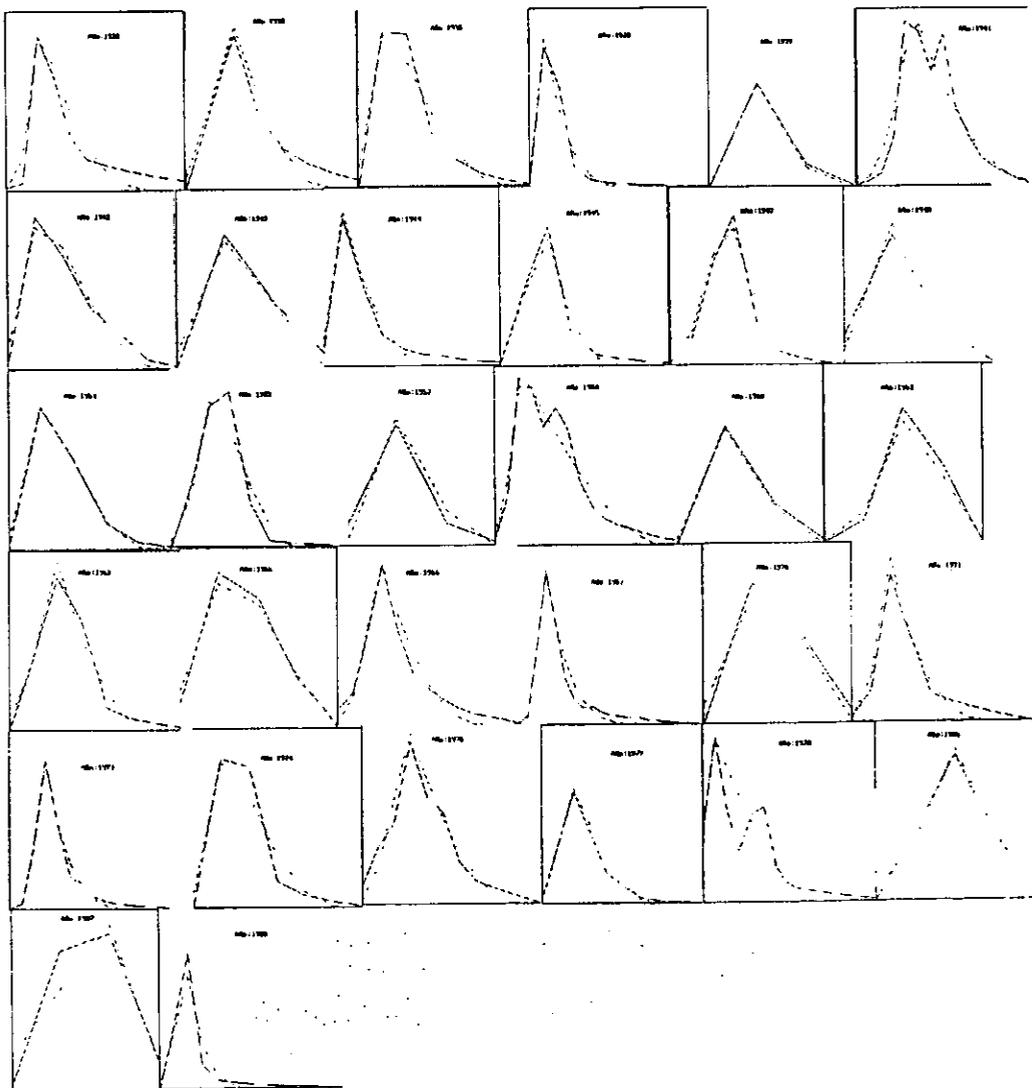


Figura 4.12 Avenidas históricas

Tabla 4.12 Características de las avenidas

No.	Año	Op	V	Q*V/1000	Tb	Tp	Tipo	R=Q/V	$\alpha$
1	1933	1781	460.261	819.495	12	3		3.87	3.06
2	1935	399	91.230	36.419	10	2		4.38	1.80
3	1936	476	107.905	51.384	8	2		4.41	1.90
4	1938	3286	587.278	1929.561	13	2		5.59	3.81
5	1939	434	47.028	20.391	4	2		9.22	3.69
6	1941	595	269.266	160.159	16	5	Tren	2.21	2.35
7	1942	508	109.020	55.339	7	2		4.66	1.80
8	1943	413	57.128	23.565	4	2		7.22	1.97
9	1944	1056	225.435	238.104	10	2		4.69	2.20
10	1945	1685	288.429	486.089	10	2		5.84	2.80
11	1947	966	207.973	200.964	9	4		4.65	2.30
12	1948	621	81.691	50.706	4	2		7.60	2.04
13	1951	1279	225.202	287.988	8	4		5.68	2.30
14	1953	1762	408.145	719.233	9	3		4.32	2.00
15	1957	351	42.656	14.981	4	2		8.23	2.59
16	1958	1075	523.048	562.486	16	3	Tren	2.06	1.70
17	1960	944	112.260	106.007	4	2		8.41	2.85
18	1961	346	51.961	17.953	4	3		6.65	2.68
19	1963	365	78.192	28.517	7	2		4.66	2.00
20	1965	766	153.783	117.736	5	2		4.98	1.23
21	1966	504	157.127	79.176	15	6		3.21	2.40
22	1967	3705	1039.254	3850.748	21	4		3.57	4.63
23	1970	394	58.778	23.182	4	2		6.71	1.73
24	1971	435	87.264	37.969	10	3		4.99	3.10
25	1973	2432	558.144	1357.183	16	4		4.36	4.66
26	1974	771	150.155	115.724	7	2		5.13	2.10
27	1976	633	207.196	131.051	12	4		3.05	1.90
28	1977	1318	156.540	206.304	6	2		8.42	4.75
29	1978	2244	781.324	1753.291	16	2	Tren	2.87	1.30
30	1986	440	76.283	33.549	5	3		5.77	1.79
31	1987	334	61.128	20.423	4	3		5.47	0.98
32	1988	2773	458.110	1270.339	14	3		6.05	5.13
Media:		1097	245.622	462.69	9	3		5.28	2.55
D.S.:		914	239.581	809.18	4.7	0.9		1.83	1.07
C.V.:		0.83	0.98	1.75	0.52	0.31		0.35	0.42
Asimetría:		1.490	1.730	2.868	0.75	0.77		0.378	1.083
Curtosis:		4.670	6.060	12.546	2.97	2.85		2.069	3.465
Máximos:		3705	1039.254	3850.75	21	5		9.22	5.13
Mínimos:		334	42.656	14.98	4	2		2.06	0.98

En la figura 4.13 se observa que, con respecto a la regresión de los gastos y volúmenes, los trenes de avenidas se ubican por debajo de la curva de regresión, mientras que dos de las avenidas con gastos de pico grandes están por arriba de dicha línea, aunque la avenida más grande en gasto de pico y volumen está en la recta. Por lo tanto, dicha recta funge como un separador de las avenidas de gran pico y voluminosas; sin embargo, los trenes no están tan separados del resto de las otras avenidas; algo semejante pasa con las avenidas de gran pico históricas que, aunque están arriba de la recta, están cerca de ella. De acuerdo con esto, se analizarán en conjunto sus características, se aplicará el método y se estimarán avenidas para distintos periodos de retorno.

La relación entre  $R$  y  $\alpha$  se analizó con la expresión:

$$\alpha = a_0 + a_1 R + a_2 R^2 \tag{4.9}$$

obteniéndose los siguientes resultados

$$\alpha = 2.4506 - 0.1336R + 0.0258R^2$$

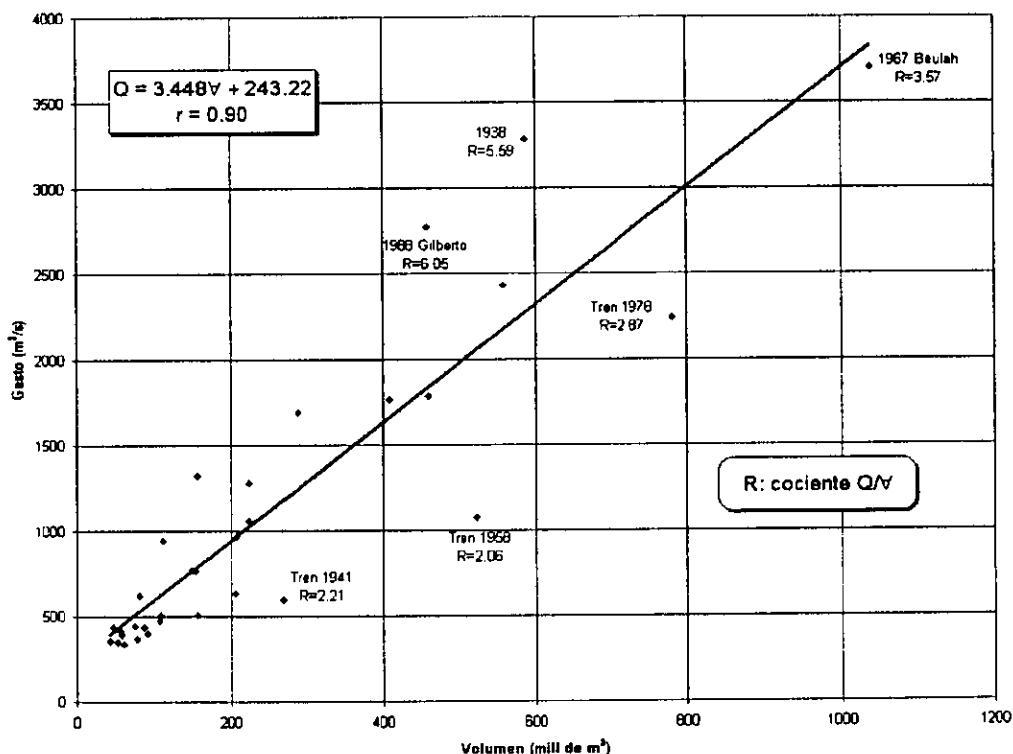


Figura 4.13 Regresión de gastos de pico y volúmenes de las avenidas

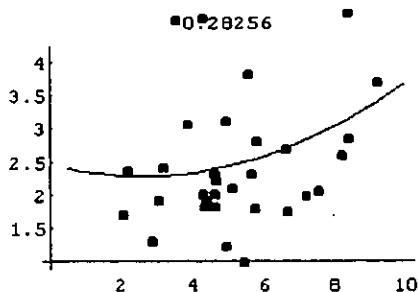


Figura 4.14  $R$  vs.  $\alpha$

El valor del coeficiente de correlación  $r$  resultó de 0.283; por ser muy bajo se buscó otro tipo de relación, expandiendo el valor de  $R$  al producto de  $Q_p^{a_1} \cdot V^{a_2}$ , en donde además se agregó la variable tiempo de pico, ya que se observó que éste influía en su estimación. La nueva relación es del tipo

$$\alpha = a_0 Q_p^{a_1} T_p^{a_1} V^{a_2} \tag{4.10}$$

cuyos coeficientes resultaron ser

$$\alpha = \frac{0.0647 Q_p^{0.9587} T_p^{0.4885}}{V^{0.6481}}$$

con un coeficiente de correlación de 0.72

Para definir las relaciones entre los tiempos base y de pico con R se consideraron igualdades de la forma  $T = K \times R^a$ , por lo que resulta

$$T_B = 36.0401 / R^{0.8830} \quad (4.11)$$

con coeficiente de correlación  $r=0.74$ , y en este caso también se revisó otro tipo de relaciones, expresando el cociente R en función de Q y V, es decir,  $T = a_0 Q_p^{a_1} V^{a_2}$ , por lo que resulta

$$T_B = 3.0435 V^{1.0945} / Q_p^{0.6969}$$

con  $r=0.92$ , por lo que es esta ecuación la que se usará en cálculos posteriores. Respecto al tiempo de pico se obtiene que

$$T_p = 6.1503 / R^{0.5061} \quad (4.12)$$

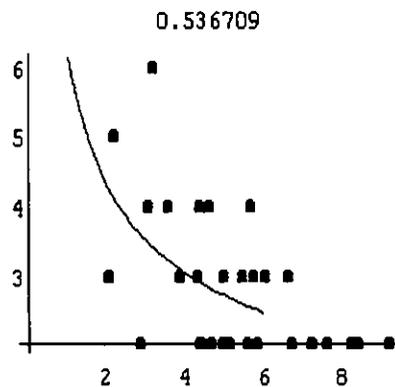


Figura 4.15 R vs. Tp

con  $r=0.54$ . Se observó que con otras relaciones no mejora la correlación, por lo que se utilizará la ecuación 4.12 para su cálculo.

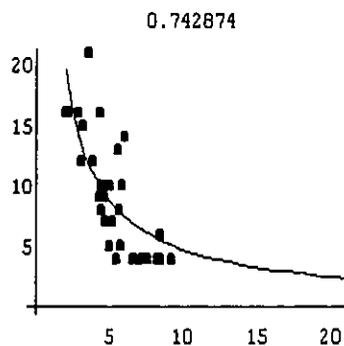


Figura 4.16 R vs. Tb

Las características de las avenidas expresadas como logaritmos se pueden ver en la tabla 4.17. De ella se desprende que los parámetros a usar en la distribución bivariada son:

$$\begin{aligned} \bar{X} &= 6.7176 & \bar{S}_x &= 0.7375 & \bar{S}_{xy} &= 0.915 \\ \bar{Y} &= 5.1070 & \bar{S}_y &= 0.8937 & & \end{aligned}$$

Tabla 4.13 Características de las avenidas (sus logaritmos)

No.	Año	Qp	V	Vp	Vb	Tb	Tp	Tipo
1	1933	7.4846	6.1318	5.099	5.692	2.4849	1.0986	
2	1935	5.9895	4.4738	3.944	3.586	2.0794	1.0986	
3	1936	6.1658	4.6813	3.717	4.201	2.0794	0.6931	
4	1938	8.0973	6.3755	5.663	5.701	2.5649	0.6931	
5	1939	6.0721	3.8507	3.623	2.258	1.3863	0.6931	
6	1941	6.3882	5.5957	4.294	5.278	2.7726	1.6094	Tren
7	1942	6.2297	4.6915	3.800	4.164	1.9459	0.6931	
8	1943	6.0222	4.0453	3.573	3.067	1.3863	0.6931	
9	1944	6.9624	5.3212	4.629	4.627	2.3026	0.6931	
10	1945	7.4297	5.6191	5.420	3.908	2.0794	1.0986	
11	1947	6.8735	5.3374	5.136	3.636	2.1972	1.3863	
12	1948	6.4308	4.4029	4.188	2.762	1.3863	0.6931	
13	1951	7.1537	5.3501	4.724	4.585	1.7918	0.6931	
14	1953	7.4743	6.0116	5.860	4.052	2.3026	1.3863	
15	1957	5.8614	3.7532	3.584	1.891	1.3863	0.6931	
16	1958	6.9804	6.2597	4.819	5.989	2.7726	1.0986	Tren
17	1960	6.8504	4.7208	4.402	3.423	1.3863	0.6931	
18	1961	5.8450	3.9505	3.555	2.832	1.6094	1.0986	
19	1963	5.8991	4.3592	3.837	3.460	2.0794	1.0986	
20	1965	6.6407	5.0355	4.338	4.346	1.6094	0.6931	
21	1966	6.2224	5.0099	4.402	4.223	2.5649	1.3863	
22	1967	8.2175	6.9463	6.198	6.305	3.0445	1.3863	
23	1970	5.9774	4.0738	3.529	3.207	1.3863	0.6931	
24	1971	6.0756	4.4689	3.842	3.705	2.3026	1.0986	
25	1973	7.7963	6.3246	5.717	5.538	2.7726	1.3863	
26	1974	6.6473	5.0117	4.199	4.426	1.9459	0.6931	
27	1976	6.4497	5.3337	4.677	4.603	2.4849	1.3863	
28	1977	7.1838	5.0533	4.783	3.614	1.7918	0.6931	
29	1978	7.7160	6.6610	5.629	6.221	2.7726	0.6931	Tren
30	1986	6.0863	4.3344	4.028	3.001	1.6094	1.0986	
31	1987	5.8114	4.1130	4.017	1.726	1.3863	1.0986	
32	1988	7.9277	6.1271	5.853	4.698	2.6391	1.0986	
Media:		6.7176	5.107	4.534	4.085	2.072	0.978	
D.S.:		0.737	0.894	0.800	1.204	0.519	0.298	
C.V.:		0.11	0.17	0.18	0.29	0.25	0.31	
Asimetría:		0.559	0.351	0.548	0.068	0.073	0.423	

No.	Año	Qp	V	Vp	Vb	Tb	Tp	Tipo
	Curtosis:	2.068	2.091	2.119	2.535	1.758	1.788	
	Máximos:	8.218	6.946	6.198	6.305	3.045	1.609	
	Mínimos:	5.811	3.753	3.529	1.726	1.386	0.693	

Para definir el valor del factor  $f$  se consideró que en 61 años hubo 32 avenidas que superaron el umbral de 400 m<sup>3</sup>/s; sin embargo, si se analizan los gastos de pico de las 61 avenidas se observa que corresponde a dos poblaciones; para calcular el número de avenidas pertenecientes a la segunda población se ajustan sus gastos de pico a una función doble Gumbel (ver figura 4.17), resultando 13 avenidas de las 61 pertenecientes a la segunda población; por lo anterior se puede suponer que:

$$P^*(X)P^*(Y|X) = \frac{13}{32} \frac{1}{61}$$

con lo que el factor sería:  $f = 13/32 = 0.4063$ . Para validar esta suposición se analiza la avenida de 1967, que es la de mayor producto QV en todo el registro, con  $Q_p = 3705$  m<sup>3</sup>/s,  $V = 1039.254$  millones de m<sup>3</sup> y  $QV/1000 = 3851$ . Mediante el programa DAMEHIDQ.BAS se calcula la avenida con periodo de retorno de 61 años con la estimación del volumen dado gasto, la cual se puede ver en la tabla siguiente; de igual manera se presentan los resultados para la estimación del gasto dado el volumen, calculados con el programa DAMEHIDV.BAS.

Tabla 4.14 Validación del factor  $f$  de corrección del periodo de retorno

Tr	Q	V	QV/1000	Condición
61	3690	1033.820	3815	dado gasto
61	3759	1052.713	3957	dado volumen
Histórica (1967)	3705	1039.25	3851	

De acuerdo con estos resultados resulta válida la hipótesis de que  $f = 13/32 = 0.4063$ , ya que para ambas condiciones, dado gasto y dado volumen, se logra un avenida muy parecida a la histórica del año de 1967. La avenida voluminosa es un poco mayor tanto en gasto como en volumen a la histórica, mientras que la de gran pico resulta ser ligeramente menor en ambas variables.

#### 4.2.1.1 DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO

De acuerdo con el valor del factor  $f$  seleccionado y de los valores de la distribución bivariada lognormal se determinaron las parejas de valores  $Q_E$  y  $V_E$ . Los valores de  $R$  para avenidas "picudas", "medianas" y "voluminosas", se seleccionaron de acuerdo con la figura 4.13 y al histograma siguiente (figura 4.18); como se puede ver, la recta de regresión divide a los dos tipos de avenidas picudas y voluminosas, por lo que se seleccionaron los siguientes valores de  $R$ , para avenidas medias  $R \approx 3.5$ , voluminosas,  $R \approx 2.0$ , y de gran pico,  $R \approx 6$ , para periodos de retorno de 250 y 5000 años, que equivalen a probabilidades de falla en su vida útil de 33 y 2%, respectivamente, si se considera una vida útil de la presa de 100 años. De estos tres tipos de avenidas se procedió a seleccionar aquellas con mayor producto  $Q_E \cdot V_E$  y, además, se calcularon los valores de  $\alpha$ ,  $T_1 \approx T_p$  y  $T_2 \approx T_b$  con las ecuaciones analizadas en el punto anterior. Después, con el programa "DAMEHIDQ.BAS" se determinaron, para cada avenida, el gasto máximo horario  $Q_E^*$ , así como los valores de  $T_p$  y  $T_b$ , para definir cada uno de los hidrogramas. Los resultados se muestran en las tablas 4.15 y 4.16.

Las avenidas estimadas para los periodos de retorno de 250 y 5000 años parecen tener la característica esperada de que su pico sea mayor para las clasificadas como de "gran pico", y mayor volumen para las "voluminosas"; en las figuras 4.18 y 4.19 se muestran los hidrogramas para los dos periodos de retorno analizados.

Los hidrogramas de las avenidas que deberán transitarse para elegir un plan de operación quedarán definidos mediante los valores de  $\alpha$ ,  $Q_E$ ,  $T_p$  y  $T_b$  consignados en los últimos cuatro renglones de las tablas 4.15 y 4.16. Debe recordarse que el gasto base es  $Q_B = 70$  m<sup>3</sup>/s.

Resumen de errores estándar Archivo analizado: QPALL.AJU				
Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	448.928	-----	448.928	-----
Lognormal	240.741	227.865	690.277	833.403
Gumbel	297.563	-----	397.416	-----
Exponencial	185.120	-----	270.106	-----
Gamma	187.381	197.277	214.839	11111.000
Doble Gumbel	98.961			

Mínimo error estándar: 98.961  
Calculado por la función: Doble Gumbel

Errores cuadráticos Archivo: QPALL.AJU					Extrapolación de...		
i	Tr	Dato	Calculado	Error <sup>2</sup>	No	Tr	Dato cal
1	59	3705	3757.26	2731.36	1	2	362.94
2	29.5	3286	3126.38	25479.76	2	5	1018.57
3	19.67	2773	2738.26	1206.55	3	10	2015.97
4	14.75	2432	2447	224.99	4	20	2754.72
5	11.8	2244	2206.66	1394.03	5	50	3609.05
6	9.83	1781	1995.87	46168.33	6	100	4223.34
7	8.43	1762	1802.96	1677.33	7	200	4826.47
8	7.38	1685	1620.7	4134.47	8	500	5615.01
9	6.56	1318	1445.17	16171.88	9	1000	6210.12
10	5.9	1279	1277.08	3.7	10	2000	6809.82
11	5.36	1075	1123.79	2380.49	11	5000	7578.9
12	4.92	1056	995.04	3716.3	12	10000	8201.48
13	4.54	966	893.4	5271.3			
14	4.21	944	814.02	16895.5			
15	3.93	771	750.77	409.33			
16	3.69	766	698.87	4505.9			
17	3.47	633	655.15	490.71			
18	3.28	621	617.42	12.81			
19	3.11	595	584.26	115.39			
20	2.95	508	554.65	2175.78			
21	2.81	504	527.84	568.55			
22	2.68	476	503.33	747.06			

Parámetros estadísticos de la muestra:  
 $\mu = 674.205$     $\sigma = 827.208$     $\gamma = 2.07$     $\kappa = 7.098$

Parámetros de la función: Doble Gumbel

Parámetro	Alfa1	Beta1	Alfa2	Beta2	P
Valor	.004714	199.2535	.00117	1641.4742	.79

Error estándar = 53.13

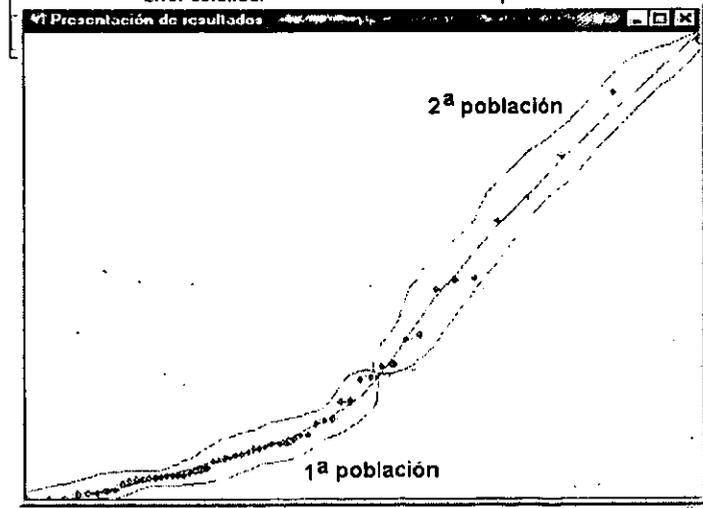


Figura 4.17 Ajuste de los gastos de pico de todo el registro a la función doble Gumbel con el programa AX.EXE

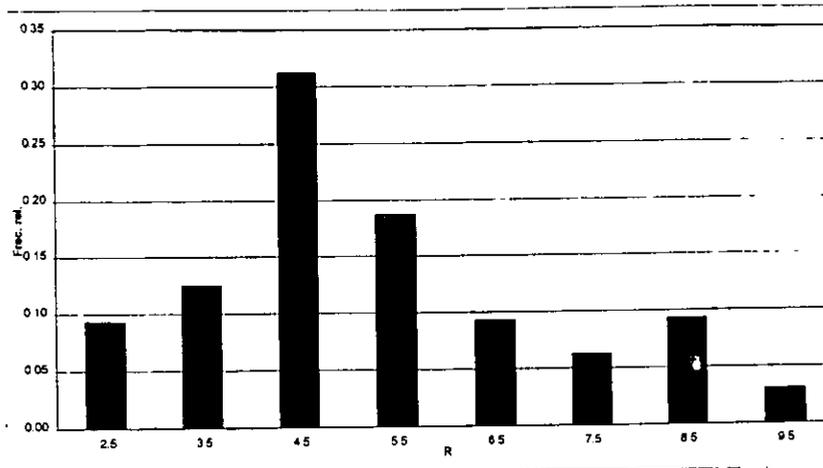


Figura 4.18 Histograma de R históricas

Tabla 4.15 Avenidas para  $Tr=250$  años

DAMEHIDQ	DAMEHIDV
<b>Media</b>	
$Q_E=5587$	$Q_E=5403$
$V_E=1596.386$	$V_E=1544.121$
$R=4.5$	$R=4.5$
$QV=8920^*$	$QV=8343$
<b>Voluminosa</b>	
$Q_E=1712$	$Q_E=4357$
$V_E=855.962$	$V_E=2187.190$
$R=2.0$	$R=2.0$
$QV=1465$	$QV=9489^*$
<b>Gran pico</b>	
$Q_E=7028$	$Q_E=4371$
$V_E=1171.419$	$V_E=728.508$
$R=6$	$R=6$
$QV=8233^*$	$QV=3185$

**Avenidas seleccionadas**

Voluminosa	Media	Gran pico
$Q_E=4357$	$Q_E=5587$	$Q_E=7028$
$V_E=2178.190$	$V_E=1596.386$	$V_E=1171.419$
$R=2.0$	$R=3.5$	$R=6.0$
$\alpha=2.801$	$\alpha=3.787$	$\alpha=5.047$
$T_1=2.2$ días	$T_1=1.9$	$T_1=1.5$
$T_2=20.5$ días	$T_2=13.8$	$T_2=8.8$

Tabla 4.16 Avenidas para  $T_r=5000$  años

DAMEHIDO	DAMEHIDV
<b>Media</b>	
$Q_E=11303$	$Q_E=10174$
$V_E=3229.473$	$V_E=2907.486$
$R=3.5$	$R=3.5$
$QV=36504^*$	$QV=29581$
<b>Voluminosa</b>	
$Q_E=6246$	$Q_E=8780$
$V_E=3123.277$	$V_E=4390.324$
$R=2.0$	$R=2.0$
$QV=19509$	$QV=38545^*$
<b>Gran pico</b>	
$Q_E=13320$	$Q_E=8274$
$V_E=2220.063$	$V_E=1378.983$
$R=6.0$	$R=6.0$
$QV=29572^*$	$QV=11410$

Avenidas seleccionadas

Voluminosa	Media	Gran pico
$Q_E=8780$	$Q_E=11303$	$Q_E=13320$
$V_E=4390.324$	$V_E=3229.473$	$V_E=2220.063$
$R=2.0$	$R=3.5$	$R=6.0$
$\alpha=3.482$	$\alpha=4.713$	$\alpha=6.156$
$T_1=2.00$ días	$T_1=1.7$	$T_1=1.4$
$T_2=24.1$ días	$T_2=16.4$	$T_2=10.3$

Con objeto de verificar las estimaciones de las avenidas se elaboraron las figuras 4.20 y 4.21, en donde se observa que los gastos calculados con la distribución lognormal bivariada son conservadores; la función lognormal univariada queda por arriba del ajuste con doble Gumbel para periodos de retorno mayores a los históricos, y al corregir dicha distribución para que se parezca a la avenida del 67, los gastos calculados aumentan todavía más. En cambio, respecto del volumen, al corregir la función lognormal bivariada se consigue aproximarla a la distribución doble Gumbel y alejarla de la función lognormal univariada, por lo que no se obtienen volúmenes tan grandes para el caso de las avenidas de "gran pico".

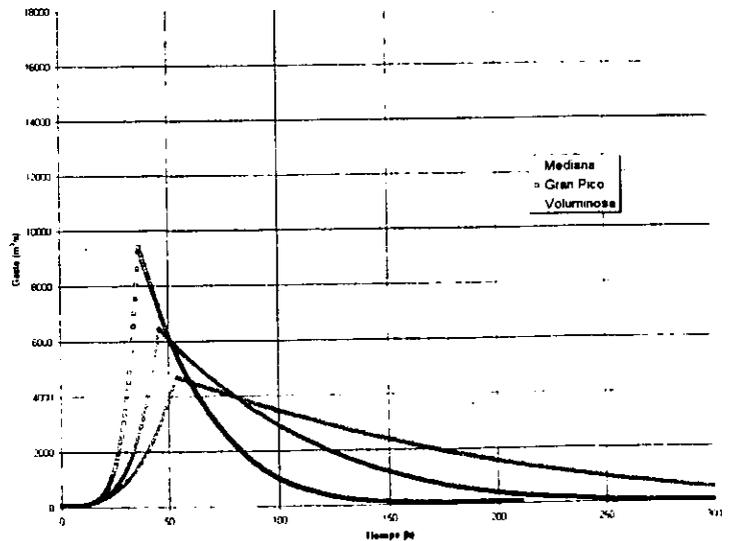


Figura 4.18 Avenidas para  $T_r=250$  años

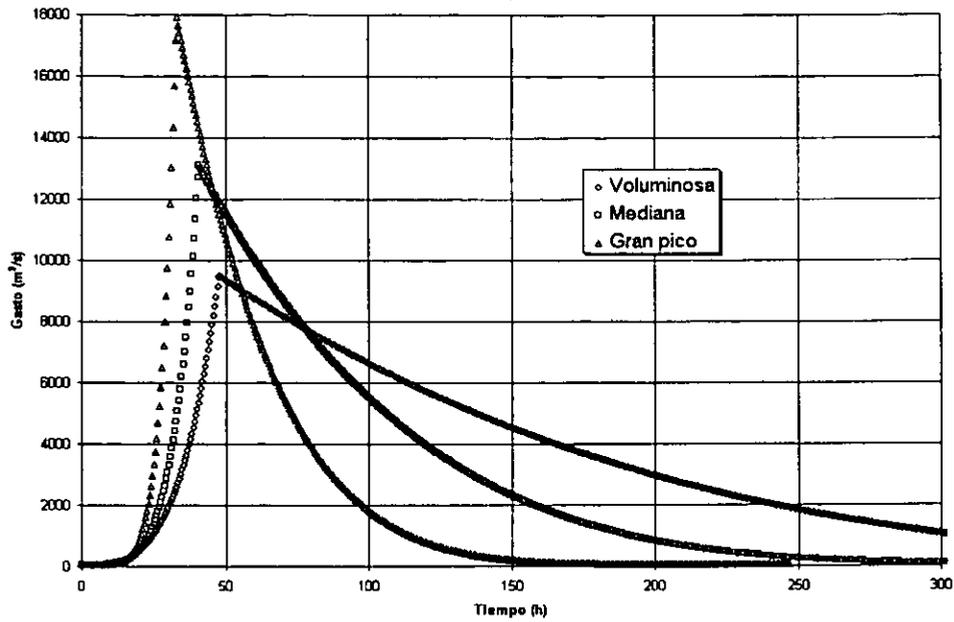


Figura 4.19 Avenidas para  $Tr=5000$  años

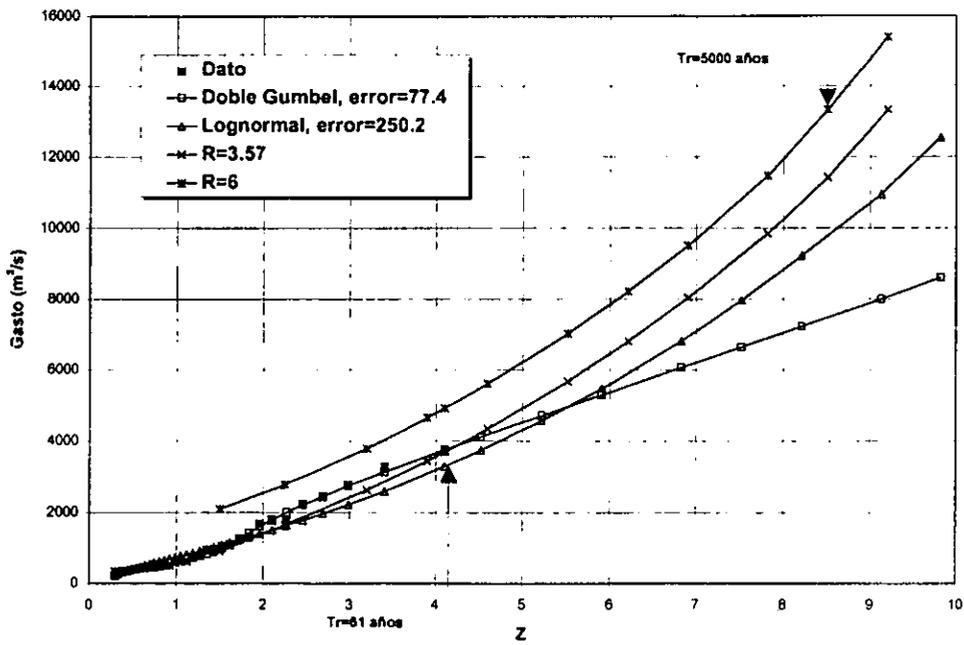


Figura 4.21 Ajuste de los gastos de pico a diferentes distribuciones de probabilidad

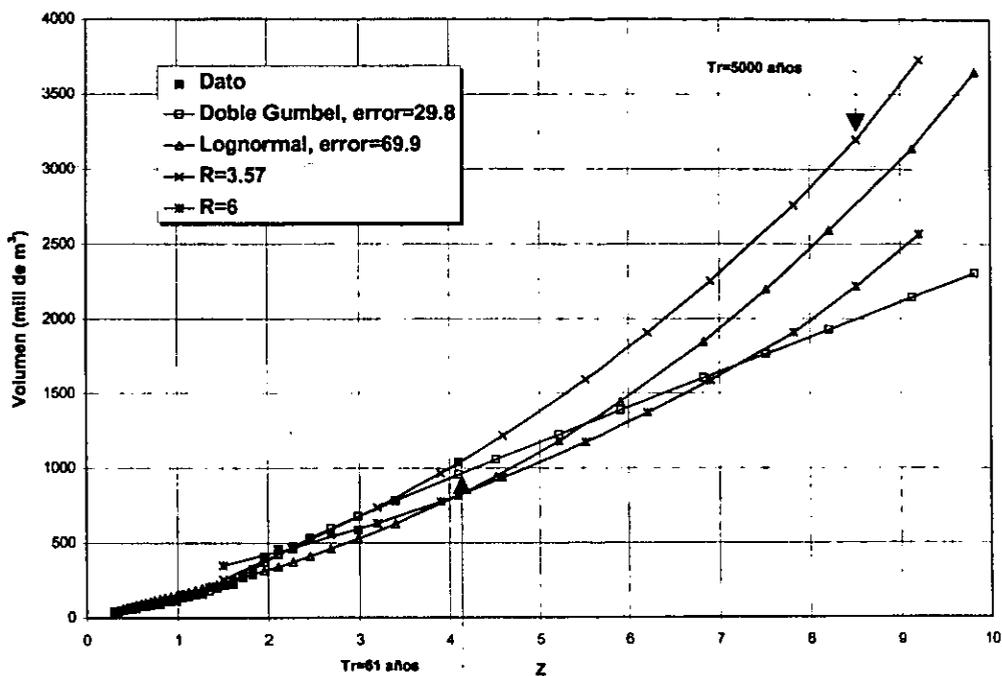


Figura 4.20 Ajuste de los volúmenes a diferentes distribuciones de probabilidad

#### 4.2.1.2 Comentarios

Si se comparan estos resultados con los obtenidos de la aplicación a la presa Aguamilpa, se observa que existe una diferencia, la cual consiste en que las avenidas analizadas de El Cuchillo son casi en su totalidad avenidas de un pico, a diferencia de los trenes de avenidas de Aguamilpa. Al hacer un análisis semejante para el caso de Aguamilpa, como lo muestran las figuras 4.20 y 4.21, se observa que las funciones Lognormal univariada de gastos de pico y volúmenes se ajustan muy bien a los datos, al igual que la función doble Gumbel, por lo que se puede decir que las extrapolaciones a periodos de retorno grandes no tienen mayor diferencia si se hacen con cualquiera de las funciones de probabilidad antes mencionadas (ver figuras 4.22 y 4.23), si acaso existe una ligera diferencia en los volúmenes de las avenidas.

Al revisar los gastos de pico con la función de probabilidad doble Gumbel para la presa de El Cuchillo, se observó que se compone de dos poblaciones debido a los efectos de ciclones que provienen del Atlántico. De hecho, los volúmenes también pertenecen a dos poblaciones, por lo que también se les puede ajustar una función doble Gumbel. Por lo anterior, se sugiere explorar en el futuro el uso de una función bivariada basada en funciones doble Gumbel del gasto de pico y de los volúmenes.

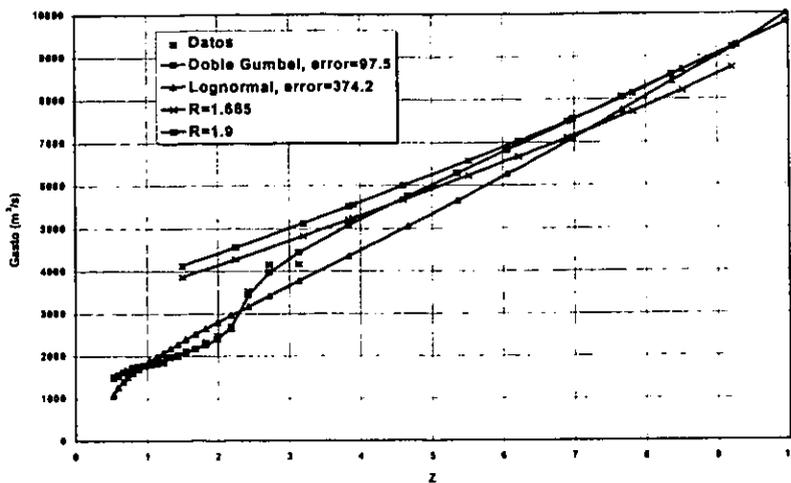


Figura 4.22 Ajuste de diferentes funciones a gastos de pico de avenidas de la presa Aguamilpa

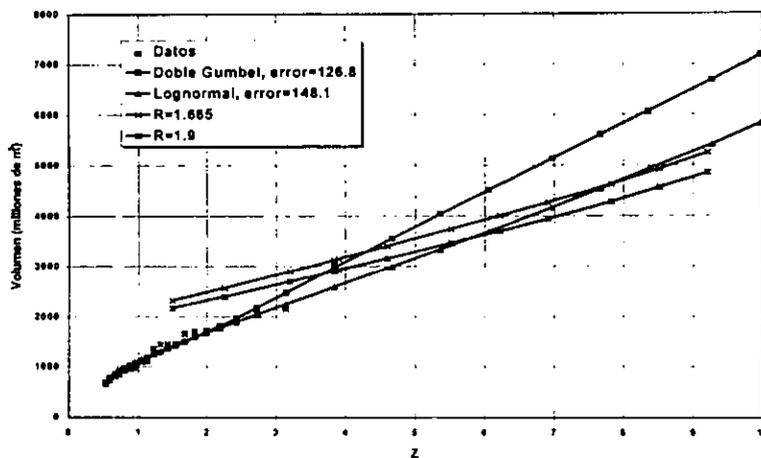


Figura 4.23 Ajuste de diferentes funciones a volúmenes de avenidas de la presa Aguamilpa

#### 4.2.2 Método de Volúmenes

Se analizaron los gastos medios diarios correspondientes a los años de 1933 a 1993 (61 años) para calcular los gastos promedio máximos asociados a duraciones de uno y 13 días, mediante el programa GASMED.EXE. Estos valores se pueden ver en la siguiente tabla.

Tabla 4.17 Gastos promedio históricos para diferentes duraciones

No.	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13
1	1850.5	1613	1304.2	1084.9	936.5	832.4	760.5	707.1	659.5	620.4	593.9	576.4	554.5
2	186	163.2	130.5	109.2	94.2	83.1	74.5	67.8	62.2	57.6	53.8	50.9	48.1
3	469.2	368.7	332	292.5	260.8	235.7	215	199.8	186.9	175.6	165.6	157.2	149.6
4	546.2	543.8	438.3	366.6	315.2	277.5	248.4	225.5	206.9	191.2	177.9	166.5	156.5
5	78.1	70.1	63	55.2	49.1	44.9	44.1	42.5	40.5	38.5	36.6	34.8	33.2
6	3355.6	2897.7	2121.3	1655	1361.7	1160.3	1013.3	901.6	814.5	743.5	684.8	635.2	592.9
7	503.6	337.2	239.7	184.8	151.1	128.5	112.2	99.8	90.5	82.9	76.5	71.1	66.4

No.	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13
8	311.7	288.8	233.9	191.4	162.1	142	126.9	114.9	105.1	96.9	90.1	84.2	79
9	664.8	645	590.7	596.7	549.4	500.7	464.4	428.6	396.9	369	346.1	325.5	307.6
10	577.6	512.8	432.9	372.9	318.5	278.7	250.3	227.2	208.1	192.3	179.9	171.1	165.4
11	482.5	378.4	290.4	235.2	200.5	175.2	156.2	157.8	151.2	143.4	136.7	131	126.9
12	1126.2	890.9	692.5	569.1	500.2	450.1	414.2	382.5	354.7	330.9	313.4	303	291.8
13	1755.3	1376.9	1052.3	836.2	696.1	598.2	525.8	476.1	439.1	403.8	373.2	347.1	324.5
14	368.2	255.6	215.3	186.8	163.6	146.3	133.4	128.2	131.6	132.7	131.1	127	122.7
15	1036.3	880.5	703.8	589.7	519.7	460.1	410.8	370.5	337.4	309.9	286.7	267.1	250.1
16	690.7	466.4	381.5	306.4	257	323.7	312.1	283.2	258.2	237	220	208	195.6
17	223.3	175.6	149.1	135.2	119	105.3	92.9	83.2	79.5	76.7	73.4	70.4	67.5
18	232.7	221.5	182.4	141.9	115.6	97.9	86.1	75.9	67.8	62	65.8	62	58.1
19	1348.8	1118.9	847.1	668.3	571.9	498.5	440.2	395.8	359.5	329.4	306.2	285.1	266.4
20	115	98.4	87.2	71.8	67.5	66.2	61.3	56.1	51.4	47.3	43.7	40.6	38
21	1832.2	1753.7	1422.7	1210.6	995.5	853.3	756	677.6	613.5	570.3	551.7	514.6	479.5
22	254.4	213.8	195.4	165.2	141.4	123.6	109.8	99.4	98.5	93.8	88.8	84	79.7
23	253.6	247.9	212.8	182.4	159.8	143.1	130.6	130	140.4	143.5	143.4	139	133.7
24	71.9	58.8	47.7	39.6	33.4	28.7	25	22.2	19.9	18.2	16.9	15.7	15.4
25	421.2	278.5	230.5	193.4	167.1	145.8	128.7	115	104.1	94.9	87.2	80.8	75.4
26	1145.4	1113.3	1017	999.1	959.6	878.9	809	746.7	690.1	640.9	598.4	565.2	538.9
27	113.9	94.3	78.4	63.4	53.1	45.6	40.1	35.8	32.4	29.5	27.3	26.9	26.4
28	1014.3	701.9	503.1	387.3	322.9	274.5	239.3	212.4	190.2	171.7	156.5	143.9	133.1
29	415.5	341	270.5	217.3	180.2	154.7	135.8	121.2	109.5	99.8	91.7	85.2	83.1
30	301.6	280.2	211.8	167.9	139.5	119.8	105.2	93.8	84.7	77.3	70.9	65.5	60.7
31	434.7	383.8	336.6	283.4	246.3	219.6	199.3	182.8	167.6	154.2	142.9	132.9	125.1
32	266.5	258.8	226.5	204.8	184.2	167.3	149.2	137.9	124	112	102.1	93.8	87.6
33	835.6	771.9	618.7	511.8	426	364.7	317.7	281.3	253.8	233.7	215.7	200.2	186.6
34	573.9	472	435.4	384.6	344.5	315.8	292.2	271.2	254.7	241.6	229.1	218	208.4
35	3775.3	3131.5	2687.7	2312.2	1988.5	1734.8	1557.7	1407.3	1283.7	1184.3	1099.9	1027	964.3
36	353.2	282	247.5	224.4	203.3	198.7	192.4	186.3	178.8	171.7	175.3	173.6	169.4
37	246.9	238.5	208.4	185.5	167.5	152.8	142.2	136.3	130	124.3	119.2	114.6	110.5
38	464.4	391.7	296.8	237.2	198.3	170.9	151.3	136.1	124.8	115.6	107.9	101.1	95.3
39	505.1	412.7	329.9	284.9	253.6	232.1	217.4	206.2	197.1	187.8	180.1	172.9	166
40	389	350.9	322.9	294.5	279.9	268.6	255.2	245.1	242.4	239.4	232.4	223.2	214
41	2501.6	1972.4	1668.6	1401.2	1220.2	1061.4	937.3	840.3	764.7	701.8	650.2	614	580.7
42	840.7	819.8	615.5	494.9	415.9	359.6	320.5	294.9	270.8	249.5	231.3	215.6	202.2
43	362.6	296	272.2	239.1	218.5	196.6	179.1	164.7	158.4	156.4	158.5	157.4	155.5
44	702.5	593.2	537.7	499.1	458.6	420.8	383.4	353.1	328.9	307.1	287.6	269.8	254.4
45	1387.9	904.8	648.2	519.8	432.2	376.2	334.3	301.8	277	256.4	238.8	223.7	210.9
46	2314	1821.7	1563.5	1416.3	1404.4	1344.9	1228.7	1113.8	1016.8	936.4	868.3	815	786.3
47	209.6	201.5	187	161.3	145.3	131.7	121.7	112.4	104.3	97.6	92.1	87.4	83

No.	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13
48	138.9	119.7	100.2	81	68.8	60.2	64.7	64.3	59.8	55.8	52.3	49.3	46.6
49	293.4	261	212.1	177.3	154.5	138	125.2	115	106.4	101.2	101.8	101.7	99.6
50	102.5	66.4	47.6	38.8	32.7	29.3	27	25.1	23.6	22.3	21.1	20.1	19.2
51	290.4	256.7	244.2	206.2	195.9	175.4	155.9	143.6	132	121.3	118.6	116.4	111.5
52	169.4	155.7	140.2	121.1	108.7	99.3	91.3	84.2	78.1	72.8	68.4	65.8	64.9
53	92.6	72.2	58.8	51.2	45.1	40.7	37.1	34.2	31.8	29.9	28.1	26.7	25.5
54	509.8	395.1	352	290.8	246	221.7	203.8	186.7	171.5	158.6	147.4	137.8	129.6
55	404.1	385	301.7	246.9	211.1	184.3	163.9	148	135.3	128.8	124.1	118.5	116.2
56	2843	2086	1576.4	1247.9	1037.7	893.5	787.7	706.4	642	590.5	546.8	509.7	477.9
57	241.3	188.9	147.5	120.6	102.6	89.7	80	72.4	66.2	61.1	56.8	53.1	50
58	230.7	157.9	126	107.1	93	82.6	74.5	68.1	62.8	58.4	54.7	56.5	56.9
59	129.4	105	92.1	80.2	70.8	69.8	69.6	69.2	66.6	66.1	64.1	61.5	59.7
60	108	80.6	63.9	58.6	53.3	49.3	46.1	43.5	41.9	40.2	38.6	37.2	36.2
61	219.6	215.9	196.6	184.1	166.4	152.2	141.5	132.6	125.3	119.2	113.8	109.2	106.1

De esta manera se conformaron 13 series, correspondientes a las duraciones analizadas y a las cuales se les ajustaron funciones de probabilidad mediante el programa AX.EXE, seleccionándose aquella que arrojaba el menor error estándar. La función que mejor se ajustó a las 13 series fue la doble Gumbel, con la cual se calcularon eventos para diferentes periodos de retorno, como se puede ver en las siguientes tablas.

Tabla 4.18 Gastos promedio para diferentes duraciones y periodos de retorno

Tr	Duración (días)												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
10000	8209	6783	5552	4612	4019	3573	3210	2894	2637	2416	2231	2077	1945
5000	7622	6268	5152	4280	3714	3308	2979	2680	2437	2228	2056	1914	1790
500	5644	4645	3803	3173	2749	2454	2202	1983	1805	1650	1524	1422	1332
250	5047	4152	3397	2834	2458	2192	1967	1772	1613	1475	1362	1268	1188
62	3828	3145	2565	2143	1862	1658	1487	1341	1222	1120	1034	963	900

Tabla 4.19 Gastos para formar hidrogramas

Tr	Duración (días)												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
10000	8209	5357	3090	1792	1647	1343	1032	680	583	424	381	381	363
5000	7622	4914	2920	1664	1450	1280	1003	587	493	347	336	346	308
500	5644	3646	2119	1283	1053	979	690	450	381	255	267	291	259
250	5047	3257	1887	1145	954	862	617	407	341	233	235	235	227
62	3828	2462	1405	877	738	638	461	319	270	202	178	178	146

La forma de los hidrogramas se definió a partir de las avenidas históricas (figuras 4.24 y 4.25) seleccionando una forma de avenida promedio, la cual, se usa en cada uno los periodos de retorno seleccionados (figuras 4.26 y 4.27).

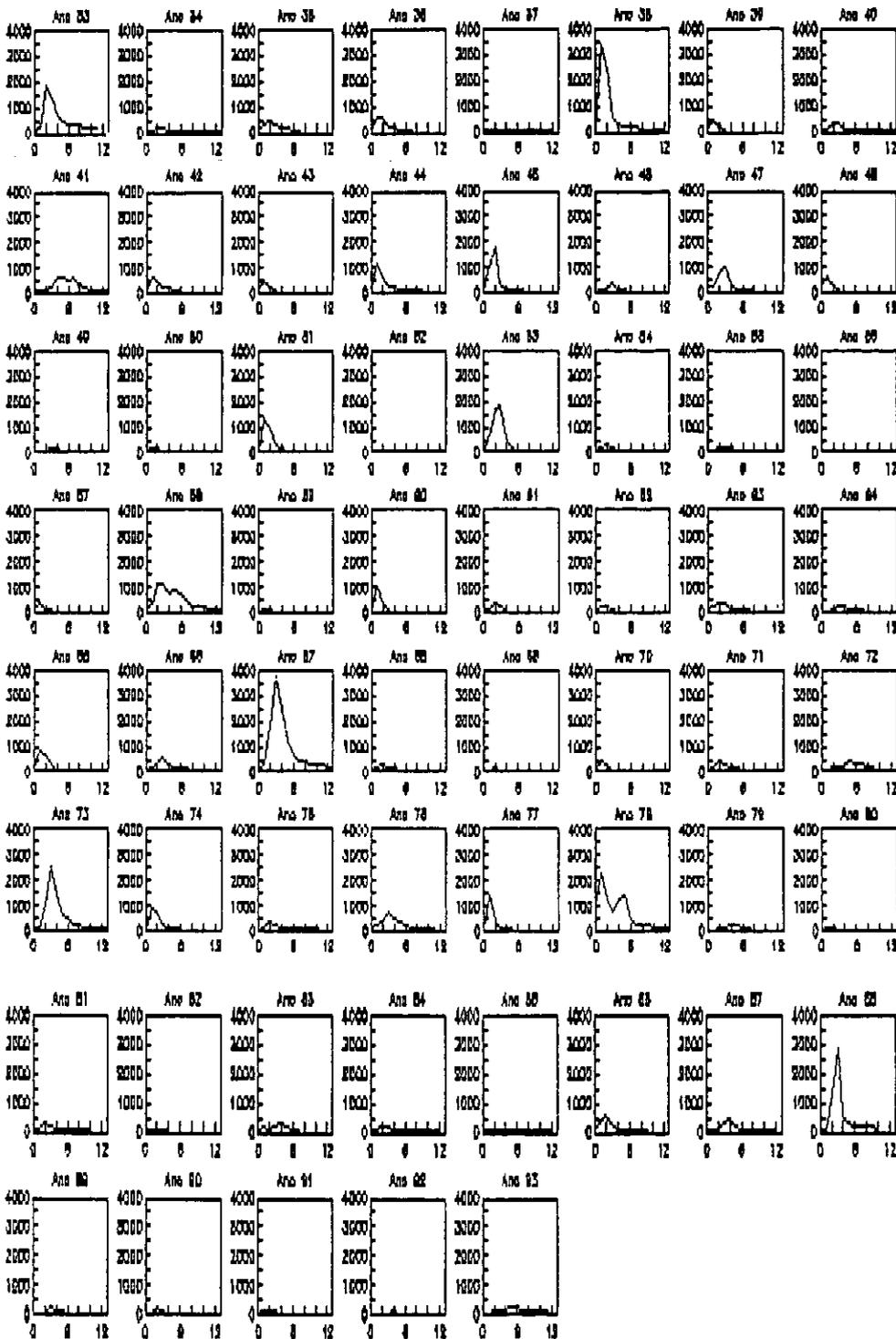


Figura 4.24 Avenidas históricas de El Cuchillo (1933 a 1993)

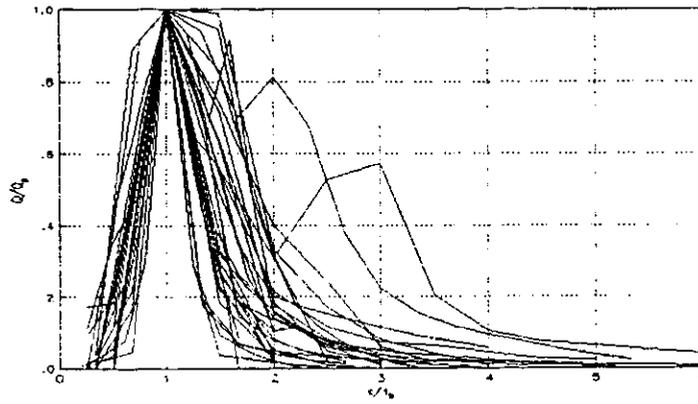


Figura 4.25 Formas adimensionales de las avenidas históricas

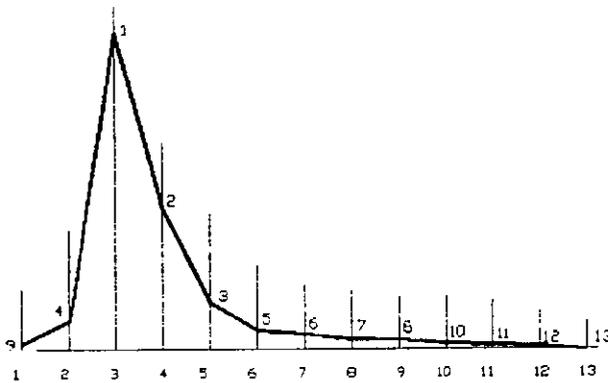


Figura 4.26 Forma de la avenida adoptada

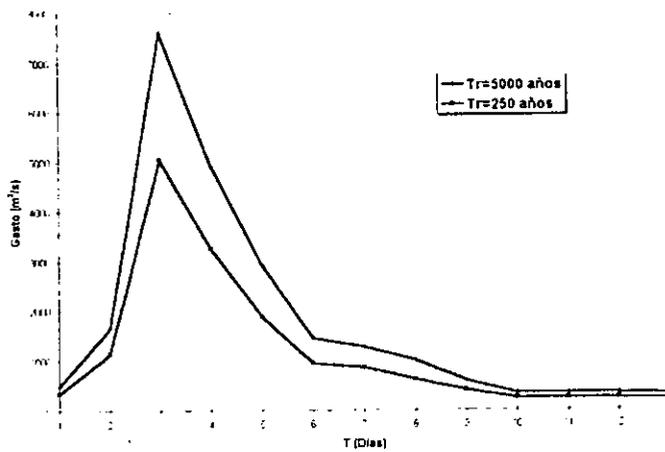


Figura 4.27 Avenidas para periodos de retorno de 250 y 5000 años

### 4.2.3 Método de Hiemstra y Francis

Los datos que se necesitan para llevar a cabo este método son la media y la desviación estándar de los logaritmos de los gastos de pico y de los volúmenes de las avenidas históricas, de las cuales se analizaron las mismas avenidas utilizadas en el método de Correlaciones, para el registro (1933-1993), es decir, sólo 32 de ellas que superaron el umbral de 400 m<sup>3</sup>/s; la correlación entre gastos de pico y volúmenes es de 0.9151.

Media de gastos	6.7176	Media de volúmenes	5.1070
Desv. est. de gastos	0.7375	Desv. est. de gastos	0.8937

Después se calculan las avenidas de diseño mediante la función de distribución lognormal bivariada para diferentes periodos de retorno y para tres probabilidades condicionales de excedencia de volumen dado el gasto. Los resultados se muestran en la siguiente tabla, donde se han convertido los logaritmos a los valores normales de los gastos y de los volúmenes.

Tabla 4.20 Gastos de pico y volúmenes por el método de Hiemstra y Francis

Tr=5000	Pico estandarizado	Vol. est. (r=0.9151)	Pico	Volumen
Picuda	3.463	3.047	10631	2515.191
Mediana	3.353	3.305	9803	3167.439
Voluminosa	3.156	3.445	8477	3589.602

Tr=250	Pico estandarizado	Vol. Est. (r=0.9151)	Pico	Volumen
Picuda	2.553	2.201	5436	1180.902
Mediana	2.409	2.407	4886	1419.608
Voluminosa	2.151	2.581	4039	1658.452

Las avenidas se obtienen al ajustar una función gamma a los valores de gasto de pico y volumen. En las siguientes figuras se muestran las avenidas de diseño para periodos de retorno de 250 y 5000 años en donde ya se ha tomado en cuenta el gasto base de 70 m<sup>3</sup>/s.

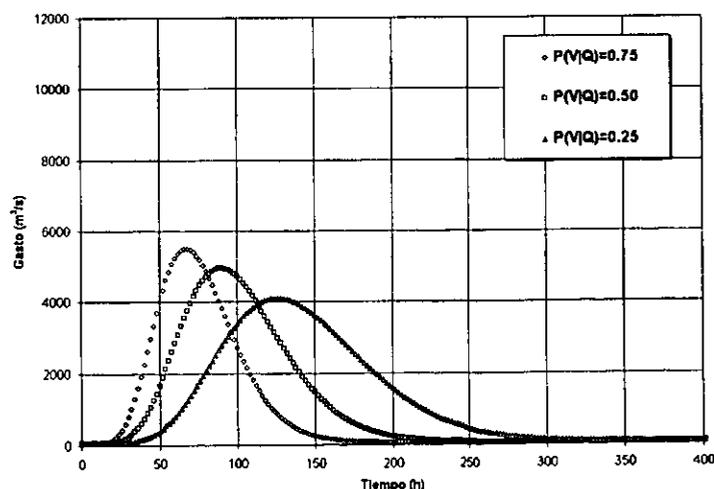


Figura 4.28 Avenidas para Tr = 250 años

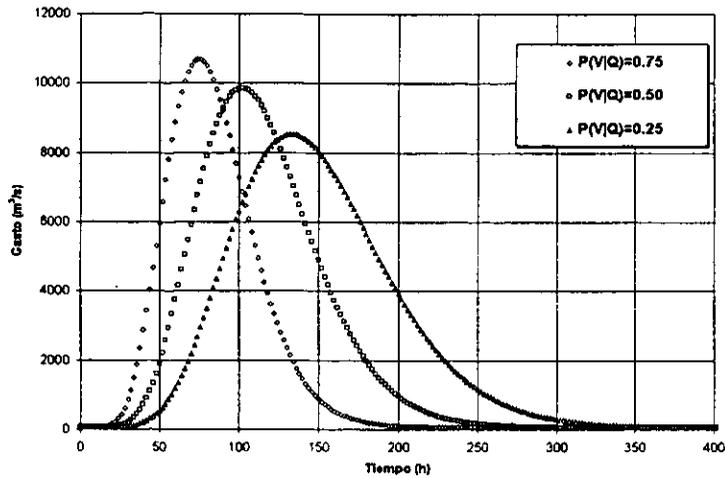


Figura 4.29 Avenidas para  $Tr = 5000$  años

#### 4.2.4 Resumen de los resultados de los tres métodos

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los resultados obtenidos con los tres métodos y en las figuras 4.30 y 4.31 las avenidas de diseño de los tres métodos.

Tabla 4.21 Resumen de resultados de los tres métodos

Tr (años)	Método	Q (m³/s)			V (millones m³)		
250	Correlaciones	4735	6480	9400	2178.19	1596.39	1171.42
250	Volúmenes	5047			1334.62		
250	Hiemstra y Francis	4039	4886	5436	1658.452	1419.608	1180.902
5000	Correlaciones	9507	13115	17897	4390.32	3229.47	2220.06
5000	Volúmenes	7622			2010.53		
5000	Hiemstra y Francis	8477	9803	10631	3589.602	3167.439	2515.191

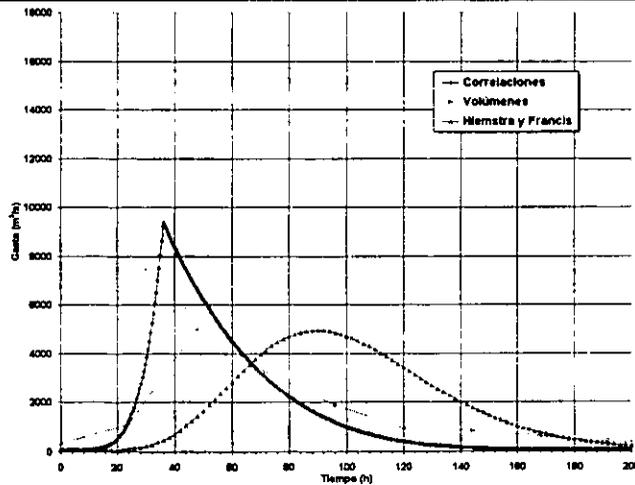


Figura 4.31 Avenidas obtenidas con los tres métodos,  $Tr=250$  años

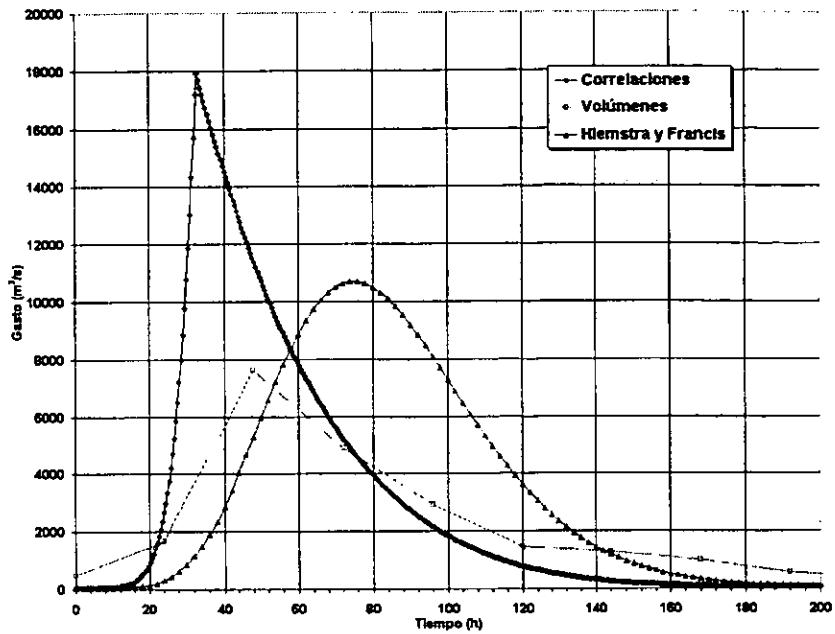


Figura 4.30 Avenidas obtenidas con los tres métodos,  $T_r=5000$  años

En este capítulo se utilizó el método de Correlaciones modificado, por lo que los resultados de este método y el de Hienstra y Francis ya no son tan parecidos, mientras que el de Volúmenes, para el periodo de retorno de 250 años se parece al de Hienstra y Francis, para el periodo de retorno de 5000 años queda por debajo. A diferencia de Aguamilpa, en este caso se tienen avenidas más esbeltas o "picudas", por lo cual se dio más importancia a este tipo de hidrogramas, mientras que con el método de Volúmenes se analizó todo el registro de gastos medios diarios.

## **CAPÍTULO 5 COMPARACIÓN DE LOS DISEÑOS DEL VERTEDOR DE AGUAMILPA (USANDO LOS MÉTODOS DE OBTENCIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO DE HIEMSTRA Y DE CORRELACIONES)**

*En los capítulos anteriores se estudiaron varios métodos para la obtención de avenidas de diseño; en ellos analiza, además del gasto de pico, como se hace tradicionalmente, el volumen de la avenida. Los métodos analizados son el de Hiemstra y Francis (1979), el de Correlaciones (1996) y el de Volúmenes (1997). En este capítulo se muestra una comparación de los diseños del vertedor obtenidos a partir de las avenidas de diseño que resultan al aplicar los métodos de Hiemstra y de Correlaciones, ya que con estos métodos se obtienen las avenidas de diseño extremas. La comparación se hace utilizando costos aproximados de construcción del vertedor, para cada uno de los métodos. Adicionalmente se muestran los costos del vertedor real, como punto de comparación. Para llevar a cabo lo anterior se definieron las políticas de operación de las compuertas de los vertedores, usando el procedimiento propuesto por Sánchez y Jiménez (1998), el cual consiste en que a medida que la avenida entra al vaso y los niveles en él se incrementan, las compuertas deberán irse abriendo, de una manera tal, que la abertura sea una fracción de la carga total sobre la cresta, hasta llegar a un punto en el que deberán abrirse por completo. A la fracción, o porcentaje, de la carga total sobre la cresta, se le denotará con la letra S, y deberá escogerse de modo que no se rebase la capacidad del cauce aguas abajo de la presa, para evitar inundaciones producidas por descargas frecuentes..*

### **5.1 Diseño del vertedor de la presa de Aguamilpa, con base en las avenidas calculadas con el método de Correlaciones**

#### **5.1.1 Política de operación (resultados de los tránsitos)**

##### **5.1.1.1 SELECCIÓN DEL PLAN DE OPERACIÓN**

Para determinar la política de operación se toman en cuenta dos factores: el gasto de descarga para el cual se producirían desbordamientos en el río aguas abajo, y que la presa no sea rebasada por avenidas extraordinarias. De acuerdo con lo anterior, la presa se operará de tal manera que con avenidas de período de retorno de 250 años, sólo se descargue un gasto con el que no puedan ocurrir inundaciones aguas abajo, cuya magnitud se supone es de  $4500 \text{ m}^3/\text{s}$ , y que para avenidas con periodos de retorno de 5000 años no se rebase el NAME.

Se analizarán diferentes alternativas para proponer un plan de operación que consiste en lo siguiente:

1. Las compuertas del vertedor permanecen cerradas hasta que el agua en el vaso alcance una cota ligeramente superior a la capacidad útil. Se deberá garantizar que el gasto vertido al abrir las compuertas sea uno que garantice el buen funcionamiento del vertedor.
2. A partir de entonces se abren las compuertas con una abertura igual a un porcentaje del desnivel entre la cota del agua en el vaso y la cresta.
3. Esta ley de apertura se mantiene con la avenida de 250 años de período de retorno. La máxima carga obtenida con esta política marca el límite para el cual las compuertas operan semiabiertas, ya que pasado este punto se abren completamente.

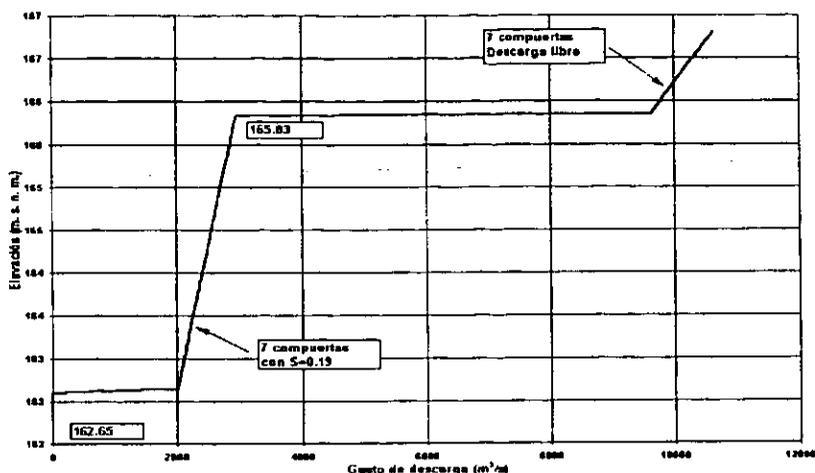


Figura 4.25 Política de operación típica utilizada

De esta manera, y con las avenidas obtenidas en el capítulo anterior, se prueban diferentes longitudes de cresta y aberturas de compuertas (representadas por el valor de S). Se considera que con la avenida de 250 años de período de retorno trabajará únicamente un canal de servicio, y con la de 5000 años trabajará este mismo canal junto con uno auxiliar. Se prueban tres anchos de compuerta (12, 13 y 14 m), y el coeficiente S de operación se determinará de tal manera que se tenga un gasto máximo permisible aguas abajo de 4500 m<sup>3</sup>/s. y un gasto mínimo de descarga de 1500 m<sup>3</sup>/s para garantizar el despegue del flujo en la cubeta al final de los canales de descarga.

- a) Operación: coeficiente de operación S = 0.38 y descarga libre. Longitudes de cresta:  $L_{C1} = 3 \times 13 = 39$  m y  $L_{C2} = 6 \times 13 = 78$  m

Tr=250 años		
Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 230.74$	$h_{MAX} = 231.18$	$h_{MAX} = 231.49$
$Q_{MAX} = 4282$	$Q_{MAX} = 4421$	$Q_{MAX} = 4518$
		$h_{LS} = 231.54$

Tr=5000 años		
$h_{MAX} = 231.50$	$h_{MAX} = 231.51$	$h_{MAX} = 231.51$
$Q_{MAX} = 7224$	$Q_{MAX} = 8055$	$Q_{MAX} = 9071^*$

- b) Operación: coeficiente de operación S = 0.42 y descarga libre. Longitudes de cresta:  $L_{C1} = 3 \times 12 = 36$  m y  $L_{C2} = 6 \times 12 = 72$  m

Tr=250 años		
Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 230.66$	$h_{MAX} = 231.11$	$h_{MAX} = 231.43$
$Q_{MAX} = 4291$	$Q_{MAX} = 4431$	$Q_{MAX} = 4532$
		$h_{LS} = 231.48$

Tr=5000 años		
$h_{MAX} = 231.44$	$h_{MAX} = 231.45$	$h_{MAX} = 231.45$
$Q_{MAX} = 7224$	$Q_{MAX} = 8055$	$Q_{MAX} = 9071^*$

c) Operación: coeficiente de operación  $S = 0.35$  y descarga libre. Longitudes de cresta:  $L_{C1} = 3 \times 14 = 42$  m y  $L_{C2} = 6 \times 14 = 84$  m

TR=250 años		
Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 230.73$	$h_{MAX} = 231.17$	$h_{MAX} = 231.48$
$Q_{MAX} = 4283$	$Q_{MAX} = 4422$	$Q_{MAX} = 4520$
		$h_{LS} = 231.53$

TR=5000 años		
$h_{MAX} = 231.49$	$h_{MAX} = 231.49$	$h_{MAX} = 231.50$
$Q_{MAX} = 7225$	$Q_{MAX} = 8056$	$Q_{MAX} = 9074^*$

### 5.1.2 Resumen

No. de compuertas	LC	TR	S	D <sub>MAX</sub>	H <sub>MAX</sub>
3 y 6	39 y 78	5000	0.38 y descarga libre	9071	231.51
3 y 6	36 y 72	5000	0.42 y descarga libre	9071	231.45
3 y 6	42 y 84	5000	0.35 y descarga libre	9074	231.50

De los resultados de los tránsitos se llega a que el vertedor consistirá de 2 canales de descarga, con tres compuertas con ancho de 12 m cada uno, por lo que el gasto de diseño para cada uno de los canales será de  $9071 \div 2 = 4536$  m<sup>3</sup>/s; además, la corona estará situada a la elevación  $231.45 + 3 = 234.45$  m. s. n. m.

### 5.1.3 Diseño del cimacio aguas arriba

La carga sobre el vertedor es de  $231.45 - 210 = 21.45$  m y el ancho de la cresta es igual a  $0.0539 \times 21.45 = 1.16$  m. El punto de tangencia estará a una distancia horizontal igual a  $0.2475 \times 21.45 \sin 45^\circ + 1.16 = 4.91$  m y a una elevación  $210 - (0.2475 \times 21.45)(1 - \cos 45^\circ) = 208.45$  m. La plantilla del canal de llamada está en la cota 199.20, por lo que el extremo aguas arriba de la nariz de la pila quedará a una distancia  $4.91 + 208.45 - 199.20 = 14.16$  m del origen 0. El desnivel  $\Delta P = 210 - 199.20 = 10.80$  m  $> 21.45/2 = 10.73$ . La velocidad crítica es  $0.7415g \times 21.45 = 12.49$  m<sup>3</sup>/s.

### 5.1.4 Diseño del cimacio aguas abajo

Mediante el programa NUCACI1.BAS se diseña el cimacio con los siguientes datos:  $q_u = 4536/36 = 126$  m<sup>3</sup>/s/m,  $H_0 = 21.45$  m,  $Y_0 = 21.45 \times 0.7415 = 15.91$  m,  $\Delta Z = 0.1$  m y  $Z_0 = 0$ .

De los resultados se observa que siempre se tiene un índice de ahogamiento mayor a 0.6, por lo que se seleccionará la sección con elevación  $210 - 2.0 = 208$  m para que inicie la curva vertical. La pendiente natural del terreno es de aproximadamente  $0.1$  ( $5.71^\circ$ ).

Tabla 5.1 Perfil del cimacio (método de Correlaciones)

I	Z	X	TH	Y	IA
1	0.1	1.78	6.4	6.88	0.71
2	0.2	2.52	9.01	6.86	0.72
3	0.3	3.09	10.99	6.83	0.72
4	0.4	3.57	12.64	6.81	0.72
5	0.5	3.99	14.08	6.79	0.73
6	0.6	4.37	15.36	6.76	0.73
7	0.7	4.72	16.52	6.74	0.73

I	Z	X	TH	Y	IA
8	0.8	5.04	17.6	6.72	0.74
9	0.9	5.35	18.59	6.69	0.74
10	1	5.64	19.52	6.67	0.75
11	1.1	5.92	20.4	6.65	0.75
12	1.2	6.18	21.23	6.63	0.75
13	1.3	6.43	22.01	6.6	0.76
14	1.4	6.67	22.76	6.58	0.76
15	1.5	6.91	23.47	6.56	0.76
16	1.6	7.13	24.16	6.54	0.77
17	1.7	7.35	24.81	6.52	0.77
18	1.8	7.57	25.44	6.5	0.77
19	1.9	7.77	26.05	6.48	0.78
20	2	7.98	26.63	6.46	0.78
21	2.1	8.17	27.2	6.44	0.78
22	2.2	8.37	27.74	6.42	0.79

El radio de curvatura es de  $6 \times 6.46 = 38.76$  m. Entonces, el desnivel que existe por la curva es de  $38.76 (\cos 5.71^\circ - \cos 26.63^\circ) = 3.92$  m, es decir, a la elevación  $208 - 3.92 = 204.08$  m. En la sección inicial de la curva de liga el nivel de la superficie libre del agua está en la elevación  $208 + 6.46/\cos 26.63^\circ = 215.23$  m. La distancia horizontal desde el extremo terminal de la curva de liga hasta el origen O es de  $7.98 + 38.76 (\sin 26.6^\circ - \sin 5.71^\circ) = 21.48$  m, por lo que la pila tendrá una longitud del origen hacia aguas debajo de 23 m.

### 5.1.5 Diseño de las compuertas

Se propone una compuerta con radio  $R_{CO} = 18$  m y con altura  $H_{CO} = 18$  m; cuando las compuertas estuvieran cerradas y el nivel del agua fuera  $h_{L1} = 220.30$  quedará un libre bordo  $LB = 18 - (220.3 - 210) = 7.70$  m y el labio superior de las compuertas estaría en la cota  $210 + 18 = 228$  m. Con una altura de perno  $H_p = 8$  m éste quedaría en la elevación  $210 + 8 = 218$  m y al cerrarse las compuertas el labio inferior se apoyará a una distancia  $1.16/2 = 0.58$  m del origen; la distancia horizontal del perno a ese punto sería  $18^2 - 8^2 - 0.58 = 15.55$  m, es decir, a una distancia intermedia entre las secciones inicial y final de la curva de liga; así que con la máxima descarga el agua no tocará el perno, ya que a la distancia 7.98 la superficie está en la cota  $215.23 < 218$  m.

Con las dimensiones escogidas  $\alpha = \sin^{-1} (8/18) = 26.39^\circ$  y  $\beta = \sin^{-1} \left( \frac{18-8}{18} \right) = 22.89^\circ$ , entonces  $\gamma = 26.39 + 22.89 = 49.28^\circ$ . Al producirse la máxima descarga el tirante en la cresta es de 15.91 m, así que si al abrirse totalmente las compuertas, el libre bordo fuera de 1.5 m, entonces, el labio inferior deberá estar situado a  $LB = 15.91 + 1.5 = 17.41$  m, entonces  $\delta = \sin^{-1} \left( \frac{17.41-8}{18} \right) = 31.52^\circ$  y  $\lambda = 49.28^\circ + 31.52^\circ = 80.8^\circ$  y la cota del labio superior será

$218 + 18 \sin 80.8^\circ = 235.77$  m, es decir, que quedarían  $235.77 - 234.45 = 1.31$  m arriba de la corona. En la figura se muestra el arreglo con las compuertas de 36 m de ancho, 18 m de altura, radio de 18 m y altura de perno de 8 m, con pilas intermedias de 3 m de ancho y 37.16 m de largo.

Cuando las compuertas tienen la máxima abertura de control  $a_{MAX} = 0.42(231.43-210) = 9.00$  m, el libre bordo quedará muy sobrado.

Entre las secciones inicial (1) y terminal (3) de la curva vertical de liga del cimacio con la plantilla del canal de descarga, se supone una sección intermedia (2), de tal manera que la distancia medida sobre la plantilla entre las secciones 1-2 y 2-3 será  $\Delta_{Lc} = 38.76(26.63 - 5.71) \times \frac{\pi}{2 \times 180} = 7.08$  m, el desnivel entre la sección (1) y (2),  $\Delta H_2 =$

$38.76[\cos 26.63 + 5.71 - \cos 26.63] = 2.58$  m, y entre la (2) y la (3),  $\Delta H_3 = 3.92 - 2.58 = 1.34$  m.



DLC=7.08      DH(2)= 2.58      DH(3)= 1.34  
 ZPC=208      (inicio de la curva de liga)

Y se correrá el programa para los siguientes gastos, cargas y operaciones de compuerta siguientes:

**Tabla 5.2 Gastos transitados**

Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>0</sub> (m)	P	S
4536	21.45	1	-
4532	21.43	0	0.42
1500	10.30	0	0.42

Donde si P=0 las compuertas están totalmente abiertas, y si P=1 las compuertas están operando.

Debido a la topografía se necesitan 320 m de longitud del canal de descarga con pendiente S=0.1 y 70 m de longitud con una pendiente de 20°.

De los resultados del programa NUVECO.BAS y con el gasto de 4536 m<sup>3</sup>/s en el canal con pendiente S = 0.1 se presentan velocidades menores a los 25 m/s, por lo que no será necesario construir aireadores en dicho canal. Al pasar de la pendiente suave a la fuerte se instalará un primer aireador.

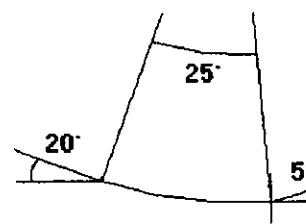
### 5.1.7 Diseño de la cubeta deflectora

Para rematar el canal de descarga se instala una cubeta deflectora con ángulo de salida de 5° y con 13 tramos de 2 m de longitud medidos sobre la plantilla, por lo que

$$R = \frac{26 \times 180}{\pi \times 25^\circ} = 59.59 \approx 60 \text{ m}$$

si la cubeta inicia en la cota 147.16, en donde el espesor de la vena para el gasto máximo es 3.25 m se tendrá que

$$R = \frac{60}{3.25} = 18.5 > 12 \quad \text{O.K.}$$



**Figura 5.2 Cubeta deflectora**

La cota de la plantilla en la sección terminal de la cubeta es  $147.16 - 60(\cos 5^\circ - \cos 20^\circ) = 143.77 \text{ m}$ .

### 5.1.8 Diseño de aireadores

Se utilizarán los programas "INAIMO-#.AS" e "INACUB.BAS", los cuales requieren la siguiente información (hay que recordar que los aireadores se ubicarán en el canal de descarga con fuerte pendiente):

BA = 43 (ancho de la plantilla en el canal de descarga)

$\Delta Z = 0.68$  (desnivel entre dos secciones)

RC = 60 (radio de la cubeta)

KL = 0 (taludes en un plano vertical)

ZCC =  $147.16 + 60(\cos 20^\circ) = 200.14$  (cota del centro del círculo que define la cubeta)

$\Delta X = 2$  (distancia entre dos secciones contiguas)

Z0 = 147.16 (cota de la plantilla en la sección inicial)

KI = 0 (designación de taludes en un plano vertical)

Si se elige un área de 1 m<sup>2</sup> para la sección de la chimenea del aireador, un primer aireador en la sección 168 a la elevación 170.28, un segundo aireador en la sección 177 a la elevación 164.16 y un tercer aireador en la sección

190 a la elevación 155.32, se calcularán entonces las concentraciones de aire en el fondo. Con el gasto máximo de 4536 m<sup>3</sup>/s, se tiene un tirante de 4.20 m y un número de Froude de 3.92, y el valor de β será

$$\beta = 0.29 (3.92 - 1)^{0.62} \left( \frac{1.5 \times 1}{43 \times 4.20} \right)^{0.59} = 0.0334 \quad (3.34\%)$$

con lo que se consigue una concentración de aire en el fondo al llegar al segundo aireador de 3.548% > 2 % y se considera que está bien.

Para el segundo aireador y para el mismo gasto se tiene un tirante de 3.85 m y un número de Froude de 4.45; se tiene que

$$\beta = 0.29 (4.45 - 1)^{0.62} \left( \frac{1.5 \times 1}{43 \times 3.85} \right)^{0.59} = 0.0390 \quad (3.90\%)$$

con lo que se consigue una concentración de aire en el fondo al llegar al tercer aireador de 2.936% > 2 % y se considera que también está bien.

Para el tercer aireador y para el mismo gasto se tiene un tirante de 3.49 m y un número de Froude de 5.16; se tiene que

$$\beta = 0.29 (5.16 - 1)^{0.62} \left( \frac{1.5 \times 1}{43 \times 3.49} \right)^{0.59} = 0.0464 \quad (4.64\%)$$

y al inicio de la cubeta deflectora (sección 202, elevación 147.16) se tiene una concentración de aire en el fondo de 10.699%. Con el aire que logra introducir el segundo aireador se tiene una concentración de aire a la salida de la cubeta de 5.182%, por lo que se acepta tal concentración.

Se revisan las concentraciones de aire en el fondo para gastos de 250 años y para el gasto mínimo de abertura. En la tabla siguiente se muestra un resumen de concentraciones de fondo calculadas con los programas.

**Tabla 5.3 Concentraciones de aire en el fondo**

T <sub>R</sub> (años)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Concentración de aire en el fondo (%)			
		2° aireador	3er aireador	Inicio de la cubeta	Salida de la cubeta
5000	4536	3.548	2.936	10.699	5.182
250	4532	2.855	2.333	9.159	4.268
Mínimo	1500	0*	0.782*	15.550	7.864

\* En este tramo y para este gasto se tienen velocidades entre 15 y 25 m/s.

De la tabla anterior se concluye lo siguiente:

- 1) Tanto como para la avenida de 5000 años como la de 250 años de periodo de retorno se aceptaría algún grado de daño en la rápida, ya que se tienen concentraciones de aire en el fondo entre 2 y 4 %. Hacia el final de la cubeta no se tendría daño alguno y no queda excesivamente aireada la vena líquida.
- 2) Para el gasto mínimo las velocidades a lo largo de los canales y la cubeta son menores o iguales a los 25 m/s y a la salida de la cubeta no se tendría daño alguno.

### 5.1.9 Funcionamiento de la cubeta deflectora

Para analizar las condiciones de descarga de la cubeta de radio R=60 m se supone un ángulo de salida de 5° y sección inicial en la cota 141.76 m. El desnivel entre la sección terminal de la cubeta y el nivel del agua en el río para un gasto de 15000 m<sup>3</sup>/s es 143.77 - 85 = 58.77 m.

Para el gasto máximo Q = 4536 m<sup>3</sup>/s y velocidad de despegue V<sub>s</sub> = 46.81 m/s

$$x^2 - \frac{2}{9.81} (46.81 \cos 5^\circ)^2 \tan 5^\circ x - \frac{2(58.77)}{9.81} (46.81 \cos 5^\circ)^2 = 0$$

Resolviendo la ecuación resulta que  $x = 181.97$  m.

De Novak (1984) y para  $V_0 = 46.81$  m/s, el valor de la relación  $L_0/L = 0.77$ , entonces  $L_0 = 0.54(181.97) = 98.26$  m, para el gasto máximo  $Q = 4536$  m<sup>3</sup>/s y ancho  $b = 43$  m el tirante crítico es  $y_c = \sqrt[3]{(4536/43)^2/9.81} = 10.43$  m; para  $\alpha = 5^\circ$  y de la misma referencia  $\alpha_1 = 13^\circ$ . Además  $P_m = 6(10.43) \tan 13^\circ = 14.45$  m y  $D = 98.26 - 14.45 \tan 13^\circ = 94.92$  m, y no se pondría en peligro la estabilidad de la sección terminal de la cubeta.

Para el gasto mínimo  $Q = 1500$  m<sup>3</sup>/s y la velocidad de despegue  $V_s = 40.42$  m/s resulta que

$$x^2 - \frac{2}{9.81} (40.42 \cos 5^\circ)^2 \tan 5^\circ x - \frac{2(65.0)}{9.81} (40.42 \cos 5^\circ)^2 = 0$$

resolviendo la ecuación anterior se tiene que  $x = 161.75$  m; de la referencia anterior se estima que  $f(V) = 0.7$ , entonces  $L_0 = 0.7(161.75) = 113.23$  m, el tirante crítico es  $y_c = \sqrt[3]{(1500/43)^2/9.81} = 4.99$  m, y  $P_m = 6(4.99) \tan 13^\circ = 6.91$  m y  $D = 113.23 - 6.91/\tan 13^\circ = 83.30$  m, y tampoco existiría peligro por la estabilidad de la sección terminal de la cubeta.

### 5.1.10 Costos

En la tabla siguiente se muestran los costos de los vertedores, así como de las compuertas, calculadas mediante este método. Se observa que el costo total del vertedor es de \$38,034,288 (US) y que el de los aireadores es de \$665,442 (US), es decir, el 1.7 % del costo total de la obra de excedencias.

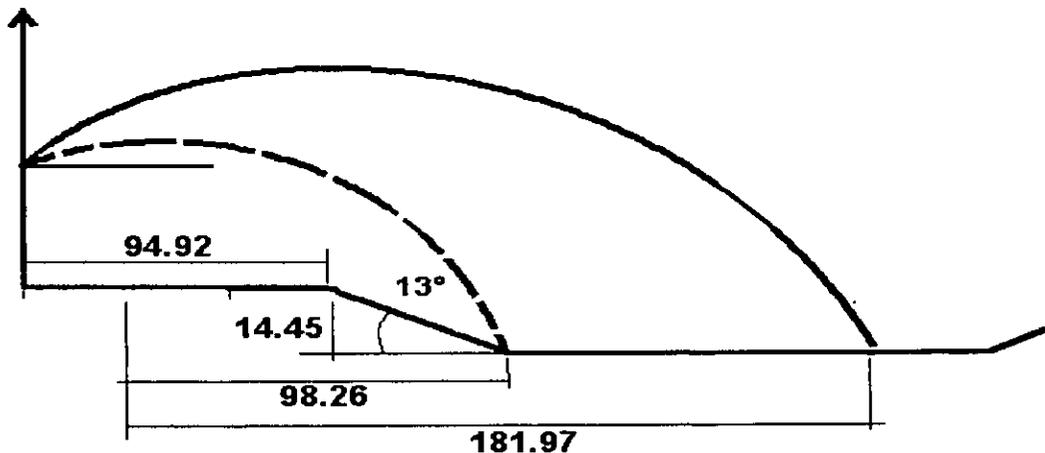


Figura 5.3 Chorro de la cubeta

Tabla 5.4 Costos del vertedor por el método de Correlaciones.

**Aireadores**

Cantidad	Área	Largo	Volumen
3	9.0471	88.2	2,393.9
<b>Total</b>			<b>1,705,944.1</b>

**Concreto**

**Muros**

Cantidad	Longitud	Ancho	Altura	Volumen
2	357.6493	0.6	9	3862.61
2	89.5222	0.6	7	751.99
1	357.6493	3	9	9656.53
1	89.5222	3	7	1879.97
<b>Total</b>				<b>16,151.1</b>

**Pilas de compuertas**

Cantidad	Área	Altura	Volumen
4	109.24	27.88	12181.96

**Piso**

Longitud	Ancho	Altura	Volumen
374.5815	88.2	0.6	19822.85

**Cimacio**

Área	Largo	Volumen
181.4884	88.2	16007.27688

**Cubetas**

Área	Largo	Volumen
177.8826	88.2	15689.24532

**Aireadores**

Cantidad	Área	Largo	Volumen
3	8.4131	88.2	2,226.1
6	3.1031	9	167.6
<b>Total</b>			<b>2,393.7</b>

**Piso**

**Chimeneas**

<b>Total</b>	<b>82,246.1</b>
--------------	-----------------

**Compuertas**

Altura	Claro	Carga	W (kg)
18	12	21.45	111072.85
Peso de 6 compuertas			666,437

**Costos**

Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (USD)	Importe
Excavación en roca firme	m3	1,703,550.2	4.35	\$ 7,410,443
Concreto	m3	82,246.10	142.5	\$ 11,720,070
Tratamientos en excavaciones	m	11,925	50	\$ 596,243
Acero de refuerzo	ton	4,935	2,180.00	\$ 10,757,790
Compuertas	ton	666,437	2,180.00	\$ 1,452,833
Equipo electromecánico	lote	1	6,096,909	\$ 6,096,909
<b>Total</b>				<b>\$ 38,034,288</b>

**Costo de los aireadores**

Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (USD)	Importe
Excavación en roca firme	m3	2,393.9	4.35	\$ 10,413
Concreto	m3	2,393.67	142.5	\$ 341,098
Tratamientos en excavaciones	m	17	50	\$ 838
Acero de refuerzo	ton	144	2180	\$ 313,093
<b>Total</b>				<b>\$ 685,442</b>

Total \$ 38,699,730

## 5.2 Diseño del vertedor de la presa de Aguamilpa, con base en las avenidas calculadas con el método de Hiemstra y Francis

### 5.2.1 Política de operación (resultados de los tránsitos)

A continuación se presentan diferentes opciones de la forma en que se pueden operar las compuertas, de modo que no se exceda un gasto de 4500 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 250 años, haciendo variar la longitud de la cresta.

a) Coeficiente de operación  $S = 0.42$  y longitudes de cresta:  $L_c = 3 \times 11 = 33$  m

TR=250 años		
Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 231.95$	$h_{MAX} = 232.15$	$h_{MAX} = 231.35$
$Q_{MAX} = 4307$	$Q_{MAX} = 4367$	$Q_{MAX} = 4132$
	$h_{LS} = 232.20$	

TR=5000 años		
$h_{MAX} = 236.70$	$h_{MAX} = 237.31$	$h_{MAX} = 236.74$
$Q_{MAX} = 9107$	$Q_{MAX} = 9421$	$Q_{MAX} = 9128$

b) Coeficiente de operación  $S = 0.42$ , y longitudes de cresta:  $L_c = 3 \times 12 = 36$  m

TR=250 años		
Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 231.11$	$h_{MAX} = 232.42$	$h_{MAX} = 230.75$
$Q_{MAX} = 4433$	$Q_{MAX} = 4530$	$Q_{MAX} = 4319$
	$h_{LS} = 231.47$	

TR=5000 años		
$h_{MAX} = 235.46$	$h_{MAX} = 236.15$	$h_{MAX} = 235.74$
$Q_{MAX} = 9247$	$Q_{MAX} = 9631$	$Q_{MAX} = 9401$

c) Coeficiente de operación  $S = 0.42$ , y longitudes de cresta:  $L_c = 3 \times 13 = 39$  m

TR=250 años		
Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 230.36$	$h_{MAX} = 230.75$	$h_{MAX} = 230.20$
$Q_{MAX} = 4548$	$Q_{MAX} = 4680$	$Q_{MAX} = 4494$
	$h_{LS} = 230.80$	

TR=5000 años		
$h_{MAX} = 234.34$	$h_{MAX} = 235.11$	$h_{MAX} = 234.82$
$Q_{MAX} = 9367$	$Q_{MAX} = 9814$	$Q_{MAX} = 9643$

d) Coeficiente de operación  $S = 0.21$ , y longitudes de cresta:  $L_c = 6 \times 11 = 66$  m

TR=250 años		
Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 231.35$	$h_{MAX} = 231.63$	$h_{MAX} = 230.92$
$Q_{MAX} = 4398$	$Q_{MAX} = 4484$	$Q_{MAX} = 4266$
	$h_{LS} = 231.68$	

**TR=5000 años**

$h_{MAX} = 231.66$	$h_{MAX} = 231.67$	$h_{MAX} = 231.67$
$Q_{MAX} = 10315$	$Q_{MAX} = 11564$	$Q_{MAX} = 12328$

e) Coeficiente de operación  $S = 0.21$ , y longitudes de cresta:  $L_C = 6 \times 12 = 72$  m

**TR=250 años**

Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 230.53$	$h_{MAX} = 230.90$	$h_{MAX} = 230.32$
$Q_{MAX} = 4523$	$Q_{MAX} = 4647$	$Q_{MAX} = 4456$
	$h_{LS} = 230.95$	

**TR=5000 años**

$h_{MAX} = 230.93$	$h_{MAX} = 230.94$	$h_{MAX} = 230.94$
$Q_{MAX} = 10315$	$Q_{MAX} = 11564$	$Q_{MAX} = 12328$

f) Coeficiente de operación  $S = 0.35$ , y longitudes de cresta:  $L_C = 3 \times 14 = 42$  m

**TR=250 años**

Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 231.18$	$h_{MAX} = 231.47$	$h_{MAX} = 230.80$
$Q_{MAX} = 4424$	$Q_{MAX} = 4518$	$Q_{MAX} = 4305$
	$h_{LS} = 231.52$	

**TR=5000 años**

$h_{MAX} = 233.62$	$h_{MAX} = 234.50$	$h_{MAX} = 234.39$
$Q_{MAX} = 9640$	$Q_{MAX} = 10188$	$Q_{MAX} = 10120$

g) Coeficiente de operación  $S = 0.35$  y descarga libre, con longitudes de cresta:  $L_{C1} = 3 \times 14 = 42$  m y  $L_{C2} = 6 \times 14 = 84$  m

**TR=250 años**

Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 231.18$	$h_{MAX} = 231.47$	$h_{MAX} = 230.80$
$Q_{MAX} = 4424$	$Q_{MAX} = 4518$	$Q_{MAX} = 4305$
	$h_{LS} = 231.52$	

**TR=5000 años**

$h_{MAX} = 231.49$	$h_{MAX} = 231.50$	$h_{MAX} = 231.50$
$Q_{MAX} = 10315$	$Q_{MAX} = 11564$	$Q_{MAX} = 12329$

h) Coeficiente de operación  $S = 0.38$ , y longitudes de cresta:  $L_C = 3 \times 13 = 39$  m

**TR=250 años**

Voluminosa	Media	Gran Pico
$h_{MAX} = 231.19$	$h_{MAX} = 231.48$	$h_{MAX} = 230.80$
$Q_{MAX} = 4422$	$Q_{MAX} = 4516$	$Q_{MAX} = 4303$
	$h_{LS} = 231.53$	

**TR=5000 años**

$h_{MAX} = 234.49$	$h_{MAX} = 235.30$	$h_{MAX} = 235.04$
$Q_{MAX} = 9455$	$Q_{MAX} = 9924$	$Q_{MAX} = 9775$

### 5.2.2 Resumen

En la tabla siguiente se presenta un resumen de los resultados que arrojan los tránsitos anteriores, para diferentes longitudes de cresta.

Tabla 5.5 Políticas de operación por el método de Hiemstra y Francis

No. de compuertas	LC	TR	S	D <sub>MAX</sub>	H <sub>MAX</sub>
3	33	5000	0.42	9421	237.31
3	36	5000	0.42	9631	236.15
3	39	5000	0.42	9814	235.11
6	66	5000	0.21	11564	231.67
6	72	5000	0.21	11564	230.94
3	42	5000	0.35	10188	234.50
3	42	5000	0.35	12329	231.50
3	39	5000	0.38	9924	235.30

De los tránsitos anteriores se determina que el vertedor se compondrá de 2 canales de descarga, con tres compuertas de 14 m de ancho cada uno, por lo que el gasto de diseño para cada uno de ellos es de  $12329/2 = 6165 \text{ m}^3/\text{s}$ ; y la corona estará situada a la elevación  $231.50 + 3 = 234.50 \text{ m. s. n. m.}$

### 5.2.3 Diseño del cimacio aguas arriba

La carga sobre el vertedor es de  $231.50 - 210 = 21.50 \text{ m}$ , y el ancho de la cresta es igual a  $0.0539 \times 21.50 = 1.16 \text{ m}$ . El punto de tangencia estará a una distancia horizontal igual a  $0.2475 \times 21.50 \text{ sen } 45^\circ + 1.16 = 4.92 \text{ m}$  y a una elevación  $210 - (0.2475 \times 21.50)(1 - \text{cos } 45^\circ) = 208.44 \text{ m}$ . La cota de plantilla del canal de llamada está en la cota 199.20, por lo que el extremo aguas arriba de la nariz de la pila quedará a una distancia  $4.92 + 208.44 - 199.20 = 14.16 \text{ m}$  del origen 0. El desnivel  $\Delta P = 210 - 199.20 = 10.80 \text{ m} > 21.50 / 2 = 10.75 \text{ m}$ . La velocidad crítica es  $0.7415 \text{ g} \times 21.50 = 12.51 \text{ m/s}$ .

### 5.2.4 Diseño del cimacio aguas abajo

Mediante el programa NUCACI1.BAS se diseña el cimacio con los siguientes datos:  $q_u = 6165 / 42 = 146.79 \text{ m}^3/\text{s/m}$ ,  $H_0 = 21.50 \text{ m}$ ,  $Y_0 = 21.50 \times 0.7415 = 15.94 \text{ m}$ ,  $\Delta Z = 0.1 \text{ m}$  y  $Z_0 = 0$ .

De los resultados se observa que siempre se tiene un índice de ahogamiento mayor a 0.6, por lo que se seleccionará la sección con elevación  $210 - 2.0 = 208 \text{ m}$  para que inicie la curva vertical. La pendiente natural del terreno es de aproximadamente  $0.1 (5.71^\circ)$ .

Tabla 5.6 Perfil del cimacio (método de Hiemstra y Francis)

I	Z	X	TH	Y	IA
1	0.1	1.79	6.39	8.38	0.65
2	0.2	2.53	9	8.35	0.66
3	0.3	3.09	10.98	8.31	0.66
4	0.4	3.57	12.63	8.27	0.66
5	0.5	3.99	14.06	8.24	0.67
6	0.6	4.37	15.34	8.21	0.67
7	0.7	4.72	16.51	8.17	0.67
8	0.8	5.05	17.58	8.14	0.68
9	0.9	5.36	18.57	8.11	0.68
10	1	5.65	19.5	8.08	0.68
11	1.1	5.92	20.38	8.04	0.69

I	Z	X	TH	Y	IA
12	1.2	6.19	21.2	8.01	0.69
13	1.3	6.44	21.99	7.98	0.69
14	1.4	6.68	22.74	7.95	0.7
15	1.5	6.92	23.45	7.92	0.7
16	1.6	7.14	24.13	7.89	0.71
17	1.7	7.36	24.79	7.87	0.71
18	1.8	7.58	25.42	7.84	0.71
19	1.9	7.78	26.02	7.81	0.72
20	2	7.99	26.6	7.78	0.72
21	2.1	8.18	27.17	7.75	0.72
22	2.2	8.38	27.71	7.73	0.73

El radio de curvatura es de  $6 \times 7.78 = 46.7 \approx 48$  m. Entonces, el desnivel que existe por la curva es de  $48(\cos 5.71^\circ - \cos 26.6^\circ) = 4.84$  m, es decir, a la elevación  $208 - 4.84 = 203.16$  m. En la sección inicial de la curva de liga el nivel de la superficie libre del agua está en la elevación  $208 + 7.78 / \cos 26.6^\circ = 216.70$  m. La distancia horizontal desde el extremo terminal de la curva de liga hasta el origen O es de  $7.99 + 48(\sin 26.6^\circ - \sin 5.71^\circ) = 24.71$  m, por lo que la pila tendrá una longitud del origen hacia aguas debajo de 26 m.

### 5.2.5 Diseño de las compuertas

Para una compuerta de radio  $R_{CO} = 18$  m y altura  $H_{CO} = 18$  m, cuando las compuertas estuvieran cerradas y el nivel del agua fuera  $h_{LI} = 220.30$  quedará un libre bordo  $LB = 18 - (220.3 - 210) = 7.70$  m y el labio superior de las compuertas estaría en la cota 228 m, con una altura de perno de  $H_P = 9$  m, el cual quedaría a la elevación 219 m; al cerrarse las compuertas el labio inferior se apoyará a una distancia  $1.16 / 2 = 0.58$  m del origen; la distancia horizontal del perno a ese punto sería  $\sqrt{18^2 - 9^2} - 0.58 = 15.01$  m, es decir, a una distancia intermedia entre las secciones inicial y final de la curva de liga; así que con la máxima descarga el agua no tocaría el perno, ya que a la distancia 7.99 la superficie está en la cota  $216.70 < 219$  m.

Con las dimensiones escogidas  $\alpha = \sin^{-1}(9/18) = 30^\circ$  y  $\beta = \sin^{-1}\left(\frac{18-9}{18}\right) = 30^\circ$ , entonces  $\gamma = 30 + 30 = 60^\circ$ . Al

producirse la máxima descarga el tirante en la cresta es 15.94 m, así que si al abrirse totalmente las compuertas el libre bordo fuera de 1.5 m, entonces el labio inferior deberá estar situado a  $15.94 + 1.5 = 17.44$  m, entonces  $\delta = \sin^{-1}\left(\frac{17.44-9}{18}\right) = 27.96^\circ$  y  $\lambda = 60^\circ + 27.96^\circ = 87.96^\circ$ , por lo que la cota del labio superior será  $219 + 18$

$\sin 87.96^\circ = 236.99$  m, es decir, que quedarían  $236.99 - 234.50 = 2.49$  m arriba de la corona. En la figura 5.4 se muestra el arreglo con las compuertas de 14 m de ancho, 18 m de altura, radio de 18 m y altura de perno de 9 m, con pilas intermedias de 3 m de ancho y 40.16 m de largo. Cuando las compuertas tienen la máxima abertura de control  $a_{MAX} = 0.35(231.47 - 210) = 7.51$  m, el libre bordo quedará muy sobrado.

Entre las secciones inicial (1) y terminal (3) de la curva vertical de liga del cimacio se supone una sección intermedia (2), de tal manera que la distancia medida sobre la plantilla entre las secciones 1-2 y 2-3 será  $\Delta L_c = 48(26.6 - 5.71) \times \frac{\pi}{2 \times 180} = 8.75$  m; el desnivel entre la sección (1) y (2),  $\Delta H_2 = 48\left[\cos \frac{26.6+5.71}{2} - \cos 26.6\right] = 3.19$  m, y entre la (2) y la (3),  $\Delta H_3 = 4.84 - 3.19 = 1.65$  m.

### 5.2.6 Características del flujo en la rápida

El programa NUVECO.BAS permite calcular las características del flujo en un canal que se inicia en tres secciones rectangulares de 14 m de ancho y aguas abajo tiene un ancho de plantilla de  $2(3.5) + 42 = 49$  m de sección rectangular. La separación entre las pilas y la sección del canal en donde la vena ocupa todo el ancho de plantilla es de  $3 H_{MAX} \sin \theta = 3 \times 21.5 \sin 5.71^\circ = 6.42$  m, de modo que, como la pendiente constante se inicia en la cota 203.16, la cota de la plantilla en la sección con flujo uniforme será  $ZPR = 203.16 - 6.42 \sin 5.71^\circ = 202.52$  m. Si a partir de la sección 3 se determinan secciones a cada 2 m con desnivel de  $2 \sin 5.71^\circ = 0.20$  m,

entonces el número de orden de la sección con flujo uniforme sería  $3 + (203.16 - 202.52)/0.20 = 6.2 \approx 7$ . Para utilizar el programa se establecerán los siguientes datos:

B0=49                      DES=0.80 m,      desnivel entre (3) y (7)  
 BC=14                     DEL=8 m,        distancia entre (3) y (7)  
 K=0                        ZPR=202.52                      DZ1=2.0  
 DLC=8.75                DH(2)=3.19                      DH(3)=1.65                      ZPC=208

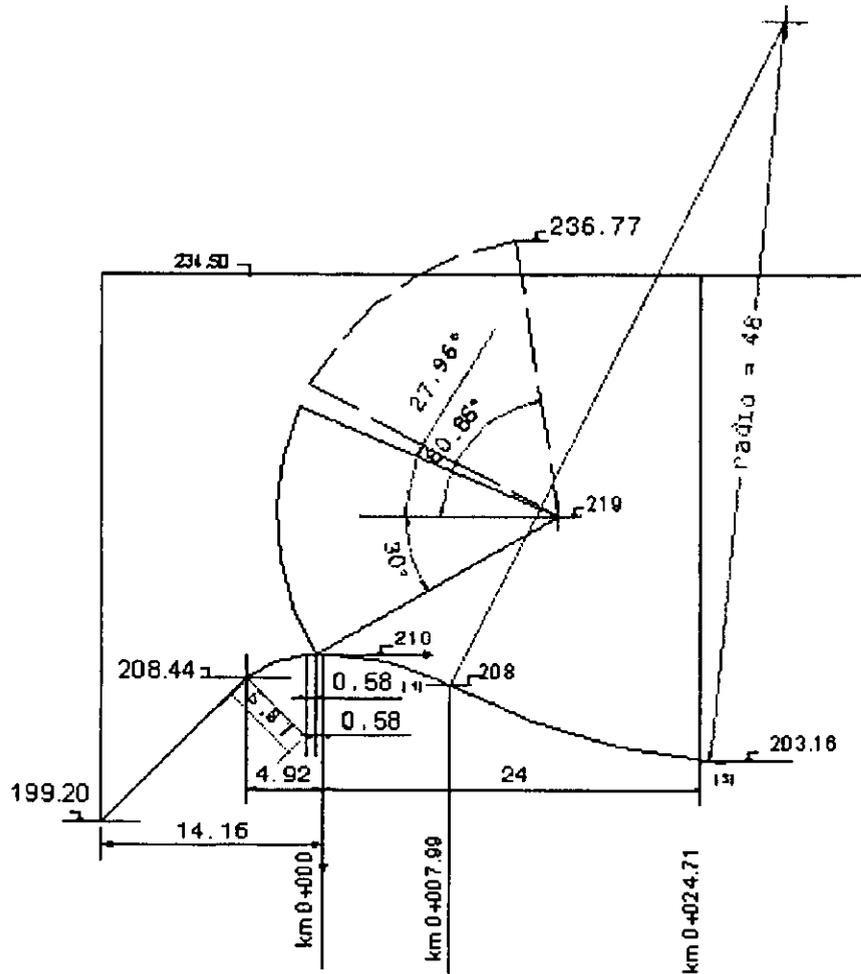


Figura 5.4 Diseño de las compuertas y el cimacio

Se correrá el programa para los siguientes gastos, cargas y operaciones de compuerta siguientes:

Tabla 5.7 Gastos transitados

Q (m <sup>3</sup> /s)	H0 (m)	P	S
6165	21.50	1	-
4925	21.49	1	-
4518	21.47	0	0.35
1510	10.30	0	0.35

Donde P = 0 para compuertas totalmente abiertas, y P = 1 operando las compuertas.

Debido a la topografía se necesitan 320 m de longitud del canal de descarga con pendiente  $S = 0.1$  y 70 m de longitud con una pendiente de  $20^\circ$ . Por los resultados del programa NUVECO.BAS con el gasto máximo de  $6165 \text{ m}^3/\text{s}$  en el canal, con pendiente  $S = 0.1$ , se obtienen velocidades menores a los  $25 \text{ m/s}$ , por lo que no será necesario construir aireadores en dicho canal; sólo al pasar de la pendiente suave a la fuerte se instalará un primer aireador.

### 5.2.7 Diseño de la cubeta deflectora

Para rematar el canal de descarga se instala una cubeta deflectora con ángulo de salida de  $5^\circ$  y con 13 tramos de 2 m de longitud medidos sobre la plantilla, por lo que

$$R = \frac{26 \times 180}{\pi \times 25^\circ} = 59.59 \approx 60 \text{ m}$$

Si la cubeta inicia en la cota 141.76, en donde el espesor de la vena para el gasto máximo es 3.72 m se tendrá que

$$R = \frac{60}{3.72} = 16.1 > 12 \quad O. K.$$

La cota de la plantilla en la sección terminal de la cubeta es  $141.76 - 60(\cos 5^\circ - \cos 20^\circ) = 138.36 \text{ m}$ .

### 5.2.8 Diseño de aireadores

Se utilizarán los programas INAIMO-#.AS e INACUB.BAS, los cuales requieren la siguiente información:

BA = 49	$\Delta Z = 0.68$	RC = 60
KL = 0	$ZCC = 141.76 + 60(\cos 20^\circ) = 198.14$	
$\Delta x = 2$	Z0 = 141.76	KI = 0

Se elige un área de  $3 \text{ m}^2$  para la sección de la chimenea del aireador, un primer aireador en la sección 170 a la elevación 168.96 y un segundo aireador en la sección 190 a la elevación 155.36, para calcular las concentraciones de aire en el fondo. Con el gasto máximo de  $6165 \text{ m}^3/\text{s}$ , donde se tiene un tirante de 4.98 m y un número de Froude de 3.62, el valor de  $\beta$  será

$$\beta = 0.29 (3.62 - 1)^{0.62} \left( \frac{1.5 \times 3}{49 \times 4.98} \right)^{0.59} = 0.0503 \quad (5.03\%)$$

con lo que se consigue una concentración de aire en el fondo al llegar al segundo aireador de  $2.579\% > 2\%$  y se considera que está bien.

Para el segundo aireador, y para el mismo gasto, se tiene un tirante de 4.19 m y un número de Froude de 4.68, por lo que

$$\beta = 0.29 (4.68 - 1)^{0.62} \left( \frac{1.5 \times 3}{49 \times 4.19} \right)^{0.59} = 0.0683 \quad (6.83\%)$$

y al inicio de la cubeta deflectora (sección 209, elevación 142.44) se tiene una concentración de aire en el fondo de 16.618%. Con el aire que logra introducir el segundo aireador se tiene una concentración de aire a la salida de la cubeta de 0.244%, pero en ese punto se tiene ya contacto con el aire, además de que esta condición es la correspondiente a un periodo de retorno de 5000 años, por lo que se acepta tal concentración.

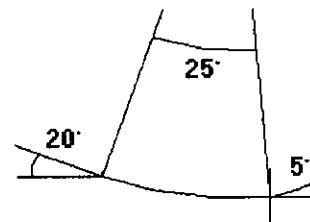


Figura 5.5 Cubeta deflectora

Se revisan las concentraciones de aire en el fondo para gastos de 1000 y 250 años, y para el gasto mínimo de abertura. En la tabla siguiente se muestra un resumen de concentraciones en el fondo calculadas con los programas.

Tabla 5.8 Concentraciones de aire en el fondo

T <sub>r</sub> (años)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Concentración de aire en el fondo (%)		
		2° aireador	Inicio de la cubeta	Salida de la cubeta
5000	6165	2.579	16.618	-0.244
1000	4925	2.923	20.286	1.482
250	4518	7.449	29.835	7.390
Mínimo	1510	0°	33.982	2.801

\* En este tramo y para este gasto se tienen velocidades entre 15 y 22 m/s.

De la tabla anterior se concluye lo siguiente:

- 3) Tanto para la avenida de 5000 años de periodo de retorno, como para la de 1000 se aceptaría algún grado de daño al inicio de la rápida, ya que se tienen concentraciones de aire en el fondo entre 2 y 4 %. También se tendría un daño semejante hacia el final de la cubeta.
- 4) Para la avenida de 250 años de periodo de retorno se protege la rápida y la cubeta, y no queda excesivamente aireada la vena líquida.
- 5) Para el gasto mínimo las velocidades a lo largo de los canales y la cubeta son menores a los 25 m/s y a la salida de la cubeta la vena líquida no queda excesivamente aireada.

### 5.2.9 Funcionamiento de la cubeta deflectora

Para analizar las condiciones de descarga de la cubeta de radio R = 60 m se supone un ángulo de salida de 5° y sección inicial en la cota 141.76 m. El desnivel entre la sección terminal de la cubeta y el nivel del agua en el río para un gasto de 15000 m<sup>3</sup>/s es 138.36 - 85 = 53.3 m.

Para el gasto máximo Q = 6165 m<sup>3</sup>/s y la velocidad de despegue V<sub>s</sub> = 34.40 m/s

$$x^2 - \frac{2}{9.81} (34.40 \cos 5^\circ)^2 \tan 5^\circ x - \frac{2(53.3)}{9.81} (34.40 \cos 5^\circ)^2 = 0$$

es decir,  $x^2 - 20.9468x - 12761.26 = 0$ , resolviendo la ecuación resulta que  $x = 123.92$  m.

De Novak (1984) y para V<sub>0</sub> = 34.40 m/s, el valor de la relación L<sub>0</sub>/L = 0.77, entonces L<sub>0</sub> = 0.77(123.92) = 95.42 m; para el gasto máximo Q = 6165 m<sup>3</sup>/s y un ancho b = 49 m, el tirante crítico es  $y_c = \sqrt[3]{(6165/49)^2/9.81} = 11.73$  m, para α = 5° y α<sub>1</sub> = 13°. Además

$$P_m = 6(11.73) \tan 13^\circ = 16.25 \text{ m}$$

$$D = 95.42 - 16.25 \tan 13^\circ = 91.67 \text{ m}$$

y no se pondría en peligro la estabilidad de la sección terminal de la cubeta.

Para el gasto mínimo Q = 1510 m<sup>3</sup>/s y una velocidad de despegue V<sub>s</sub> = 25.42 m/s resulta que

$$x^2 - \frac{2}{9.81} (25.42 \cos 5^\circ)^2 \tan 5^\circ x - \frac{2(60.0)}{9.81} (25.42 \cos 5^\circ)^2 = 0$$

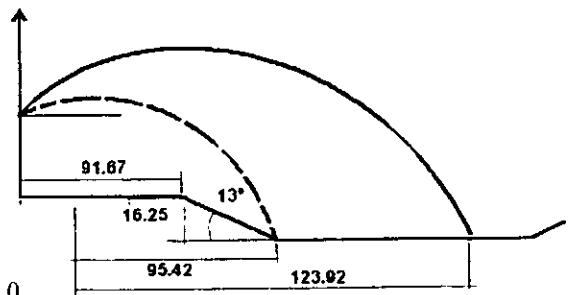


Figura 5.6 Chorro de la cubeta

es decir,  $x^2 - 11.44x - 7844.26 = 0$ , resolviendo  $x = 94.47$  m;

de la referencia anterior se estima que  $f(V) = 0.88$ , entonces L<sub>0</sub> = 0.88(94.47) = 83.13 m, el tirante crítico es  $y_c = \sqrt[3]{(1510/49)^2/9.81} = 4.59$  m, y P<sub>m</sub> = 6(4.59) tan 13° = 6.36 m y D = 83.13 - 6.36 / tan 13° = 55.58 m y tampoco existe peligro para la estabilidad de la sección terminal de la cubeta.

### 5.2.10 Diseño detallado de los aireadores

Se considera que el aire ingresa al fondo de la vena en los primeros 6 m aguas abajo del aireador, es decir, a una distancia horizontal  $x_D = 6 \cos 20^\circ = 5.64$  m. Se debe satisfacer la siguiente ecuación para la plantilla (Sánchez, 1997)

$$a - \frac{9.81}{2} \frac{x^2}{(V_m \cos \alpha)^2} - x \tan \alpha = -x \tan \theta$$

- 1er aireador

para el gasto mínimo  $Q = 1510 \text{ m}^3/\text{s}$ , en la cota 168.96 la velocidad media es  $V_m = 16.21 \text{ m/s}$ , si se hace  $a = 0.45$  m y  $\alpha = 19^\circ$

$$0.45 - \frac{9.81}{2} \frac{x^2}{(16.21 \cos 19^\circ)^2} + (\tan 20^\circ - \tan 19^\circ) x = 0$$

Resolviendo con el paquete Mathematica (Wolfram Research, 1993)  $x = 5.14 \text{ m} \approx 5.64 \text{ m}$  y a esta distancia la parábola tendría una inclinación dada por

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-9.81 \times 8.47}{(25.28 \cos 19^\circ)^2} - \tan 19^\circ = -0.4898 \quad (26.09^\circ) \text{ y el ángulo de impacto del chorro sería de sólo } 6.09^\circ.$$

El área del aireador es de  $3 \text{ m}^2$ . Se propone una sección transversal de ancho  $l = 3/0.65 = 2.15 \text{ m}$  y alto  $a = 0.65(2.15) = 1.40 \text{ m}$ .

- 2º aireador

Para  $Q = 1510 \text{ m}^3/\text{s}$  en la cota 155.36 la velocidad media es  $V_m = 25.77 \text{ m/s}$ , si se hace  $a = 0.25$  y  $\alpha = 20^\circ$ .

$$0.25 - \frac{9.81}{2} \frac{x^2}{(25.77 \cos 20^\circ)^2} + (\tan 20^\circ - \tan 20^\circ) x = 0$$

Resolviendo con Mathematica  $x = 5.47 \text{ m}$  y a esta distancia la parábola tendría una inclinación dada por

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-9.81 \times 5.47}{(25.77 \cos 20^\circ)^2} - \tan 20^\circ = -0.4555 \quad (24.49^\circ) \text{ y el ángulo de impacto de sólo } 3.87^\circ.$$

### 5.2.11 Costos

En la tabla siguiente se muestran los costos de los vertedores, así como de las compuertas, calculadas mediante este método. Se observa que el costo total del vertedor es de \$ 41,386,655 (US) y que el de los aireadores es de \$302,233 (US), es decir, el 0.7 % del costo total.

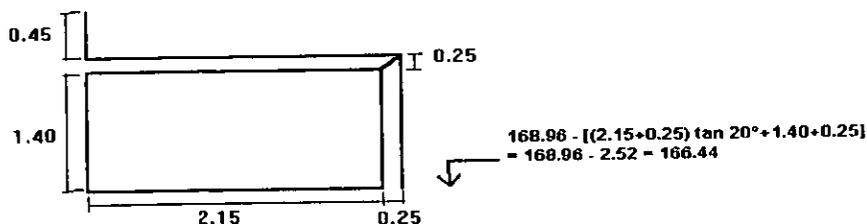


Figura 5.7 Detalle de los aireadores

Tabla 5.9 Costos del vertedor por el método de Hiemstra y Francis

Excavación					
Canales				Volumen	
Total				2,011,757.3	
Aireadores					
Cantidad	Área	Largo	Volumen		
2	9.0471	99	1,791.3		
Total				2,013,548.6	
Concreto					
Cantidad	Longitud	Ancho	Altura	Volumen	
2	306.84	0.6	9	3313.87	
2	107.46	0.6	7	902.66	
1	306.84	3	9	8284.68	
1	107.46	3	7	2256.66	
Total				14,757.9	
Pilas de compuertas					
Cantidad	Área	Altura	Volumen		
4	109.24	27.88	12181.96		
Piso					
Longitud	Ancho	Altura	Volumen		
383.41	99	0.6	22774.55		
Cimacio					
Área	Largo	Volumen			
181.4884	99	17967.3516			
Cubetas					
Área	Largo	Volumen			
177.8826	99	17610.3774			
Aireadores					
Piso	Cantidad	Área	Largo	Volumen	
		9.3794	99	928.6	
Chimeneas	4	4.0694	9	146.5	
Total				1,075.1	
Total				86,387.2	

Compuertas				
Altura	Claro	Carga	W (kg)	
18	14	21.5	136898.54	
Peso de 6 compuertas				821,391

Costos				
Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (USD)	Importe
Excavación en roca firme	m3	2,013,549	4.35	\$ 8,758,937
Concreto	m3	86,106.87	142.5	\$ 12,270,228
Tratamientos en excavaciones	m	14,095	50	\$ 704,742
Acero de refuerzo	ton	5,166	2180	\$ 11,262,778
Compuertas	ton	821,391	2180	\$ 1,790,633
Equipo electromecánico	lote	1.000	6,599,337	\$ 6,599,337
Total				\$ 41,386,655

Costo de los aireadores				
Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (USD)	Importe
Excavación en roca firme	m3	1,791.3	4.35	\$ 7,792
Concreto	m3	1,075.06	142.5	\$ 153,196
Tratamientos en excavaciones	m	13	50	\$ 627
Acero de refuerzo	ton	65	2180	\$ 140,618
Total				\$ 302,233

Total \$ 41,688,888

Tabla 5.6 Costos del vertedor real de Aguamilpa

Excavación

Canales

	Volumen
Total	1,838,748.8

Aireadores

Cantidad	Área	Largo	Volumen
1	9.0471	88.2	798.0
Total			1,839,546.8

Concreto

Muros

Cantidad	Longitud	Ancho	Altura	Volumen
2	332.04	0.6	9	3586.03
2	101.8577	0.6	7	855.60
1	332.04	3	9	8965.08
1	101.8577	3	7	2139.01
Total				15,545.7

Pilas de compuertas

Cantidad	Área	Altura	Volumen
4	109.24	27.88	12181.96

Piso

Longitud	Ancho	Altura	Volumen
374.5815	88.2	0.6	19822.85

Cimacio

Área	Largo	Volumen
181.4884	88.2	16007.27688

Cubetas

Área	Largo	Volumen
78.1204	88.2	6890.21928

Aireadores

Cantidad	Área	Largo	Volumen
1	8.4131	88.2	742.0
2	3.1031	9	55.9
Total			797.9

Total	71,245.9
-------	----------

Compuertas

Altura	Claro	Carga	W(kg)
19.5	12	21.45	117220.30
Peso de 6 compuertas			703.322

Costos

Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (USD)	Importe
Excavación en roca firme	m3	1,703,550.2	4.35	\$ 7,410,443
Concreto	m3	82,246.10	142.5	\$ 11,720,070
Tratamientos en excavaciones	m	11,925	50	\$ 596,243
Acero de refuerzo	ton	4,935	2,180.00	\$ 10,757,790
Compuertas	ton	666.437	2,180.00	\$ 1,452,833
Equipo electromecánico	lote	1	6,096,909	\$ 6,096,909
Total				\$ 38,034,288

Costo de los aireadores

Concepto	Unidad	Cantidad	P. U. (USD)	Importe
Excavación en roca firme	m3	798.0	4.35	\$ 3,471
Concreto	m3	797.89	142.5	\$ 113,699
Tratamientos en excavaciones	m	6	50	\$ 279
Acero de refuerzo	ton	48	2180	\$ 104,364
Total				\$ 221,814

Total \$ 38,256,102

### 5.3 Resumen de costos de construcción de vertedores

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los costos de construcción de vertedor, para los dos métodos analizados, así como para el vertedor real.

*Tabla 5.7 Comparación de costos del vertedor*

Método	Número de aireadores	Dimensiones de compuertas	NAME	Costo (USD)
Correlaciones	3	Altura: 18 m Ancho: 12 m Radio: 18 m	231.45	\$ 38,699,730
Hiemstra y Francis	2	Altura: 18 m Ancho: 14 m Radio: 18 m	231.50	\$ 41,688,888
Real	1	Altura: 19.5 m Ancho: 12 m Radio: 24 m	232.00	\$ 38,256,102

### 5.4 Conclusiones

Al comparar los costos se observa que la diferencia mayor se tiene con el método de Hiemstra y Francis, y es de aproximadamente el 9% del costo real, y entre los dos métodos analizados la diferencia es del 8% del costo del método de Correlaciones. Esto se debe a que el método de Hiemstra y Francis presenta la avenida más grande, como se puede ver en la siguiente tabla donde se presentan las características de las avenidas de diseño.

*Tabla 5.8 Gasto de pico y volúmenes de las avenidas*

Tr (años)	Método	Gasto de pico (m <sup>3</sup> /s)	Volumen (millones de m <sup>3</sup> )
5000	Correlaciones	9157	4583.1
5000	Hiemstra y Francis	12329	6132.0

La diferencia entre los gastos de pico es de aproximadamente el 35% del gasto del método de Correlaciones, y en cuanto a los volúmenes es del 34% con respecto al volumen del mismo método. Como se puede ver, las diferencias en costos son menores en comparación con las diferencias de las características de las avenidas.

Al analizar los costos de los aireadores con respecto al costo total, se observó en las diferentes alternativas que esta diferencia es de aproximadamente el 0.7 %, por lo que no se incrementa sustancialmente el costo total; faltaría analizar que tanto tiempo se incrementa la construcción del vertedor. Al respecto sería conveniente revisar la metodología para la selección del número de aireadores necesarios para evitar la cavitación en el piso y las paredes del canal de descarga, puesto que en el caso de la avenida del método de Correlaciones fue necesario proponer tres aireadores. Si este fuera el caso, el costo de los aireadores, como ya se apuntó, no incrementaría sustancialmente el costo total del vertedor; por otro lado, el beneficio que se espera de ellos puede sobrepasar con mucho su inversión, ya que los daños por cavitación pueden provocar erosiones importantes en el canal de descarga y en las estructuras terminales.

Finalmente es posible decir con base en los análisis anteriores que nuevamente no hay diferencias notables entre los resultados que arrojan los métodos, por lo que si se trata de seleccionar un método para la obtención de avenidas se debería escoger aquel que presente una aplicación más sencilla, como es el caso del de Hiemstra y Francis, por lo cual es conveniente recomendar la revisión de este método, ya que es posible que en algunas regiones del país la modelación de los gastos o los volúmenes se represente mejor por medio de distribuciones mezcladas, como es el caso de la doble Gumbel (Escalante, 1998, Domínguez, 2000, Escalante y Raynal, 1998, Escalante y Domínguez, 1997). En este sentido hay que recordar que los diseños de los vertedores se obtuvieron

con avenidas con periodo de retorno de 5000 años, mientras que la avenida de diseño del vertedor real es la avenida máxima probable, a la cual comúnmente se le asigna un periodo de retorno de 10000 años. Ya se analizaba desde un principio que durante toda su vida útil una presa podía falla con una probabilidad dada por la ecuación 1.1. Si ahora pensamos que existieran en todo el país 50 presas y analizáramos las probabilidades de que pudieran fallar con una vida útil de 50 años, y si se seleccionaran diferentes periodos de retorno, se tendrían los siguientes resultados.

$T_r$	Probabilidad de falla de una presa en 50 años	Probabilidad de que falle al menos una presa en 50	Valor esperado de fallas de presas
10000	0.50%	22%	0.2
8000	0.62%	27%	0.3
5000	1.00%	39%	0.5
3000	1.65%	57%	0.8
1000	4.88%	92%	2.4
250	18.16%	100%	9.1

Se observa que para 10000 años de periodo de retorno, la probabilidad de que se presente al menos una falla en 50 presas es del 22%, con un valor esperado de 0.2 presas con falla. Para el periodo de retorno de 5000 años esta probabilidad es del 39%, con un valor esperado de 0.5 presas con falla. De esta manera puede seleccionarse el periodo de retorno más adecuado.

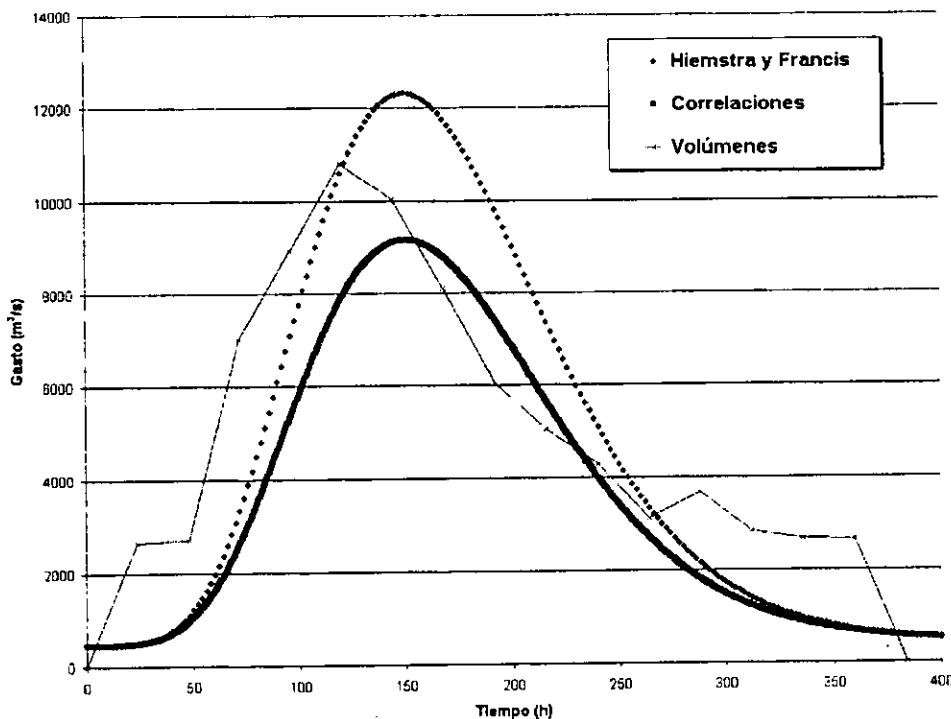


Figura 5.8 Avenidas con periodo de retorno de 5000 años

En cuanto a la operación se puede decir que es importante seleccionar el coeficiente de abertura adecuado, así como la longitud de cresta que permita descargar gastos que no provoquen daños aguas abajo y que asegure el buen funcionamiento de las cubetas deflectoras, de modo que no se provoquen erosiones al pie de ellas.

## CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES

*Tradicionalmente los métodos para obtener avenidas de diseño no aprovechan toda la información disponible y se concentran en el gasto de pico. Esto puede ser práctico cuando la capacidad de regulación de la presa es limitada y el vertedor prácticamente desaloja lo que entra al vaso, lo cual puede ser cierto en presas de menor tamaño. Sin embargo, en el caso de presas con gran capacidad de regulación el volumen de la avenida puede afectar el diseño del vertedor, así como su operación. Adicionalmente, cuando se revisa algún vertedor ya construido en el que se cuenta con más datos sobre las avenidas que ingresan al vaso, pueden emplearse los métodos estadísticos analizados en este trabajo, ya sea para revisar las avenidas de diseño o para mejorar la política de operación.*

*En esta tesis se trató de mostrar la importancia de diseñar las obras de excedencia de una presa tomando en cuenta que el análisis hidrológico y el análisis hidráulico, no deben realizarse por separado y que ambos están vinculados al estudio de la política de operación de las compuertas. Dicha política a su vez debe conciliar el objetivo de proteger la zona de aguas abajo con el de evitar que la capacidad del vaso sea sobrepasada.*

*Se planteó también otro método para calcular el riesgo de falla del vertedor, que consiste en obtener la función de distribución de probabilidades del gasto de descarga, a partir de la función de probabilidad conjunta del gasto de pico y del volumen de las avenidas, y de la relación de estas dos variables con su correspondiente gasto de descarga, tomando en cuenta que dicho gasto depende de las características del vertedor y de la política de operación que se establezca. De esta manera se podrá calcular la probabilidad de que sea rebasado cierto gasto de descarga, el cual, será también el riesgo asociado al vertedor. Para aplicar este método se debe seleccionar una forma para las avenidas, la cual se sugiere sea la forma Gamma, por su efectividad y facilidad de manejo, como se demostró con el método de Hiemstra y Francis, ya que coincide con una de las formas que generan un gasto de descarga grande en los vertedores (ver anexo II). Se pueden tener entonces diferentes alternativas de longitud y altura de vertedor, y para cada una de ellas una función de probabilidad del gasto de descarga, lo cual permitiría evaluarlas económicamente. Sin embargo, el método teórico planteado presenta problemas prácticos en su aplicación, dada la gran cantidad de alternativas que habría que analizar para comparar diferentes políticas de operación, para cada una de las cuales sería necesario construir las curvas de igual gasto de descarga, y, para cada una de ellas, integrar la función de distribución conjunta gasto máximo de ingreso-volumen de la avenida (ver figuras 1.3 y 1.5).*

*Por lo anterior, en la tesis se analizan tres métodos desarrollados recientemente, para estimar avenidas de diseño que tomen en cuenta, tanto el gasto máximo como el volumen de las avenidas registradas.*

*Una vez definidas las avenidas de diseño, deben definirse los niveles de riesgo a los que estarán sujetos tanto la obra de excedencias y la cortina, como las personas y los bienes situados aguas debajo de la presa, así como el vertedor más económico en función de la longitud de la cresta, la altura de las compuertas y la elevación del N.A.M.E. de la presa (Jiménez, 1992).*

### 6.1 Comparación de los métodos

Para comparar los tres métodos de cálculo de avenidas de diseño se utilizaron datos de las cuencas de Aguamilpa y El Cuchillo. Primero se realizó un análisis hidrológico, suponiendo descargas libres o controladas, y determinando los gastos máximos de descarga y los niveles máximos alcanzados para dos periodos de retorno distintos; posteriormente se realizó un análisis más completo que toma en cuenta políticas de operación. Finalmente se incluyó el diseño hidráulico completo de la obra de excedencias de Aguamilpa y se compararon los costos correspondientes a dos de los métodos analizados (el método de volúmenes no se estudió en esta última etapa debido a que las avenidas obtenidas con ese método son de magnitud intermedia respecto a la de las otras dos).

Los resultados obtenidos en cada caso se presentan a continuación.

### **6.1.1 Aplicación con datos de la curva de Aguamilpa suponiendo descargas libres y controladas**

En lo que respecta a la primera condición, descarga libre, se observa que para el período de retorno de 10000 años se obtienen diferencias de las cargas máximas sobre el vertedor menores al 30%, cuando se transitan las avenidas de los tres métodos, y las diferencias disminuyen a medida que aumenta la longitud de la cresta del vertedor. Por otro lado, para el período de retorno de 500 años se obtuvieron resultados semejantes, conservando diferencias menores al 30%. Además, los métodos de Correlaciones y de Volúmenes presentan resultados que están consistentemente en todos los casos, por arriba de los del método de Hiemstra y Francis, quedando el de volúmenes en medio de los otros dos. Por lo anterior se puede decir que el método de Hiemstra y Francis es el que más diferencias presenta de los tres métodos, aunque es el más sencillo de aplicar.

En el caso de las descargas controladas, el método de Hiemstra y Francis produce resultados en medio de los otros dos. Las diferencias mayores se produjeron para períodos de retorno menores de 200 años. En el método de Correlaciones se observó que al calcular los gastos de pico y agregar los intervalos de confianza del 99.99% se sobrestimaban los gastos, por lo que en análisis posteriores se calcularon los gastos de pico con un enfoque diferente, basado en la probabilidad de que dado un volumen se sobrepase un gasto de pico, o dado un gasto de pico se sobrepase un volumen, y donde la selección de la forma se obtiene mediante el máximo producto  $Q_p \cdot V$ , que puede ser un factor crítico en el diseño del vertedor. El producto  $Q_p \times V$  puede usarse como un criterio para seleccionar la avenida más desfavorable, sin tener que transitar la avenida, en el caso de decidir entre una familia de hidrogramas con la misma probabilidad de excedencia, como sucede con el método de Correlaciones, o el de Hiemstra y Francis. Al igual que en el caso de descarga libre, se vuelve a recomendar el método de Hiemstra y Francis por su efectividad y sencillez sobre los otros y se recomienda su análisis para el caso de avenidas provenientes de dos poblaciones.

El análisis de gastos medios diarios es útil, ya que la diferencia entre usar este tipo de gastos o hidrogramas más detallados (de gastos horarios) no es muy grande (ver anexo I).

### **6.1.2 Aplicación de los métodos para la obtención de avenidas de diseño en Aguamilpa**

Los resultados de los tres métodos difieren entre sí. Era de esperarse que los métodos de Correlaciones y de Hiemstra y Francis se parecieran, debido a que ambos hacen uso de una función de probabilidad bivariada lognormal, pero debido al factor de corrección introducido en el método de Correlaciones, y a que únicamente se analizan en este último método, avenidas de tipo "voluminoso" y "no picudas", la avenida para un período de retorno de 5000 años queda un poco abajo, en cuanto al gasto de pico se refiere, mientras que el volumen queda muy por debajo de las otras dos avenidas. El método de Volúmenes es el único que toma en cuenta la posibilidad de dos poblaciones en las avenidas de la zona estudiada, y las avenidas que estima quedan en medio de los otros dos métodos.

### **6.1.3 Aplicación de los métodos para la obtención de avenidas de diseño en El Cuchillo**

En este capítulo se utilizó el método de Correlaciones modificado para obtener avenidas parecidas a las históricas, por lo que los resultados de este método y el de Hiemstra y Francis ya no son tan parecidos, mientras que el de Volúmenes, para el período de retorno de 250 años se parece al de Hiemstra y Francis, y para el período de retorno de 5000 años, queda por debajo. En este caso, a diferencia de Aguamilpa, se tienen avenidas más esbeltas o "picudas", por lo cual se dio más importancia a este tipo de hidrogramas, mientras que con el método de Volúmenes se analizó todo el registro de gastos medios diarios.

Respecto al método de Hiemstra y Francis en los casos anteriores, se comenta lo siguiente:

- a. Puede explorarse la posibilidad de que se obtenga una tabla, como la 3.14, para otro tipo de relación entre el gasto de pico y el volumen, es decir, una función diferente a la lognormal bivariada.

b. El método propone 3 formas de hidrograma, pero no define como escoger alguna de estas. En todo caso, la simulación del tránsito por el vertedor puede hacerse con las tres, para decidir después a cual corresponde la condición más crítica.

c. En este estudio se seleccionaron los hidrogramas asociados al percentil 25%, porque al compararlos con los resultados que arrojan las otras formas de hidrogramas los errores eran menores.

#### **6.1.4 Diseño de la obra de excedencias de Aguamilpa**

Para llevar a cabo el diseño hidráulico de las distintas estructuras que componen la obra de excedencias de Aguamilpa se utilizaron los métodos de Hiemstra y Francis, así como el de Correlaciones; además, se estimaron los costos para la obra real. Al comparar dichos costos se observa que la diferencia mayor se tiene con el método de Hiemstra, y es de aproximadamente el 9% del costo real, y entre los dos métodos analizados la diferencia es del 8% del costo del método de Correlaciones. Esto se debe a que el método de Hiemstra presenta la avenida más grande como se describió en la tabla 5.8 y en la figura 5.8. Como se puede ver las diferencias en costos son menores en comparación con las diferencias de las características de las avenidas.

Al analizar los costos de los aireadores con respecto al costo total, se observó en las diversas alternativas que esta diferencia es de aproximadamente el 0.7 %, por lo que no se incrementa sustancialmente el costo total: faltaría analizar que tanto tiempo se incrementa la construcción del vertedor. Al respecto sería conveniente revisar la metodología para la selección del número de aireadores necesarios para evitar la cavitación en el piso y las paredes del canal de descarga, puesto que en el caso de la avenida del método de Correlaciones fue necesario proponer tres aireadores. Si este fuera el caso, el costo de los aireadores, como ya se apuntó, no incrementaría sustancialmente el costo total del vertedor. Por otro lado, el beneficio que se espera de ellos puede sobrepasar con mucho su inversión, ya que los daños por cavitación pueden provocar erosiones importantes en el canal de descarga y en las estructuras terminales.

#### **6.1.5 Resumen**

En general, las diferencias hidrológicas, es decir, respecto del gasto máximo y de las cargas máximas alcanzadas sobre la cresta de l vertedor, son más grandes en porcentaje que las económicas,

También es posible decir, con base en los análisis anteriores, que no hay diferencias notables entre los resultados que arrojan los métodos, por lo que si se trata de seleccionar un método para la obtención de avenidas se debería escoger aquel que presente una aplicación más sencilla, como es el caso del de Hiemstra y Francis, por lo cual es conveniente recomendar la revisión de este método, ya que es posible que en algunas regiones del país la modelación de los gastos de pico, o los volúmenes, se represente mejor por medio de distribuciones mezcladas.

## **6.2 Conclusiones generales**

Los estudios hidrológicos o hidráulicos deben realizarse en forma conjunta y estar vinculados con la determinación de las políticas de operación.

En presas con capacidad de regulación es necesario determinar avenidas de diseño, tomando en cuenta el gasto de pico y el volumen.

Las políticas de operación deben conciliar la seguridad de la población y sus bienes aguas debajo de la presa, con la seguridad de la presa misma. Se recomienda un periodo de retorno de  $T_R = 250$  años para el gasto de pico de la avenida que puede transitar sin provocar daños aguas debajo de la presa, y de 10.000 años para calcular el nivel de aguas máximo extraordinario (NAME).

En cuanto a la operación del vertedor es importante seleccionar el coeficiente de abertura adecuado, así como la longitud de cresta que permita descargar gastos que no provoquen daños aguas abajo y que asegure el buen funcionamiento de las estructuras terminales, de modo que no se provoquen erosiones al pie de ellas.

Para ello es conveniente contar con la información necesaria para estimar la capacidad hidráulica del río aguas abajo de la presa, de modo que no se provoquen inundaciones al rebasar este nivel. Incluso es todavía mejor contar con una relación de las elevaciones en el río y los daños que pudieran producirse.

Aunque en los Estados Unidos las normas actuales para el diseño de vertedores se basan en la AMP (Dawdy y Lettenmaier, 1987) los métodos revisados en esta tesis tratan de subsanar la falta de asignación de una probabilidad de excedencia de la avenida de diseño, ya que como el Interagency Advisory Committee on Water Data señala, "ningún procedimiento propuesto hasta la fecha es capaz de asignar una probabilidad de excedencia a la AMP, de una manera confiable, consistente o creíble" (IACWD, 1985). Como ya se apuntaba desde la introducción, en México no ha fallado todavía una presa por haber subestimado la avenida de diseño, pero subsiste el riesgo de que de las innumerables presas ya construidas alguna pueda fallar. Si suponemos que existen 50 presas que han sido diseñadas con una AMP a la cual, subjetivamente le asignamos un periodo de retorno de 10,000 años entonces, la probabilidad de que falle una de ellas durante un periodo de 50 años sería

$$P_f = 1 - \left(1 - \frac{1}{10000}\right)^{50} = 0.00499$$

Entonces el valor esperado de las 50 presas que podrían fallar en esos 50 años sería:  $50 \times 0.00499 = 0.2$  presas.

Si se ampliara el tiempo de análisis a 100 años se tendría una probabilidad de falla de

$$P_f = 1 - \left(1 - \frac{1}{10000}\right)^{100} = 0.00995$$

Y el valor esperado sería de  $50 \times 0.00995 = 0.5$ . Aunque es un valor bajo habría que considerar el número total de presas que existen actualmente y que están diseñadas tal vez con periodos de retorno menores. En los Estados Unidos la mayoría de las fallas de presas que conllevan a la pérdida de vidas humanas fueron causadas por factores en donde los vertedores tenían una capacidad subestimada (Dawdy y Lettenmaier, 1987). Esto querría decir que en el caso de las presas mexicanas, el sobrediseño (entendido como aquellos casos en que ni siquiera se ha presentado la mitad del gasto de descarga de diseño) de algunos vertedores ha permitido disminuir la posibilidad de fallas respecto al caso de las americanas. El problema con nuestras presas es que aun con gastos menores se han presentado daños en algunas estructuras de la obra de excedencias, que conllevan también un cierto costo para su reparación.

Otra preocupación radica en la operación de compuertas para regular avenidas extremas en las presas existentes, por lo que deben realizarse estudios en los que avenidas de este tipo puedan ser calculadas con los métodos presentados en este trabajo a partir de la actualización de los registros históricos de las entradas al vaso. Aun más, para la operación real de los vertedores habría que considerar la instalación de una red telemétrica que permita medir la lluvia y anticipar la magnitud de la avenida con la ayuda de un modelo lluvia-escurrimiento y de su tránsito por el río aguas arriba y aguas abajo de la presa (Fuentes, Jiménez, et al, 2000). Lo anterior, aunado a los niveles seleccionados en la política elegida, así como al coeficiente de abertura de las compuertas, obtenido con los procedimientos anteriormente descritos, proporcionaría elementos para decidir una correcta operación de los vertedores para no poner en peligro tanto a la cortina, como a los asentamientos ubicados aguas abajo de la presa.

Las acciones anteriores podrían quedar enmarcadas en un programa nacional de modernización de presas, que podría servir para dar un diagnóstico del estado actual del riesgo que guardan las presas mexicanas, y por otro lado el de definir medidas para aumentar su seguridad y la de los asentamientos ubicados aguas abajo de ellas. Dicho programa tendría que instrumentarse de tal manera que después de cierto tiempo, por ejemplo cada 5 años, se vuelvan a hacer diagnósticos, para así tomar en cuenta el cambio en las condiciones meteorológicas y fisiográficas de las cuencas, y se puedan anticipar cambios como el aumento de los escurrimientos debido a una tala inmoderada de los bosques.

## REFERENCIAS

- Aparicio, M. F. J. (1989), "Fundamentos de Hidrología de Superficie", Limusa, p. 161.
- Bâ, K. M., Díaz, C, Llamas, J, et al, (1995), "Zonas semiáridas y su modelación hidrológica (lluvia-escorrentía)". Revista Ingeniería Hidráulica en México, Vol. X, No. 2, II época (mayo-agosto), pp. 26-27.
- Borgman, L. E. (1963), "Risk Criteria", Journal of the Waterways and harbors Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, august, WW3.
- Cárdenas B., A. (1990) "Importancia de Aguamilpa dentro de la Hidroelectricidad en México", Revista de Ingeniería Civil, CICM, agosto-octubre, México.
- CNA (1990) "Programa nacional para el control de avenidas y la prevención de daños por inundaciones". Subdirección General de Administración del Agua, Comisión Nacional del Agua, México.
- CNA (1997), "El Cuchillo, memoria descriptiva"
- Chanson H., 1994, "Hydraulic Design of Steeped Cascades, Channels, Weirs and Spillways", Pergamon, Oxford.
- Chow, V. T., Maidment, D. R. y Mays, L. W. (1988), "Hidrología Aplicada", McGraw Hill Interamericana S. A., Colombia, p. 428.
- Davis M., L. T. (1993), "Aplicación de modelos para el pronóstico de escurrimientos en el sitio de la presa Aguamilpa", tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería de la UNAM.
- Dawdy, David R.; Lettenmaier, Dennis P. (1987), "Initiative for Risk-based Flood Design", Journal of Hydraulic Engineering v 113 n 8 Aug 1987 p 1041-1051.
- Domínguez E., J. Y. (2000), "Aplicación del Principio de Máxima entropía a Procesos Bivariados en Hidrología". tesis doctoral. DEPEFI, UNAM.
- Domínguez M., R. (1989), "Metodología de Selección de una Política de Operación Conjunta de una Presa y su Vertedor", tesis doctoral, UNAM, México, p. 4.
- Domínguez M., R., et al. (1997), "Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, A.1.10. Avenida de Diseño". C.F.E. e Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.
- Domínguez M., R., Fuentes M., O y Franco, V. (1980), "Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, A.1.10. Avenida de Diseño". C.F.E. e Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.
- Escalante S., C. (1998), "Multivariate extreme value distribution with mixed Gumbel marginals". Journal of the American Water Resources", Vol. 34, no. 2, abril.
- Escalante, S.C y Raynal, J.A. (1998), "Multivariate Estimation of Floods: The Trivariate Gumbel Distribution". Journal of Statistical Computation and Simulation. Vol. 61.
- Escalante, S.C. y Domínguez, E.J.Y. (1997) "Parameter Estimation for Bivariate Gumbel Distribution by Maximum Entropy", Hydrological Science and Technology. Vol. 13, No. 1-4.

- Fuentes, Jiménez, et al, (1999), "Sistemas de Alertamiento Hidrometeorológico", informe interno del CENAPRED,
- Hiemstra, L.A.V. y Francis, D.M. (1979), "The runhydrograph theory and application for flood predictions", Water Research Commission, Pretoria, Sudáfrica.
- Interagency Advisory Committee on Water Data (1985), "Feasibility of Assigning a Probability to the Probable Maximum Flood", Hydrology Subcommittee.
- Jiménez E., M. (1993), "Teoría De Confiabilidad Aplicada al Diseño de una Obra de Desvío y a una Obra de Excedencias", tesis de maestría, DEPFI, UNAM.
- Jiménez E., M., Domínguez M., R. Y Cruz M., M., (1997), "Manual de Operación de los Programas AX.EXE y CARACHID.EXE (para Hidrología)" informe técnico RH/02/97, Coordinación de Investigación, Área de Riesgos Hidrometeorológicos.
- Lozoya C., J. (1981), Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia (Obras de Excedencia)", Comisión Federal de Electricidad, México.
- Nash (1966), "Applied Flood Hydrology", del libro *River Engineering and Water Conservation Works*, editado por Roland Berkeley Thorn, Butterworths, Londres, p. 97.
- Nash, J. E. (1957), "The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph", International Association of Scientific Hydrologic, no. 45 (3), pp. 114-121.
- NERC (1975), "Flood studies report, Volume I (Hydrological studies)", Natural Environmental Research Council, White Friars Press LTD., London and Tonbridge.
- Pegram, G.G.S.y Deacon, M.P. (1992), "Extreme Flood Hydrographs of Chosen Probability", International Symposium on Dams and Extreme Floods, Granada, España, pp. 69-80.
- Rouse H. (editor), 1950, "Engineering Hydraulics", J. Wiley, Nueva York.
- Sánchez B., J. L. (1979) "Behavior of Spillways in Mexican Dams", Instituto de Ingeniería UNAM, E-40, México.
- Sánchez B., J. L. (1997), "Notas del curso sobre Diseño de obras de excedencias", impartido en la DEPFI, UNAM, 1997.
- Sánchez B., J. L. y Jiménez E., M. (1998), "Determinación del Plan de Operación de las Compuertas de una obra de Excedencias", Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM no. CI-4, México, pp. 19-20.
- Sánchez B., J. L., et al (1996), "Un Procedimiento para el Diseño de Obras de Excedencias", Cuaderno de Investigación no. 35, CENAPRED, México, pp. 17-19.
- Sotelo A., G. (1985), "Hidráulica General Vol. 1", Ed. LIMUSA, México.
- U. S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Corps. of Engineers (1978), "Hydraulic Design Criteria", Vicksburg, Miss., E. U.

Vázquez C., M.T. (1995), "Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Desarrollo y validación", tesis de maestría, UNAM, México 1995.

Wolfram Research (1993), "Mathematica, a system for doing mathematics by computer", para Windows, versión 2.2.

World Meteorological Organization (1983), "Guide to Hydrological Practices", Vol. II, Analyses, forecasting and other applications, WMO No. 168, 4th ed., Geneva, Switzerland.

## ANEXO I : COMPARACIÓN DE HIDROGRAMAS "HORARIOS" Y DE HIDROGRAMAS FORMADOS CON GASTOS MEDIOS DIARIOS

Para analizar la capacidad que debe tener el vertedor de una presa es necesario utilizar los datos de avenidas de entrada al vaso, las cuales se transitarán para obtener los gastos de descarga y decidir las dimensiones y alturas del vertedor. Estos datos normalmente son los gastos de escurrimiento que se pueden dar a intervalos de horas o de días. La medición de las avenidas por hora es muy difícil de obtener en el campo, por lo que en su lugar pueden usarse los gastos medios diarios, los cuales se pueden obtener de la estación hidrométrica más cercana de la presa. En este anexo se estudia la diferencia que resulta de utilizar estos dos tipos de datos, la cual, como se verá más adelante no es muy grande.

Si se analiza el caso de la presa de Aguamilpa y se considera el uso de una política de operación para transitar una avenida importante como la avenida del año de 1992, las descargas por el vertedor para los gastos horarios y los diarios calculadas son, respectivamente,  $D_h = 3200 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $D_d = 3162 \text{ m}^3/\text{s}$ . El error relativo es del 1.2%. Sin embargo, existe una diferencia entre la hora en que se presenta el gasto máximo de salida para ambos tipos de hidrograma, ya que para el "horario", este instante es a las 56 h, o sea, al día 2.3, mientras que para el hidrograma "diario" la descarga máxima ocurre a las 63 h, o sea, al día 2.6.

Para el caso de descarga libre se tienen los siguientes resultados :  $D_h = 2818 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $D_d = 2761 \text{ m}^3/\text{s}$ . El error relativo es del 2.0%. Sin embargo, existe una diferencia entre la hora en que se presenta el gasto máximo de salida para ambos tipos de hidrograma, ya que para el "horario", este instante es a las 60 h, o sea, al día 2.5, mientras que para el hidrograma "diario" la descarga máxima ocurre a las 68 h, o sea, al día 2.8.

Estos resultados se pueden ver en la figura siguiente:

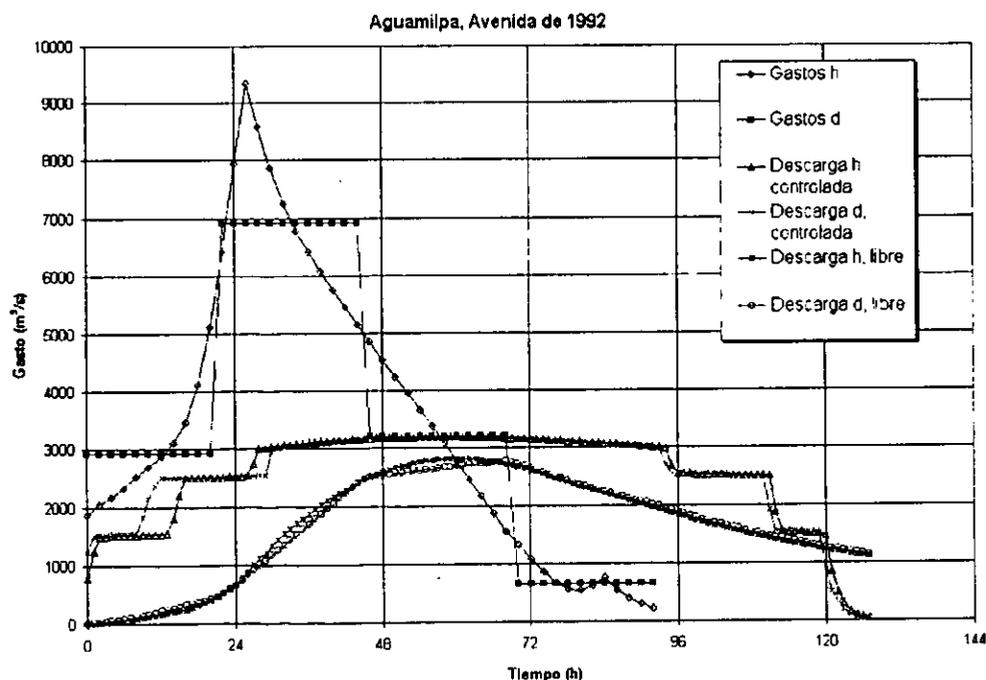


Figura I.1 Aguamilpa, avenida del año 1992

Se realizó un análisis semejante al anterior, pero con la avenida de 1968 del río Acaponeta, la cual se distingue por ser un récord mundial en la envolvente regional de gastos máximos por área de cuenca, por lo que se puede decir que es el caso representativo de un hidrograma esbelto. Los resultados para las máximas descargas y

considerando control fueron:  $D_h = 3287 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $D_d = 3296 \text{ m}^3/\text{s}$ . El error relativo es del 1.2%, por lo que existe una diferencia entre la hora en que se presenta el gasto máximo de salida para ambos tipos de hidrograma, pero ésta es pequeña debido al menor tiempo base de la avenida, por lo que el margen de error es menor, para el "horario", este instante es a las 50 h, o sea, al día 2.1, mientras que para el hidrograma "diario" la descarga máxima ocurre a las 49 h, o sea, al día 2.0

Para el caso de descarga libre los resultados son los siguientes:  $D_h = 2831 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $D_d = 2966 \text{ m}^3/\text{s}$ ; el error relativo es del -4.8%. El instante en que se presenta el gasto máximo de salida es a las 53 h, o sea, al día 2.2, mientras que para el hidrograma "diario" la descarga máxima ocurre a las 49 h, o sea, al día 2.0.

Lo anterior se puede ver en la siguiente figura :

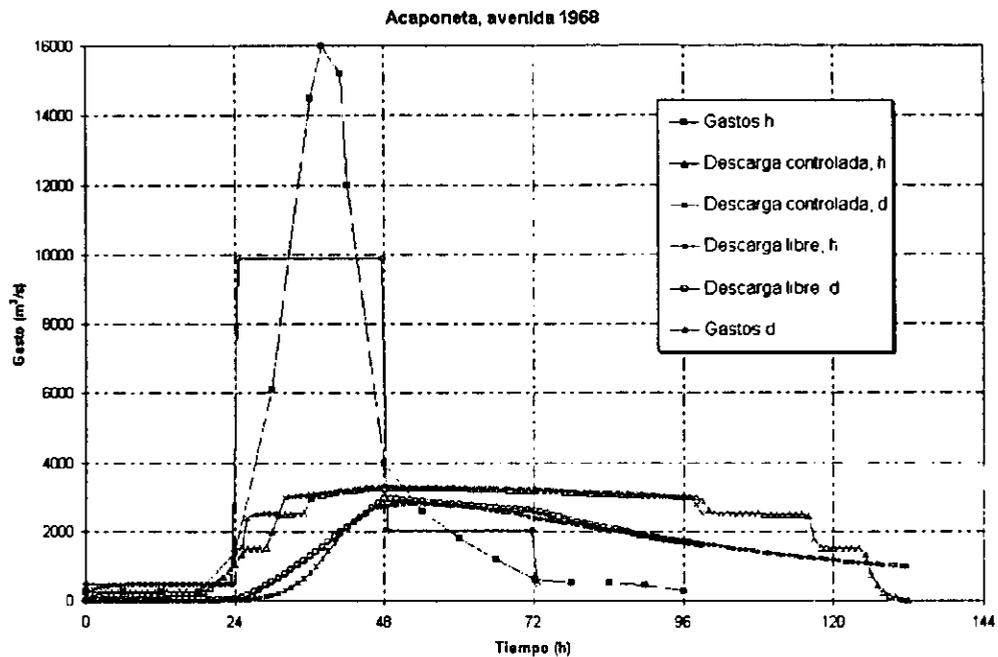


Figura 1.2 Aguamilpa, avenida del año 1992

Para realizar los tránsitos se utilizaron los datos de la presa "Aguamilpa". Si queremos analizar su capacidad de regulación analizaremos los volúmenes de las avenidas con respecto del volumen de regulación, como lo propone (Vázquez, 1995).

Descarga	Avenida	Volumen avenida	Volumen regulación	Cociente
Libre	68	1048.7	2284.4	0.46
Libre	92	1157.0	2284.4	0.74
Controlada	68	1048.7	1265.28	0.83
Controlada	92	1157.0	1265.28	0.91

Según el criterio propuesto, un vaso tiene gran capacidad de regulación si el cociente entre ambos volúmenes es menor de 3, por lo que las avenidas analizadas son reguladas perfectamente por la presa. Para ver el caso de una avenida con cociente mayor de 3 se propone analizar la avenida de diseño de Aguamilpa, la cual tiene un volumen de  $6966 \text{ Mm}^3$ , por lo que el cociente es mayor de 5. Los resultados para descarga controlada son los siguientes:  $D_h = 14641 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $D_d = 14626 \text{ m}^3/\text{s}$ ; el error relativo es del 0.1%. El instante en que ocurre la descarga máxima es a las 98 h, o sea, al día 4.1, mientras que para el hidrograma "diario" la descarga máxima ocurre a las 96 h, o sea, al día 4.0.

Para el caso de descarga libre se tienen los siguientes resultados:  $D_h = 12303 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $D_d = 12321 \text{ m}^3/\text{s}$ ; el error relativo es de 0.1. El instante en que ocurre la descarga máxima es a las 104 h, o sea, al día 4.3, mientras que para el hidrograma "diario" la descarga máxima ocurre a las 96 h, o sea, al día 4.0.

Estos resultados se pueden ver en la figura siguiente:

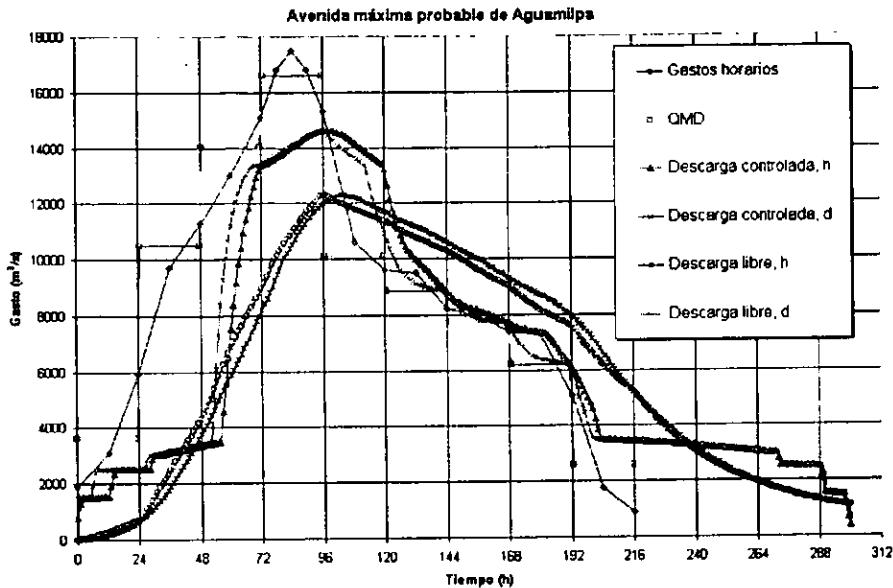


Figura 1.3 Avenida máxima probable de la presa Aguamilpa

La avenida anterior, aunque tiene un cociente mayor de 5 y, por lo tanto el vaso no la regula mucho, es más grande que las primeras, por lo que ahora se analiza una avenida como las primeras, pero en un vaso de poca regulación. Lo anterior se puede ver en la gráfica siguiente, en donde se comparan las curvas elevación-volumen del vaso de Aguamilpa y el nuevo vaso que casi no regula.

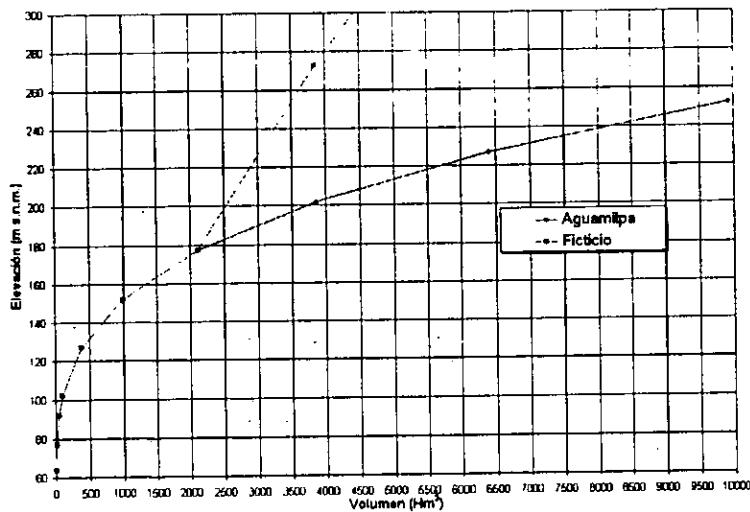
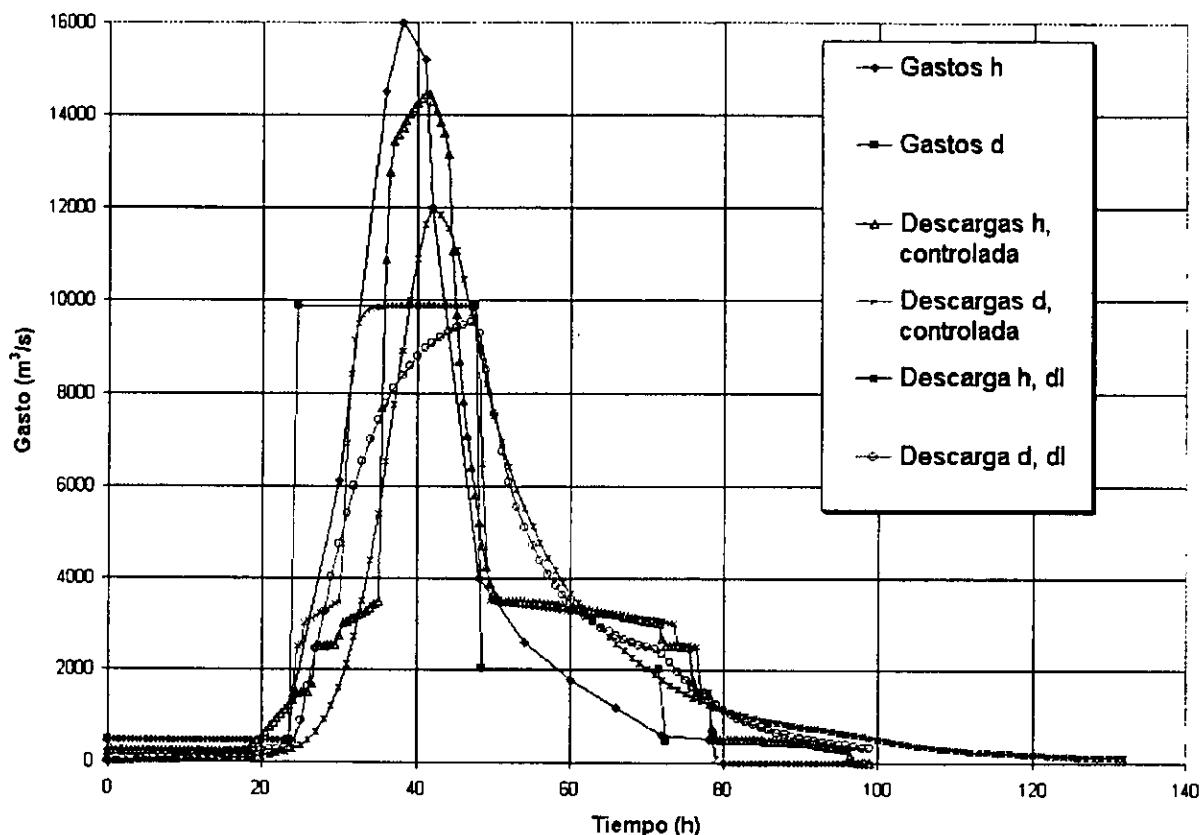


Figura 1.4 Curvas elevación – Volumen de Aguamilpa y de un vaso que no regula

El cociente del volumen de la avenida y el de regulación del vaso ficticio es de  $1048.7 \text{ Hm}^3 / 219.24 \text{ Hm}^3 = 4.8 \approx 5$ . Los resultados al transitar la avenida del 68 para el vaso ficticio son los siguientes, para descarga controlada:  $D_h = 14446 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $D_d = 9883 \text{ m}^3/\text{s}$ ; el error relativo es del 31.6%. El instante en que ocurre la descarga máxima es a las 41 h, o sea, al día 1.7, mientras que para el hidrograma "diario" la descarga máxima ocurre a las 37.5 h, o sea, al día 1.6.

Para el caso de descarga libre se tienen los siguientes resultados:  $D_h = 11967 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $D_d = 9546 \text{ m}^3/\text{s}$ ; el error relativo es de 20.2%. La descarga máxima ocurre a las 42 h, o sea, al día 1.8, mientras que para el hidrograma "diario" la descarga máxima ocurre a las 47 h, o sea, al día 2.0.



*Figura 1.5 Resultados del tránsito para una presa que no regula*

### Conclusiones

Se analizaron tránsitos de avenidas con mucha y poca regulación, y con descarga controlada y libre para el vaso de Aguamilpa. En todos los casos, las diferencias entre los gastos máximos de descarga para hidrogramas que fueron medidos a intervalos de tiempo menores a las 24 horas e hidrogramas con gastos medios diarios no pasaron del 2% y sólo en un caso se tuvo un error casi del 5%.

Sin embargo, cuando se analizaron las avenidas del 68 con el vaso ficticio se tuvieron errores relativos mucho mayores que los anteriores, hasta del 30% y en este caso con un cociente con valor aproximado de 5. Esto contrasta con los resultados obtenidos de transitar la avenida máxima probable, que no obstante tiene un cociente de 5 los errores son despreciables.

Al parece hace falta otro criterio para saber si se pueden usar gastos medios diarios en lugar de horarios (con lo que se ahorraría trabajo de diseño al no tener que aproximar a un hidrograma horario). Este criterio puede ser el tiempo de pico para cada vaso. En la tabla siguiente se ven los errores y la relación con el tiempo de pico del hidrograma de salida :

Cociente	T <sub>P</sub> (días)	error (%)
0.46	2.1	-4.8
0.74	2.45	2.0
0.83	2.05	1.2
0.91	2.65	1.2
5	4.10	0.1
5	1.7 (promedio)	25.9 (promedio)

Se observa que el error relativo de usar gastos medios diarios y horarios aumenta cuando el vaso no tiene gran capacidad de regulación y cuando el tiempo de pico es cercano a un día.

Como esta etapa consiste en el diseño de vertedores, no es preocupante la diferencia entre transitar un hidrograma con intervalos menores a las 24 h (horario) y otro de gastos medios diarios para calcular el gasto de salida; lo sería ya en la etapa de operación, pero obviamente no utilizaríamos gastos medios diarios para realizar un pronóstico de descargas máximas debido a una avenida extraordinaria. Además, si se opta por analizar las avenidas de diseño mediante gastos medios diarios, deberá tratarse entonces de una cuenca que presenta un tiempo de pico de más de un día.

## ANEXO II : FORMA DEL HIDROGRAMA CON BASE EN LA FUNCIÓN PEARSON

Al llevar a cabo el tránsito de avenidas normalmente se requiere del hidrograma que entrará al vaso, para lo cual generalmente se define el gasto de pico de la avenida y se utilizan diferentes métodos para definir su forma, como el del hidrograma unitario adimensional. Actualmente se trata de tomar en cuenta el volumen de la avenida y, hasta donde es posible, estimar los valores de los tiempos pico y base de la misma. Sin embargo, la definición de la forma no está establecida aún. Por todo lo anterior surge la pregunta siguiente ¿qué tanto afecta al resultado del tránsito, la forma del hidrograma de entrada al sistema que se analiza?

Existe una relación que permite determinar la forma de una avenida a partir del conocimiento de su gasto máximo o de pico ( $Q_p$ ) y de su volumen ( $V$ ). Dicha relación está dada por medio de la función tipo Pearson y, de lo visto en el anexo anterior, puede aprovecharse para dar forma a los hidrogramas de los métodos que sólo arrojan el gasto de pico y el volumen de la avenida de diseño.

$$f(t) = \left( \frac{t}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\frac{t}{\alpha}} \quad (II.1)$$

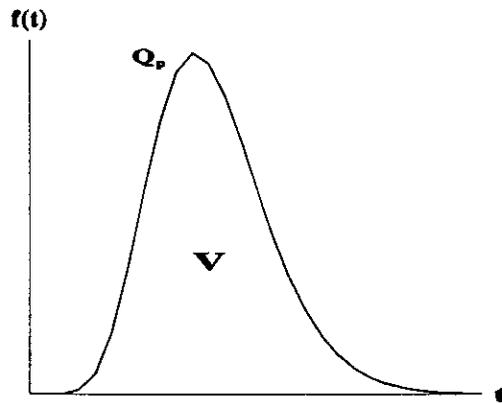


Figura II.1 Hidrograma con la forma de la Pearson

Esta función tiene la forma que se presenta en la figura II.1, la cual se asemeja a un hidrograma sintético. Para ajustar esta función a un hidrograma con gasto pico  $Q_p$  y volumen  $V$ , se debe cumplir que el área bajo la curva sea igual al volumen  $V$ , que por facilidad se expresa en millones de  $m^3$ . También se debe cumplir que la máxima ordenada de la función  $f(t)$  sea igual a  $Q_p$ , expresado en  $m^3/s$ . La variable  $t$  es el tiempo, el cual se expresa en millones de segundos. Lo anterior se escribe de la siguiente manera

$$V = \int_0^{\infty} \left( \frac{t}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\frac{t}{\alpha}} dt \quad (II.2)$$

El tiempo pico  $t_p$ , en donde ocurre el gasto pico  $Q_p$  se obtiene al maximizar la función  $f(t)$

$$t_p = \alpha (\beta - 1) \quad (II.3)$$

al sustituir esta expresión en (IV.1) se tiene que

$$Q_p = (\beta - 1)^{\beta-1} e^{-(\beta-1)} \quad (II.4)$$

Las ecuaciones IV.2 y IV.4 se pueden resolver para  $\alpha$  y  $\beta$ , con lo que se consigue ajustar una forma de la función tipo Pearson al gasto y volumen que deseamos.

A continuación se muestra cuáles son los resultados de un tránsito en el que se utilizan diferentes formas de hidrogramas, incluyendo la Pearson.

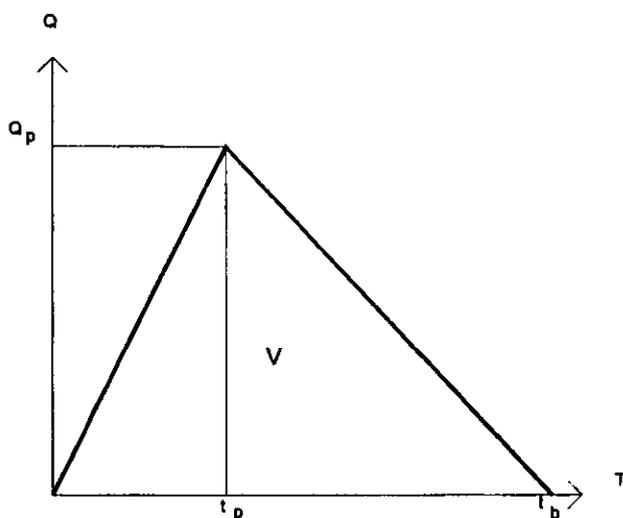


Figura II.2 Hidrograma triangular

Si tenemos como datos iniciales el gasto pico y el volumen de la avenida y se quisiera utilizar un hidrograma triangular como el mostrado en la figura II.2 se puede usar la siguiente relación:

$$V = \frac{t_p Q_p}{2} + \frac{Q_p}{2} (t_b - t_p)$$

$$V = \frac{1}{2} Q_p (t_p + t_b - t_p)$$

$$V = \frac{1}{2} Q_p t_b$$

donde V: volumen

Qp: gasto pico

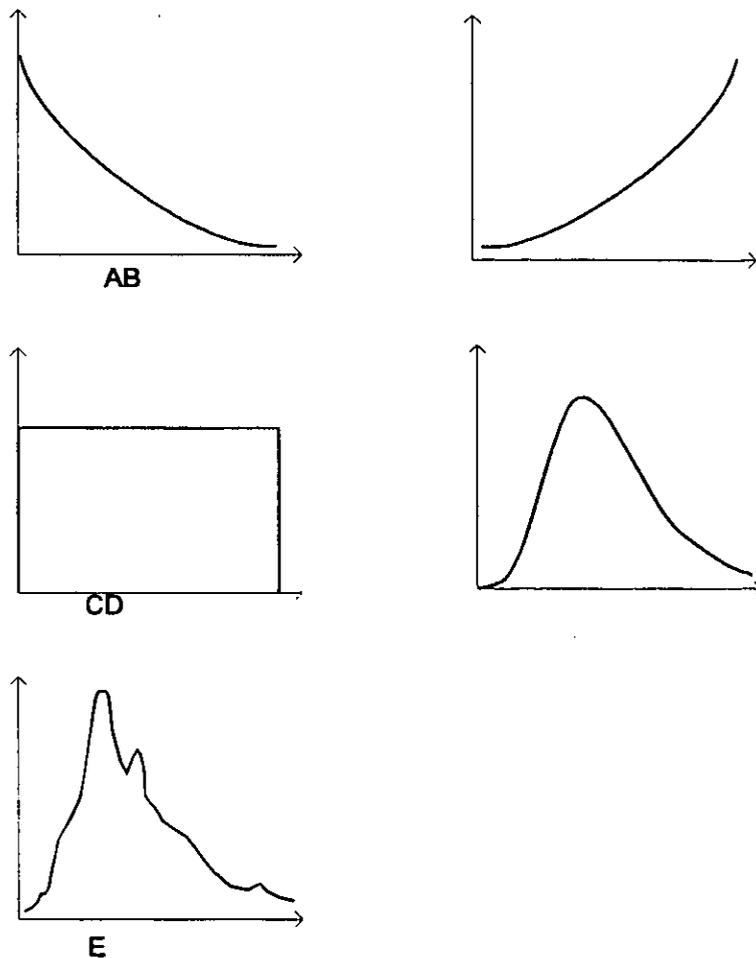
tp: tiempo pico

tb: tiempo base

entonces

$$t_b = \frac{2V}{Q_p}$$

En esta relación no aparece el tiempo pico, por lo que puede ubicarse en cualquier lugar del rango  $0 \leq t_p \leq t_b$ , y podría estimarse a partir de fórmulas empíricas, como la de Kirpich.



*Figura II.3 Hidrogramas triangulares con el mismo gasto pico, volumen y tiempo base*

En la figura II.3 se muestran varias posibilidades de hidrogramas: (a) es un hidrograma con el gasto pico en el tiempo cero y que va decayendo continuamente; está basado en una curva de tipo hiperbólico; (b) es el espejo de la curva anterior; (c) es un hidrograma rectangular; (d) es uno basado en la función de densidad de probabilidad Pearson III, y (e) es una avenida histórica.

¿Qué tanto afecta la forma de cada uno de estos hidrogramas en el resultado del tránsito de avenidas por el vaso de una presa? Para resolver la pregunta bastaría con transitar cada uno de estos hidrogramas y medir las diferencias de los resultados del gasto de descarga o de la carga máxima sobre el vertedor.

#### **Sitio analizado**

Se seleccionó la presa Aguamilpa para analizar el efecto de la forma de los hidrogramas. Para ello se analizaron avenidas con igual gasto pico e igual volumen, pero con formas diferentes, y en casi todas ellas, igual tiempo base.

Se propuso la avenida de 1992 (Davis 1993) para tener sus características de gasto de pico igual a  $9,334 \text{ m}^3/\text{s}$ , volumen de 1,145 millones de  $\text{m}^3$  y tiempo base igual a 3.5 días.

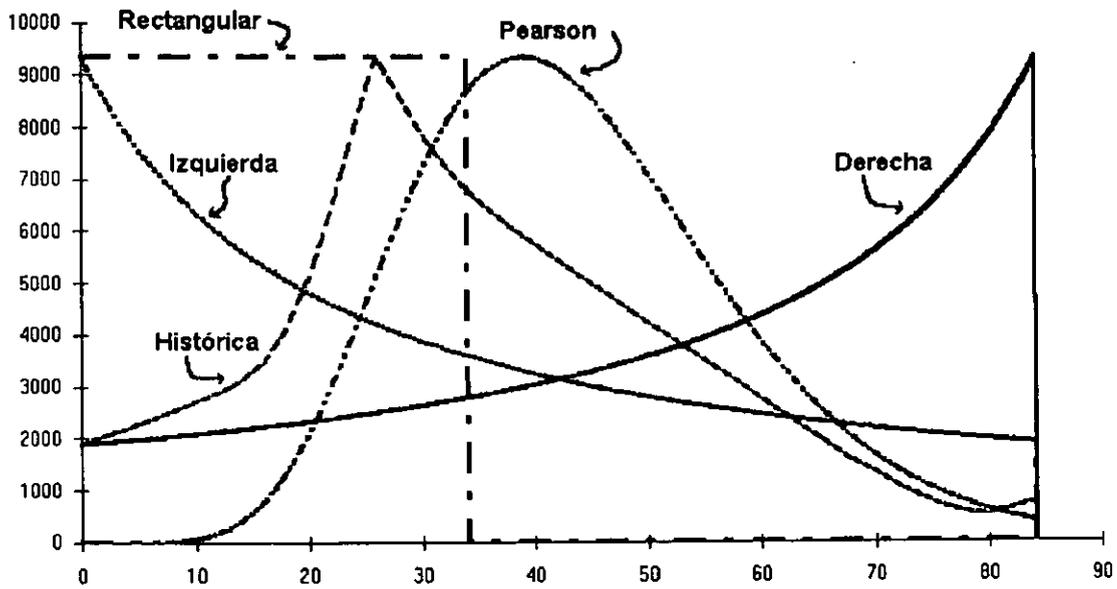


Figura II.4 Hidrogramas de entrada

Las avenidas propuestas son las mostradas en la figura II.4. La primera corresponde a la avenida histórica, la segunda a una avenida rectangular en la que el gasto máximo corresponde al gasto pico de la histórica, en la tercera el gasto pico se ubica en el tiempo cero mientras que su tiempo base concuerda con el de la histórica (izquierda), la cuarta es un hidrograma con forma obtenida mediante relaciones de la función Pearson (Gama) con tiempo base igual al de la histórica, y por último se analizó un hidrograma con el gasto pico ubicado hacia el tiempo base de la histórica (derecha).

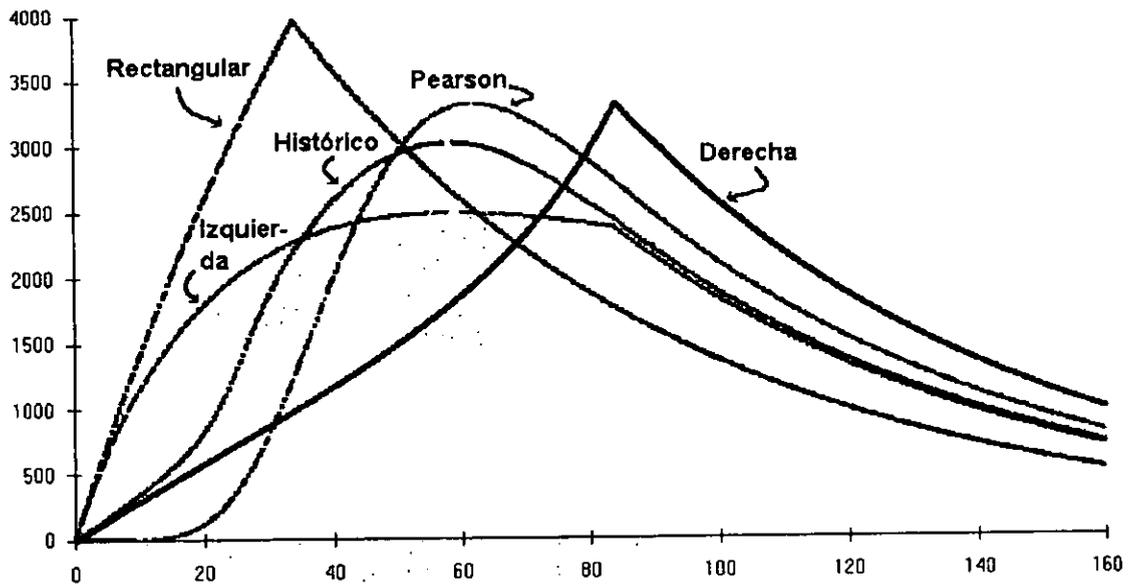


Figura II.5 Hidrogramas de salida

En la tabla y figura siguientes se muestran los resultados de los tránsitos de cada una de las avenidas propuestas.

Tabla II.1 Resultados de los tránsitos

Avenida	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Carga máxima (m)	Tb (días)	Tp (días)	Volumen (millones de m <sup>3</sup> )
Histórica	3029	6.59	3.5	1.083	1144.5
Rectángulo	3961	8.62	1.42	—	1140.8
Izquierda	2491	5.42	3.5	0	1142.1
Pearson	3324	7.23	3.5	1.63	1146.1
Derecha	3332	7.25	3.5	3.5	1146.2

### Conclusiones

Los gastos de salida están comprendidos entre los 2,490 y los 3,960 m<sup>3</sup>/s, mientras que las cargas sobre el vertedor van desde 5.4 a 8.6 m.

El orden de hidrogramas, de acuerdo a la disminución del gasto de descarga por el vertedor, es el siguiente:

- 1) Rectángulo
- 2) Derecha
- 3) Pearson
- 4) Histórico
- 5) Izquierda

Se puede decir que un factor importante es el valor del tiempo pico. De los resultados se observa que a medida que este aumenta es mayor el gasto de descarga; sin embargo, como era de esperarse, por el efecto de regulación de la cuenca y del vaso, este tiende a ser asintótico a un gasto de descarga específico.

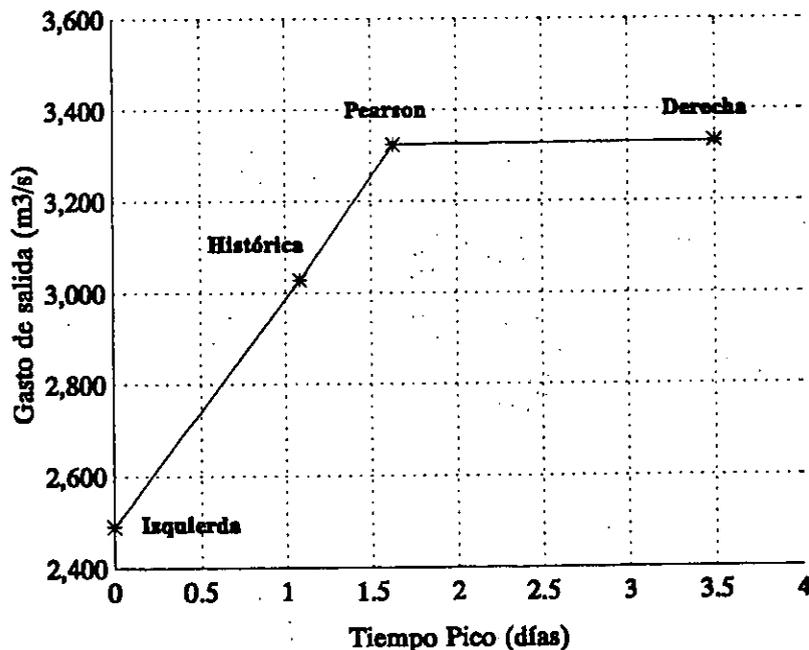


Figura II.6 Comparación del gasto máximo de descarga y el tiempo pico

Por lo anterior puede decirse que el tiempo pico que se estima con el hidrograma Pearson III es satisfactorio para diseño.

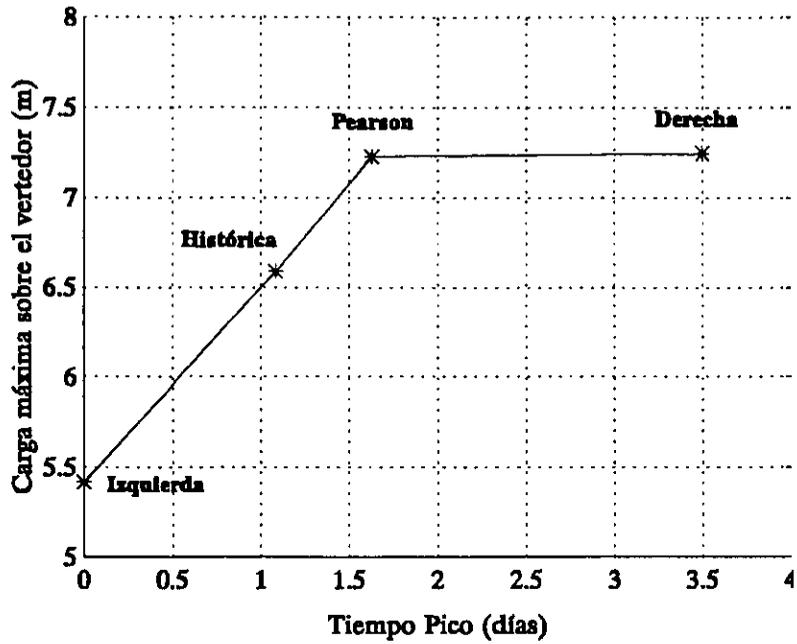


Figura II.7 Carga máxima sobre el vertedor contra el tiempo pico

## ANEXO III : PROGRAMAS

### PROGRAMA ESTEXT.BAS

```
10 PRINT "ESTEXT"
20 STOP
30 DIM Y(15),X(15)
40 READ Y(1),Y(2),Y(3),Y(4),Y(5)
50 DATA 1544,1371,1272,1214,1194
60 READ Y(6),Y(7),Y(8),Y(9),Y(10)
70 DATA 1143,1057,937,816,815
80 READ Y(11),Y(12),Y(13),Y(14),Y(15)
90 DATA 797,786,749,747,745
100 N=16
110 FOR I=1 TO N-1
120 TM=N/I
130 X(I)=LOG(LOG(TM/(TM-1)))
140 NEXT I
150 S1=Y(1)
160 S3=X(1)
170 S5=Y(1)*Y(1)
180 S7=X(1)*X(1)
190 S9=Y(1)*X(1)
200 FOR I=2 TO N-1
210 S2=S1+Y(I)
220 S4=S3+X(I)
230 S6=S5+Y(I)*Y(I)
240 S8=S7+X(I)*X(I)
250 S10=S9+Y(I)*X(I)
260 S1=S2
270 S3=S4
280 S5=S6
290 S7=S8
300 S9=S10
310 NEXT I
320 XM=S3/(N-1)
330 YM=S1/(N-1)
340 SX2=S7-(N-1)*XM^2
350 SY2=S5-(N-1)*YM^2
360 SXY=S9-(N-1)*XM*YM
370 C=SXY/SX2
380 A=YM-C*XM
390 R2=SXY^2/(SX2*SY2)
400 RE=R2^.5
410 SCX=S5*(1-R2)/(S7*(N-3))
420 SYY=S5/((N-1)*(N-2))
430 PRINT "A=";A,"C=";C,"RE=";RE
440 PRINT "XM=";XM,"YM=";YM
450 PRINT "SCX=";SCX,"SYY=";SYY
460 STOP
470 FOR I=1 TO N-1
480 PRINT "X(";I;")=";X(I)
490 NEXT I
500 STOP
510 END
```

HIDAGU.BAS

```

10 PRINT "HIDAGU"
20 STOP
30 DIM Q(900),QC(900)
40 READ Q(12),Q(36),Q(60),Q(84),Q(108),Q(132)
50 DATA 0,2928,242,197,0,0
60 READ Q(156),Q(180),Q(204),Q(228),Q(252),Q(276)
70 DATA 0,0,0,0,0,0
80 READ Q(300),Q(324),Q(348),Q(372),Q(396),Q(420)
90 DATA 0,0,0,0,0,0
100 READ Q(444),Q(468),Q(492),Q(516),Q(540),Q(564)
110 DATA 0,0,0,0,0,0
120 READ Q(588),Q(612),Q(636),Q(660),Q(684),Q(708)
130 DATA 0,0,0,0,0,0
140 READ Q(732),Q(756),Q(780),Q(804),Q(828),Q(852)
150 DATA 0,0,0,0,0,0
160 READ QP,T1,T2
170 DATA 2928,2,4
180 S1=Q(12)
190 FOR T=36 TO 852 STEP 24
200 S2=S1+Q(T)
210 S1=S2
220 NEXT T
230 VE=.0864*S1
240 INPUT "A=";A
250 TS=1600
260 TI=0
270 TB=(TS+TI)/2
280 TP=T1*TB/T2
290 DP=24*T1/T2
300 DB=24-DP
310 X1=(TP-DP)^(1+A)/TP^A
320 X2=(TB-TP-DB)^(1+A)/(TB-TP)^A
330 D=1-(X1+X2)/TB
340 VV=.0864*QP/D
350 IF ABS(VV-VE)<.1 THEN 410
360 IF VV>VE THEN 390
370 TI=TB
380 GOTO 270
390 TS=TB
400 GOTO 270
410 QE=24*(1+A)*QP/(TB-X1-X2)
420 FOR T=12 TO 852 STEP 24
430 IF T>TP THEN 460
440 QC(T)=QE*(T/TP)^A
450 GOTO 480
460 IF T>TB THEN 490
470 QC(T)=QE*((TB-T)/(TB-TP))^A
480 NEXT T
490 TF=T-24
500 SC=0
510 FOR T=12 TO TF STEP 24
520 SN=SC+(Q(T)-QC(T))^2
530 SC=SN
540 NEXT T
550 PRINT "SC=";SC,"QE=";QE
560 PRINT "TP=";TP,"TB=";TB
570 STOP
580 FOR T=12 TO 420 STEP 24

```

```

590 PRINT "Q(;"T;")=";Q(T),"QC(;"T;")=";QC(T)
600 NEXT T
610 STOP
620 FOR T=444 TO 852 STEP 24
630 PRINT "Q(;"T;")=";Q(T),"QC(;"T;")=";QC(T)
640 NEXT T
650 STOP
660 END

```

**PROGRAMA DAMEHIDQ.BAS**

```

'           Programa DAMEHIDQ.BAS
'           Ver. 1.0   MartIn Jiménez E. 15/ene/98

```

```

DECLARE FUNCTION normal# (px1 AS DOUBLE)
DECLARE FUNCTION falfa# (Q AS DOUBLE, V AS DOUBLE, tp AS DOUBLE, tren%)

```

```
DEFDBL A-Z
```

```
' datos:
```

```
CLS
```

```
OPEN "i", 5, "damehid.dat"
```

```
INPUT #5, basura$
```

```
INPUT #5, MX
```

```
INPUT #5, basura$
```

```
INPUT #5, SX
```

```
INPUT #5, basura$
```

```
INPUT #5, MY
```

```
INPUT #5, basura$
```

```
INPUT #5, SY
```

```
INPUT #5, basura$
```

```
INPUT #5, XY
```

```
INPUT #5, basura$
```

```
INPUT #5, tren%
```

```
INPUT #5, basura$
```

```
INPUT #5, graf%
```

```
INPUT #5, basura$
```

```
INPUT #5, logs%
```

```
CLOSE 5
```

```
fa = 13 / 32
```

```
'fa = 1
```

```
LOCATE 1, 60
```

```
PRINT "Volumen dado Gasto"
```

```
LOCATE CSRLIN - 1, 1
```

```
INPUT "tr = ", tr
```

```
IF tr = 0 THEN END
```

```
LOCATE CSRLIN - 1, 15
```

```
INPUT "Gasto base = ", qbas
```

```
IF tren% = 0 THEN
```

```
    OPEN "a", 1, MID$(STR$(tr), 2) + "dqt.dat"
```

```
    OPEN "a", 2, MID$(STR$(tr), 2) + "dqt.res"
```

```
ELSE
```

```
    OPEN "a", 1, MID$(STR$(tr), 2) + "dqa.dat"
```

```
    OPEN "a", 2, MID$(STR$(tr), 2) + "dqa.res"
```

```
END IF
```

```
LOCATE CSRLIN - 1, 37
```

```
INPUT "r = ", rp
```

```

IF graf% = 1 THEN
  SCREEN 12
  clr = 15
  COLOR clr
END IF

s1 = XY * SY / SX
S2 = SY * (1 - XY ^ 2) ^ .5
DO
  pyi = 0: pyd = 1
  mistake = 1000
  tol = .0001
  DO WHILE ABS(mistake) > tol
    Py = (pyi + pyd) / 2
    Px = fa / (tr * Py)
    py1 = 1 - Py
    px1 = 1 - Px
    TX = normal#(px1)
    TY = normal#(py1)

    IF logs% = 1 THEN
      X = MX + TX * SX
      MC = MY + s1 * (X - MX)
      Y = MC + S2 * TY
      Q = EXP(X)
      V = EXP(Y)
    ELSE
      Q = MX + TX * SX
      MC = MY + s1 * (Q - MX)
      V = MC + S2 * TY
    END IF

    r = Q / V
    mistake = r - rp
    IF mistake < 0 THEN pyi = Py ELSE pyd = Py
  LOOP

  QV = Q * V / 1000
  Tb = 3.0435 * V ^ 1.0945 / Q ^ .6969
  tp = 6.1503 / (Q / V) ^ .5061

  LOCATE 1, 60
  PRINT "Volumen dado Gasto"
  LOCATE 3, 1
  PRINT USING "PX= #.#####", Px;
  PRINT USING " PY= #.#####", Py;
  PRINT USING "PX1= #.#####", px1;
  PRINT USING " PY1= #.#####", py1;
  PRINT USING "TX= ##.#####", TX;
  PRINT USING " TY= ##.#####", TY;
  PRINT USING "Q*V/1000= #####.#", QV;
  PRINT USING " Rcalc=##.###", r;
  PRINT USING "Q= #####.#", Q;
  PRINT USING " V= #####.###", V;
  PRINT USING "TP= ##.## d", tp;
  PRINT USING " TB= ##.## d", Tb;
  PRINT #1, USING "PX= #.#####", Px;

```

```

PRINT #1, USING " PY= #.####"; Py;
PRINT #1, USING " PX1= #.####"; px1;
PRINT #1, USING " PY1= #.####"; py1;
PRINT #1, USING " TX= ##.####"; TX;
PRINT #1, USING " TY= ##.####"; TY;
PRINT #1, USING "Q*V/1000= #####.#"; QV;
PRINT #1, USING " R=##.###"; r;
PRINT #1, USING " Q= #####.#"; Q;
PRINT #1, USING " V= ####.###"; V;
PRINT #1, USING " TP= ##.##"; tp;
PRINT #1, USING " TB= ##.##"; Tb;
PRINT #1,

```

' \* aqui meto el programa que dibuja el hidrograma

```

T1 = tp
T2 = Tb
DP = T1 * 24 / T2
DB = 24 - DP
QP = Q
VE = V

'QE = QP
A = falfa(Q, V, tp, tren%)
PRINT #2, USING "#.#####"; Px;
PRINT #2, USING " ##.###"; r;
PRINT #2, USING " ##.###"; A;
PRINT #2, USING " #####"; QV

TS = 800
TI = 0
VV = 0
WHILE ABS(VV - VE) >= .1
  Tb = (TS + TI) / 2
  'PRINT "TB="; Tb
  tp = T1 * Tb / T2
  X1 = (tp - DP) ^ (1 + A) / tp ^ A
  X2 = (Tb - tp - DB) ^ (1 + A) / (Tb - tp) ^ A
  D = 1 - (X1 + X2) / Tb
  VV = .0864 * QP / D
  '170 IF ABS(VV - VE) < .1 THEN 230
  IF VV > VE THEN TS = Tb ELSE TI = Tb
WEND
QE = (1 + A) * 24 * QP / (Tb - X1 - X2)
Tb = Tb / 24
tp = tp / 24

LOCATE 14, 3: PRINT USING "Alfa=##.###"; A
LOCATE 15, 3: PRINT USING "QE=#####"; QE
LOCATE 16, 3: PRINT USING "TB=###.# d"; Tb
LOCATE 17, 3: PRINT USING "TP=###.# d"; tp

IF graf% = 1 THEN
  VIEW (219, 400)-(600, 49), , clr
  CLS 1
  WINDOW (0, 0)-(Tb, QE)
END IF

```

```

OPEN "o", 3, MID$(STR$(tr), 2) + "vdq.hid"

paso = .02
IF graf% = 1 THEN
  qg = QE * (paso / tp) ^ A

  LINE (0, 0)-(paso, qg), clr
END IF

PRINT #3, USING "#####.##"; 0;
PRINT #3, USING " #####.##"; 0 + qbas
PRINT #3, USING "#####.##"; 24 * paso;
PRINT #3, USING " #####.##"; qg + qbas

FOR i = paso TO tp STEP paso
  qg = QE * (i / tp) ^ A
  IF graf% = 1 THEN LINE -(i, qg), clr
  PRINT #3, USING "#####.##"; 24 * i;
  PRINT #3, USING " #####.##"; qg + qbas
NEXT i
FOR i = tp TO Tb STEP paso
  qg = QE * ((Tb - i) / (Tb - tp)) ^ A
  IF graf% = 1 THEN LINE -(i, qg), clr
  PRINT #3, USING "#####.##"; 24 * i;
  PRINT #3, USING " #####.##"; qg + qbas
NEXT i
CLOSE

REDIM T(3000), Q(3000)
OPEN "i", 1, MID$(STR$(tr), 2) + "vdq.hid"
i = 0
WHILE NOT EOF(1)
  i = i + 1
  INPUT #1, T(i), Q(i)
WEND
CLOSE 1
OPEN "o", 1, MID$(STR$(tr), 2) + "vdq.hid"
PRINT #1, i
PRINT i
FOR j = 1 TO i
  PRINT #1, USING "#####.##"; T(j);
  PRINT #1, USING " #####.##"; Q(j)
NEXT j
CLOSE

DO: A$ = INKEY$: LOOP UNTIL A$ <> "" : A$ = ""

CLS 2
LOCATE 1, 1
INPUT "tr = ", tr
IF tr = 0 THEN EXIT DO
LOCATE CSRLIN - 1, 15
INPUT "Gasto base = ", qbas
OPEN "a", 1, MID$(STR$(tr), 2) + "vdq.dat"
OPEN "a", 2, MID$(STR$(tr), 2) + "vdq.res"
LOCATE CSRLIN - 1, 37
INPUT "r = ", rp

```

```
LOOP
CLS
```

```
END
```

```
FUNCTION falfa# (Q AS DOUBLE, V AS DOUBLE, tp AS DOUBLE, tren%)
  SELECT CASE tren%
    CASE 1
      ' Trens:
      p1 = 1.0136 * X - 3.4384
    CASE 0
      ' aisladas:
      p1 = .0647 * Q ^ .9587 * tp ^ .4885 / V ^ .6481
  END SELECT
  falfa# = p1
END FUNCTION
```

```
FUNCTION normal# (px1 AS DOUBLE)
IF px1 < .5 THEN px2 = 1 - px1: flag = -1 ELSE px2 = px1: flag = 1
  mistake = 100
  zs = 4.8: zi = 0
  WHILE ABS(mistake) > .000001
    z = (zi + zs) / 2
    p1 = .4999973077204371# + .3997976990763545# * z - 7.22911465499803D-03 * z ^ 2
    p2 = -4.374032672146464D-02 * z ^ 3 - 3.617810666236071D-02 * z ^ 4
    p3 = 4.254751950356607D-02 * z ^ 5 - 1.702845264136672D-02 * z ^ 6
    p4 = 3.577026979270201D-03 * z ^ 7 - 4.141923928018028D-04 * z ^ 8
    p5 = 2.410382843516829D-05 * z ^ 9 - 4.986508545570936# * 10 ^ -7 * z ^ 10
    pp = p1 + p2 + p3 + p4 + p5
    mistake = px2 - pp
    IF mistake < 0 THEN zs = z ELSE zi = z
  WEND
  normal# = flag * z
END FUNCTION
```

#### PROGRAMA DAMEHIDV.BAS

```
Programa DAMEHIDV.BAS
Ver. 1.0 Martín Jiménez E. 4/nov/97
```

```
DECLARE FUNCTION normal# (px1 AS DOUBLE)
DECLARE FUNCTION falfa# (Q AS DOUBLE, V AS DOUBLE, tp AS DOUBLE, tren%)
```

```
DEFDBL A-Z
CLS
```

```
' datos:
CLS
OPEN "i", 5, "damehid.dat"
INPUT #5, basura$
INPUT #5, MX
INPUT #5, basura$
INPUT #5, SX
INPUT #5, basura$
INPUT #5, MY
INPUT #5, basura$
INPUT #5, SY
INPUT #5, basura$
```

```

INPUT #5, XY
INPUT #5, basura$
INPUT #5, tren%
INPUT #5, basura$
INPUT #5, graf%
INPUT #5, basura$
INPUT #5, logs%
CLOSE 5

IF graf% = 1 THEN
  SCREEN 12
  clr = 15
  COLOR clr
END IF

fa = 13 / 32
LOCATE 1, 60
PRINT "Gasto dado Volumen"
LOCATE CSRLIN - 1, 1
INPUT "tr = ", tr
IF tr = 0 THEN END
LOCATE CSRLIN - 1, 15
INPUT "Gasto base = ", qbas
IF tren% = 0 THEN
  OPEN "a", 1, MID$(STR$(tr), 2) + "dvt.dat"
  OPEN "a", 2, MID$(STR$(tr), 2) + "dvt.res"
ELSE
  OPEN "a", 1, MID$(STR$(tr), 2) + "dqa.dat"
  OPEN "a", 2, MID$(STR$(tr), 2) + "dva.res"
END IF

LOCATE CSRLIN - 1, 37
INPUT "r = ", rp

S1 = XY * SX / SY
S2 = SX * (1 - XY ^ 2) ^ .5
DO
  pxi = 0: pxd = 1
  mistake = 1000
  tol = .001
  DO WHILE ABS(mistake) > tol
    Px = (pxi + pxd) / 2
    Py = fa / (tr * Px)
    py1 = 1 - Py
    px1 = 1 - Px
    TY = normal#(py1)
    TX = normal#(px1)

    IF logs% = 1 THEN
      Y = MY + TY * SY
      MC = MX + S1 * (Y - MY)
      X = MC + S2 * TX
      Q = EXP(X)
      V = EXP(Y)
    ELSE
      V = MY + TY * SY
      MC = MX + S1 * (V - MY)
      Q = MC + S2 * TX
    END IF
  END WHILE

```

```

END IF
r = Q / V
mistake = r - rp
IF mistake < 0 THEN pxd = Px ELSE pxi = Px
LOOP

```

```

QV = Q * V / 1000
Tb = 3.0435 * V ^ 1.0945 / Q ^ .6969
tp = 6.1503 / (Q / V) ^ .5061

```

```

LOCATE 1, 60
PRINT "Gasto dado Volumen"
LOCATE 3, 1
PRINT USING "PX= #.#####"; Px;
PRINT USING " PY= #.#####"; Py;
PRINT USING "PX1= #.#####"; px1;
PRINT USING " PY1= #.#####"; py1;
PRINT USING "TX= ##.#####"; TX;
PRINT USING " TY= ##.#####"; TY;
PRINT USING "Q*V/1000= #####.#"; QV;
PRINT USING " Rcalc=##.###"; r;
PRINT USING "Q= #####.#"; Q;
PRINT USING " V= ####.###"; V;
PRINT USING "TP= ##.## d"; tp;
PRINT USING " TB= ##.## d"; Tb;
PRINT #1, USING "PX= #.#####"; Px;
PRINT #1, USING " PY= #.#####"; Py;
PRINT #1, USING " PX1= #.#####"; px1;
PRINT #1, USING " PY1= #.#####"; py1;
PRINT #1, USING " TX= ##.#####"; TX;
PRINT #1, USING " TY= ##.#####"; TY;
PRINT #1, USING "Q*V/1000= #####.#"; QV;
PRINT #1, USING " R=##.###"; r;
PRINT #1, USING " Q= #####.#"; Q;
PRINT #1, USING " V= ####.###"; V;
PRINT #1, USING " TP= ##.##"; tp;
PRINT #1, USING " TB= ##.##"; Tb;
PRINT #1,

```

' \* aqui meto el programa que dibuja el hidrograma

```

T1 = tp
T2 = Tb
DP = T1 * 24 / T2
DB = 24 - DP
QP = Q
VE = V

```

```

'QE = QP
A = falfa(Q, V, tp, tren%)
PRINT #2, USING "#.#####"; Px;
PRINT #2, USING " ##.###"; r;
PRINT #2, USING " ##.###"; A;
PRINT #2, USING " #####"; QV;
TS = 800
TI = 0
VV = 0
WHILE ABS(VV - VE) >= .1

```

```

Tb = (TS + TI) / 2
'PRINT "TB= "; TB
tp = T1 * Tb / T2
X1 = (tp - DP) ^ (1 + A) / tp ^ A
X2 = (Tb - tp - DB) ^ (1 + A) / (Tb - tp) ^ A
D = 1 - (X1 + X2) / Tb
VV = .0864 * QP / D
'170 IF ABS(VV - VE) < .1 THEN 230
IF VV > VE THEN TS = Tb ELSE TI = Tb
WEND
QE = (1 + A) * 24 * QP / (Tb - X1 - X2)
Tb = Tb / 24
tp = tp / 24

LOCATE 14, 3: PRINT USING "Alfa=##.###"; A
LOCATE 15, 3: PRINT USING "QE=#####"; QE
LOCATE 16, 3: PRINT USING "TB=###.# d"; Tb
LOCATE 17, 3: PRINT USING "TP=###.# d"; tp

IF graf% = 1 THEN
  VIEW (219, 400)-(600, 49), , clr
  CLS 1
  WINDOW (0, 0)-(Tb, QE)
END IF

OPEN "o", 3, MID$(STR$(tr), 2) + "qdv.hid"
paso = .02
qg = QE * (paso / tp) ^ A

IF graf% = 1 THEN LINE (0, 0)-(paso, qg), clr

PRINT #3, USING "#####.##"; 0;
PRINT #3, USING " #####.#"; 0 + qbas
'PRINT #3, USING "#####.##"; 24 * paso;
'PRINT #3, USING " #####.#"; qg + qbas

FOR i = paso TO tp STEP paso
  qg = QE * (i / tp) ^ A
  IF graf% = 1 THEN LINE -(i, qg), clr
  PRINT #3, USING "#####.##"; 24 * i;
  PRINT #3, USING " #####.#"; qg + qbas
NEXT i
FOR i = tp TO Tb STEP paso
  qg = QE * ((Tb - i) / (Tb - tp)) ^ A
  IF graf% = 1 THEN LINE -(i, qg), clr
  PRINT #3, USING "#####.##"; 24 * i;
  PRINT #3, USING " #####.#"; qg + qbas
NEXT i
CLOSE

REDIM T(3000), Q(3000)
OPEN "I", 1, MID$(STR$(tr), 2) + "qdv.hid"
i = 0
WHILE NOT EOF(1)
  i = i + 1
  INPUT #1, T(i), Q(i)
WEND

```

```

CLOSE 1
OPEN "o", 1, MID$(STR$(tr), 2) + "qdv.hid"
PRINT #1, i
'PRINT i
FOR j = 1 TO i
  PRINT #1, USING "#####.##"; T(j);
  PRINT #1, USING " #####.##"; Q(j)
NEXT j
CLOSE

DO: A$ = INKEY$: LOOP UNTIL A$ <> "": A$ = ""

CLS 2
LOCATE 1, 60
PRINT "Gasto dado Volumen"
LOCATE CSRLIN - 1, 1
INPUT "tr = ", tr
IF tr = 0 THEN EXIT DO
LOCATE CSRLIN - 1, 15
INPUT "Gasto base = ", qbas
OPEN "a", 1, MID$(STR$(tr), 2) + "qdv.dat"
OPEN "a", 2, MID$(STR$(tr), 2) + "qdv.res"
LOCATE CSRLIN - 1, 37
INPUT "r = ", rp
LOOP
CLS

END

FUNCTION falfa# (Q AS DOUBLE, V AS DOUBLE, tp AS DOUBLE, tren%)
  SELECT CASE tren%
    CASE 1
      ' Trenes:
      p1 = 1.0136 * X - 3.4384
    CASE 0
      ' aisladas:
      p1 = .0647 * Q ^ .9587 * tp ^ .4885 / V ^ .6481
  END SELECT
  falfa# = p1
END FUNCTION

FUNCTION normal# (px1 AS DOUBLE)
IF px1 < .5 THEN px2 = 1 - px1: flag = -1 ELSE px2 = px1: flag = 1
  mistake = 100
  zs = 4.8: zi = 0
  WHILE ABS(mistake) > .000001
    z = (zi + zs) / 2
    p1 = .4999973077204371# + .3997976990763545# * z - 7.22911465499803D-03 * z ^ 2
    p2 = -4.374032672146464D-02 * z ^ 3 - 3.617810666236071D-02 * z ^ 4
    p3 = 4.254751950356607D-02 * z ^ 5 - 1.702845264136672D-02 * z ^ 6
    p4 = 3.577026979270201D-03 * z ^ 7 - 4.141923928018028D-04 * z ^ 8
    p5 = 2.410382843516829D-05 * z ^ 9 - 4.986508545570936# * 10 ^ -7 * z ^ 10
    pp = p1 + p2 + p3 + p4 + p5
    mistake = px2 - pp
    IF mistake < 0 THEN zs = z ELSE zi = z
  WEND
  normal# = flag * z
END FUNCTION

```

PROGRAMA NUCACI.BAS

Programa para diseñar el cimacio aguas abajo

Ver. 1.1 09-ago-98

CLS

PRINT "NUCACI1"

' Datos:

READ Q, H0, DZ, Z0

' Q H0 DZ Z0

DATA 146.79, 21.50, 0.1, 0

'DATA 208.33, 23.00, 0.1, 0

Y0 = .7415 \* H0

CX = (2 \* (2 \* H0 / 9.81#) ^ .5) / .7415

CT = (.7415 \* (19.62 / H0) ^ .5) / 2

E0 = 1.1123 \* H0

EI = E0

OPEN "o", 1, "nucaci.res"

PRINT #1, "I Z X TH Y IA"

I = 1

LOCATE 25, 30

PRINT ""Termino? (S/N)";

VIEW PRINT 2 TO 23

DO

110 Z = Z0 + DZ

YU = Y0

YD = .5 \* Y0

140 Y = (YU + YD) / 2

V = Q / Y

E = Y + V ^ 2 / 19.62

IF ABS(E0 + DZ - E) < .001 THEN 230

180 IF (E0 + DZ) > E THEN 210

190 YD = Y

200 GOTO 140

210 YU = Y

220 GOTO 140

230 X = CX \* Z ^ .5

240 TA = CT \* Z ^ .5

250 TH = ATN(TA)

260 SL = Z - Y / (COS(TH))

270 IA = (EI + SL) / EI

280 PRINT USING "####"; I;

290 PRINT USING " Z=##.#"; Z;

310 PRINT USING " X=##.##"; X;

325 TH = 360 \* TH / (2 \* 3.1416)

330 PRINT USING " TH=###.##"; TH;

350 PRINT USING " Y=##.##"; Y;

390 PRINT USING " IA=#.##"; IA

PRINT #1, USING "####"; I;

PRINT #1, USING " ##.#"; Z;

PRINT #1, USING " ##.##"; X;

PRINT #1, USING " ###.##"; TH;

PRINT #1, USING " ##.##"; Y;

PRINT #1, USING " #.##"; IA

```

DO: a$ = INKEY$: LOOP UNTIL a$ <> ""
410 Z0 = Z
420 Y0 = Y
430 E0 = E
440 I1 = I
450 I = I1 + 1
LOOP UNTIL UCASE$(a$) = "S"

```

```
END
```

#### PROGRAMA NUVECO.BAS

```

' Programa para calcular espesores de vena, velocidades, números de Froude
' y reas de aireadores para las secciones del canal de descarga
' Ver. 1.1 10/ago/98

```

```
CLS
```

```
PRINT "NUVECO"
```

```
DIM Y(200), V(200), FR(200), Z(200), AA(200), TH(6), DH(6), E(6)
```

```
' Datos:
```

```
READ Q0, H0
```

```
' Q0 H0
```

```
'DATA 4536, 21.45
```

```
'DATA 4532, 21.43
```

```
DATA 1500, 10.30
```

```
READ B0, BC, K, DZ1, DLC
```

```
'DATA 27, 7, 0.6667, 2.50, 2.3603
```

```
' B0 BC K DZ1 DLC
```

```
DATA 43, 12, 0, 2.0, 7.08
```

```
READ DES, DEL, ZPC, ZPR
```

```
'DATA 10,20, 99.55, 87
```

```
' DES, DEL, ZPC, ZPR
```

```
DATA 0.80, 8, 208.0, 203.44
```

```
READ DH(2), DH(3), S, OSFU, DL, DZ
```

```
'DATA 1.322, 1.228, 0.4, 13, 2, 1
```

```
' DH(2), DH(3), S, OSFU, DL, DZ
```

```
DATA 2.58, 1.34, 0.42, 7, 2, 0.2
```

```
KTT = 2 * (1 + K ^ 2) ^ .5
```

```
KP = (K - 2 * (1 + K ^ 2) ^ .5) / 3
```

```
CA = (.29 * Q0 / 190) ^ (1 / .41)
```

```
Q = Q0 / 3
```

```
INPUT "P="; P
```

```
IF P = 0 THEN
```

```
Y0 = S * H0
```

```
V0 = Q / (Y0 * BC)
```

```
E0 = Y0 + V0 ^ 2 / 19.62
```

```
ELSE
```

```
E0 = 1.1123 * H0
```

```
END IF
```

```
YU = .7 * H0
```

```
YD = 0
```

```

230 Y(1) = (YU + YD) / 2

V(1) = Q / (BC * Y(1))
EN = Y(1) + (V(1)) ^ 2 / 19.62

260 IF ABS(E0 + DZ1 - EN) < .001 THEN 320
270 IF (E0 + DZ1) > EN THEN 300
280 YD = Y(1)
290 GOTO 230
300 YU = Y(1)
310 GOTO 230
320 E0 = EN
330 Y0 = Y(1)
340 V0 = V(1)
350 a = BC * Y(1)
360 R0 = a / (BC + 2 * Y(1))
370 F = V(1) / (9.81# * Y(1)) ^ .5
380 N0 = .012 * F ^ .176
390 Z(1) = ZPC
400 Z0 = ZPC
410 DL = DLC
420 B = BC
430 KS = 0
440 KT = 2

450 FOR I = 2 TO 3
460 DZ1 = DH(I)
470 GOSUB 980
480 NEXT I

490 I = OSFU
500 YS = 2 * Y0
510 YI = 0
520 YN = (YS + YI) / 2
530 BB = (B0 + KTT * YN) / 3
540 BS = BB + 2 * KP * YN
550 a = (BB + BS) * YN / 2
560 RN = a / BB
570 VN = Q / a
580 F = VN / (9.81# * YN) ^ .5
590 NN = .012 * F ^ .176
600 EN = YN + VN ^ 2 / 19.62
610 V = (V0 + VN) / 2
620 R = (R0 + RN) / 2
630 N = (N0 + NN) / 2
640 PF = DEL * (V * N / R ^ (2 / 3)) ^ 2
650 IF ABS(E0 + DES - EN - PF) < .001 THEN 710
660 IF (E0 + DES) > (EN + PF) THEN 690
670 YI = YN
680 GOTO 520
690 YS = YN
700 GOTO 520
710 Y(I) = YN
720 V(I) = VN
730 FR(I) = F
740 Z(I) = ZPR
750 Y0 = YN
760 V0 = VN

```

```

770 R0 = (B0 * YN + K * YN ^ 2) / (B0 + KTT * YN)
780 N0 = NN
790 E0 = EN
800 KS = K
810 KT = KTT
820 B = B0
830 Q = Q0
860 Z0 = ZPR

DZ1 = DZ
870 FOR I = OSFU + 1 TO 200
880 GOSUB 980
890 NEXT I

OPEN "o", 1, "nuveco.res"
LOCATE 25, 35
PRINT "Hay muere?";
LOCATE 3, 1
PRINT "I Z(I) Y(I) V(I) FR(I) AA(I)"
PRINT #1, "I Z(I) Y(I) V(I) FR(I) AA(I)"
VIEW PRINT 4 TO 24
FOR J = 1 TO 191 STEP 10
  FOR I = J TO J + 9
    PRINT USING "###"; I;
    PRINT USING " ###.##"; Z(I);
    PRINT USING " ##.##"; Y(I);
    PRINT USING " ##.##"; V(I);
    PRINT USING " ##.##"; FR(I);
    PRINT USING " #.####"; AA(I)

    PRINT #1, USING "###"; I;
    PRINT #1, USING " ###.##"; Z(I);
    PRINT #1, USING " ##.##"; Y(I);
    PRINT #1, USING " ##.##"; V(I);
    PRINT #1, USING " ##.##"; FR(I);
    PRINT #1, USING " #.####"; AA(I)
  NEXT I
  DO: a$ = INKEY$: LOOP UNTIL a$ <> ""
  IF UCASE$(a$) = "S" THEN EXIT FOR
NEXT J
END

980 YS = 2 * Y0
990 YI = 0
1000 YN = (YS + YI) / 2
1010 a = B * YN + KS * YN ^ 2
1020 RN = a / (B + KT * YN)
1030 VN = Q / a
1040 F = VN / (9.81# * YN) ^ .5
1050 NN = .012 * F ^ .176
1060 EN = YN + VN ^ 2 / 19.62
1070 V = (V0 + VN) / 2
1080 R = (R0 + RN) / 2
1090 N = (N0 + NN) / 2
1100 PF = DL * (V * N / R ^ (2 / 3)) ^ 2
1110 IF ABS(E0 + DZ - EN - PF) < .001 THEN 1170
1120 IF (E0 + DZ) > (EN + PF) THEN 1150
1130 YI = YN

```

```

1140 GOTO 1000
1150 YS = YN
1160 GOTO 1000
1170 Y(I) = YN
1180 V(I) = VN
1190 FR(I) = F
1200 X1 = (FR(I) - 1) ^ .62
1210 X2 = (1.5 / (B0 * Y(I))) ^ .59
1220 AA(I) = CA * (X1 * X2) ^ (1 / .41)
1230 Z(I) = Z0 - DZ1
1240 Y0 = YN
1250 V0 = VN
1260 R0 = RN
1270 N0 = NN
1280 E0 = EN
1290 Z0 = Z(I)
1300 RETURN

```

PROGRAMA INACUB.BAS

```

CLS
PRINT "INACUB-1"
NS = 13
NC = 10
DIM Y(NS), UI(NS), ZI(NS), TA(NS), CC(NS), CF(NS)
REDIM U(5 * (NS - 1)), V(5 * (NS - 1)), C(5 * (NS - 1)), Z(5 * (NS - 1))

READ C1, C2, C3, C4, C5
' C1 C2 C3 C4 C5
'DATA 22.572, 24.144, 12.574, 4.204, 1.069
'DATA 21.393, 23.266, 12.504, 4.396, 1.195
'DATA 38.470, 39.417, 21.445, 8.958, 3.389

'DATA 14.590, 22.372, 12.462, 4.115, 1.026
'DATA 13.274, 21.504, 12.502, 4.340, 1.157
DATA 22.165, 35.394, 21.551, 8.966, 3.329

READ BA, Y0, Q, KI, K0, Z0, DX
' BA Y0 Q KI K0 Z0 DX
'DATA 43, 3.25, 4536, 0, 0, 202, 2
'DATA 43, 3.28, 4532, 0, 0, 202, 2
DATA 43, 1.34, 1500, 0, 0, 202, 2

READ RC, ZCC
' RC ZCC
DATA 60, 200.14

READ TA(1), TA(2), TA(3), TA(4), TA(5), TA(6)
' TA(1) TA(2) TA(3) TA(4) TA(5) TA(6)
DATA 0.3264, 0.2897, 0.2536, 0.2182, 0.1833, 0.1488

READ TA(7), TA(8), TA(9), TA(10)
' TA(7) TA(8) TA(9) TA(10)
DATA 0.1146, 0.0807, 0.0470, 0.0134

READ TA(11), TA(12), TA(13)
' TA(11) TA(12) TA(13)
DATA 0.0201, 0.0538, 0.0875

```

```

'Constantes:
READ CU1, CU2, CU3, CU4, CU5
'   CU1  CU2  CU3  CU4  CU5
DATA 0.7894, 0.948, 1.0322, 1.0918, 1.1385

READ CV1, CV2, CV3, CV4, C0, M
'   CV1  CV2  CV3  CV4  C0,  M
DATA 0.1586, 0.0842, 0.0596, 0.0467, 0.0181, 3.608

FOR I = 1 TO NS
  CS = 1 / (1 + (TA(I)) ^ 2) ^ .5
  ZI(I) = ZCC - RC * CS
NEXT I

KT = 2 * (1 + K0 ^ 2) ^ .5
AR = BA * Y0 + K0 * Y0 ^ 2
V0 = Q / AR
U1 = CU1 * V0
U2 = CU2 * V0
U3 = CU3 * V0
U4 = CU4 * V0
U5 = CU5 * V0
E0 = Y0 + V0 ^ 2 / 19.62
F0 = Z0 + E0
R0 = AR / (BA + KT * Y0)
F = V0 / (9.81# * Y0) ^ .5
N0 = .012 * F ^ .176
RR = RC

FOR I = 1 TO NC
  ZN = ZI(I)
  K0 = KI * (1 + (TA(I)) ^ 2)
  KT = 2 * (1 + K0 ^ 2) ^ .5
  GOSUB 1830
NEXT I

FOR I = NC + 1 TO NS - 1
  ZN = ZI(I)
  K0 = KI / (1 + (TA(I)) ^ 2)
  KT = 2 * (1 + K0 ^ 2) ^ .5
  GOSUB 1830
NEXT I

I = NS
RR = RC * 10 ^ 6
ZN = ZI(I)
K0 = KI / (1 + (TA(I)) ^ 2)
KT = 2 * (1 + K0 ^ 2) ^ .5
GOSUB 1830
S1 = UI(1)

FOR I = 2 TO NS
  S2 = S1 + UI(I)
  S1 = S2
NEXT I

UM = S1 / NS

```

```

K = 0
FOR i = 1 TO 5 * (NS - 1) - 4 STEP 5
  U(i) = CU1 * UI(i - K)
  V(i) = CV1 * UI(i - K)
  K1 = K
  K = K1 + 4
NEXT i

```

```

K = 0
FOR i = 2 TO 5 * (NS - 1) - 3 STEP 5
  U(i) = CU2 * UI(i - 1 - K)
  V(i) = CV2 * UI(i - 1 - K)
  K1 = K
  K = K1 + 4
NEXT i

```

```

K = 0
FOR i = 3 TO 5 * (NS - 1) - 2 STEP 5
  U(i) = CU3 * UI(i - 2 - K)
  V(i) = CV3 * UI(i - 2 - K)
  K1 = K
  K = K1 + 4
NEXT i

```

```

K = 0
FOR i = 4 TO 5 * (NS - 1) - 1 STEP 5
  U(i) = CU4 * UI(i - 3 - K)
  V(i) = CV4 * UI(i - 3 - K)
  K1 = K
  K = K1 + 4
NEXT i

```

```

K = 0
FOR i = 5 TO 5 * (NS - 1) STEP 5
  U(i) = CU5 * UI(i - 4 - K)
  K1 = K
  K = K1 + 4
NEXT i

```

```

T = 1
960 KC = CC(1)
Z(1) = (C(1) + U1 * C1 / UM) / (1 + U(1) / UM + 5 * V(1) * DX / (KC * UM * Y(1)))
NU = C(2) + U2 * C2 / UM + 5 * V(1) * Z(1) * DX / (KC * UM * Y(1))
Z(2) = NU / (1 + U(2) / UM + 5 * V(2) * DX / (KC * UM * Y(1)))
NU = C(3) + U3 * C3 / UM + 5 * V(2) * Z(2) * DX / (KC * UM * Y(1))
Z(3) = NU / (1 + U(3) / UM + 5 * V(3) * DX / (KC * UM * Y(1)))
NU = C(4) + U4 * C4 / UM + 5 * V(3) * Z(3) * DX / (KC * UM * Y(1))
Z(4) = NU / (1 + U(4) / UM + 5 * V(4) * DX / (KC * UM * Y(1)))
NU = C(5) + U5 * C5 / UM + 5 * V(4) * Z(4) * DX / (KC * UM * Y(1))
Z(5) = NU / (1 + U(5) / UM)

```

```

K = 4
FOR i = 6 TO 5 * (NS - 1) - 4 STEP 5
  KC = CC(i - K)
  Z(i) = (C(i) + U(i - 5) * Z(i - 5) / UM) / (1 + U(i) / UM + 5 * V(i) * DX / (KC * UM * Y(i - K)))
  K1 = K
  K = K1 + 4
NEXT i

```

```

K = 4
FOR i = 7 TO 5 * (NS - 1) - 3 STEP 5
  KC = CC(i - 1 - K)
  NU = C(i) + U(i - 5) * Z(i - 5) / UM + 5 * V(i - 1) * Z(i - 1) * DX / (KC * UM * Y(i - 1 - K))
  Z(i) = NU / (1 + U(i) / UM + 5 * V(i) * DX / (KC * UM * Y(i - 1 - K)))
  K1 = K
  K = K1 + 4
NEXT i

```

```

K = 4
FOR i = 8 TO 5 * (NS - 1) - 2 STEP 5
  KC = CC(i - 2 - K)
  NU = C(i) + U(i - 5) * Z(i - 5) / UM + 5 * V(i - 1) * Z(i - 1) * DX / (KC * UM * Y(i - 2 - K))
  Z(i) = NU / (1 + U(i) / UM + 5 * V(i) * DX / (KC * UM * Y(i - 2 - K)))
  K1 = K
  K = K1 + 4
NEXT i

```

```

K = 4
FOR i = 9 TO 5 * (NS - 1) - 1 STEP 5
  KC = CC(i - 3 - K)
  NU = C(i) + U(i - 5) * Z(i - 5) / UM + 5 * V(i - 1) * Z(i - 1) * DX / (KC * UM * Y(i - 3 - K))
  Z(i) = NU / (1 + U(i) / UM + 5 * V(i) * DX / (KC * UM * Y(i - 3 - K)))
  K1 = K
  K = K1 + 4
NEXT i

```

```

K = 4
FOR i = 10 TO 5 * (NS - 1) STEP 5
  KC = CC(i - 4 - K)
  NU = C(i) + Z(i - 5) * U(i - 5) / UM + 5 * V(i - 1) * Z(i - 1) * DX / (KC * UM * Y(i - 4 - K))
  Z(i) = NU / (1 + U(i) / UM)
  K1 = K
  K = K1 + 4
NEXT i

```

```

FOR i = 1 TO 5 * (NS - 1)
  C(i) = Z(i)
NEXT i

```

```

IF INT(T / 100) - T / 100 = 0 THEN 1550
T1 = T
T = T1 + 1
IF INT(T / 10) - T / 10 = 0 THEN 1530
GOTO 960
1530 PRINT T
GOTO 960

```

```

1550 K = 0
FOR I = 1 TO NS - 1
  CF(I) = 1.5 * C(I + K) - .5 * C(I + K + 1)
  IF SGN(CF(I)) = -1 THEN 1610
  IF CF(I) > 100 THEN 1630
  GOTO 1640
1610 CF(I) = 0
  GOTO 1640
1630 CF(I) = 100
1640 K1 = K

```

```

K = K1 + 4
NEXT I

LOCATE 25, 35
PRINT ""Hay muere?";
VIEW PRINT 4 TO 24
FOR I = 1 TO NS STEP 20
  IF 19 > NS THEN hasta = NS - 1 ELSE hasta = 19
  FOR II = I TO I + hasta
    PRINT "CF(", II, ")=";
    PRINT USING "###.### "; CF(II);
    PRINT "Y(", II, ")=";
    PRINT USING "###.### "; Y(II);
    PRINT "UI(", II, ")=";
    PRINT USING "###.### "; UI(II)
  NEXT II
  DO: a$ = INKEY$: LOOP UNTIL a$ <> ""
  IF UCASE$(a$) = "S" THEN EXIT FOR
NEXT I

FOR i = 1 TO 15
  PRINT "C(", i, ")="; C(i), "C(", i + 15, ")="; C(i + 15), "C(", i + 30, ")="; C(i + 30)
NEXT i

STOP
FOR i = 51 TO 55
  PRINT "C(", i, ")="; C(i)
NEXT i

STOP
T1 = T
T = T1 + 1
GOTO 960
END

1830 YS = 1.2 * Y0
1840 YI = .2 * Y0
1850 YM = (YS + YI) / 2
1860 AR = BA * YM + K0 * YM ^ 2
1870 W = Q / AR
1880 R = AR / (BA + KT * YM)
1890 F = W / (9.81# * YM) ^ .5
1900 N = .012 * F ^ .176
1910 HCN = YM * W ^ 2 / (9.81# * (RR - YM / 2))
1920 HC = YM + HCN
1930 VM = (V0 + W) / 2
1940 RM = ((R0 + R) / 2) ^ (2 / 3)
1950 NM = (N0 + N) / 2
1960 PF = DX * (VM * NM / RM) ^ 2
1970 FF = ZN + HC + W ^ 2 / 19.62
1980 IF ABS(F0 - FF - PF) < .001 THEN 2040
1990 IF F0 > (FF + PF) THEN 2020
2000 YI = YM
2010 GOTO 1850
2020 YS = YM
2030 GOTO 1850
2040 UI(I) = W
2050 Y(I) = YM

```

```

2060 CC(I) = C0 * F ^ M
2070 F0 = FF
2080 RO = R
2090 Y0 = YM
2100 V0 = W
2110 NO = N
2120 RETURN

```

**PROGRAMA INAIMO.BAS**

```

' Programa para calcular concentraciones de aire en el fondo
' Ver. 1.1 12/ago/98

```

CLS

' Datos:

READ C1, C2, C3, C4, C5, BE

' C1 C2 C3 C4 C5 BE

'DATA 0, 0, 0, 0, 0, 3.71

'DATA 0, 0, 0, 0, 0, 3.61

'DATA 0, 0, 0, 0, 0, 5.89

'DATA 0, 0, 0, 0, 0, 3.34

'DATA 0, 0, 0, 0, 0, 3.25

DATA 0, 0, 0, 0, 0, 5.29

READ BA, Y0, Q, KL, DX, DZ, NS

' BA Y0 Q KL DX DZ NS

'DATA 43, 4.24, 4536, 0.0, 2, 0.68, 400

'DATA 43, 4.31, 4532, 0.0, 2, 0.68, 400

DATA 43, 2.02, 1500, 0.0, 2, 0.68, 400

' Constantes:

READ CU1, CU2, CU3, CU4, CU5

DATA 0.7894, 0.948, 1.0322, 1.0918, 1.1385

READ CV1, CV2, CV3, CV4, C0, M

DATA 0.1586, 0.0842, 0.0596, 0.0467, 0.0181, 3.608

REDIM Y(NS), UI(NS), FR(NS), CF(NS), CC(NS)

REDIM C(NS \* 6), Z(NS \* 6), U(NS \* 6), V(NS \* 6)

KT = 2 \* (1 + KL ^ 2) ^ .5

AR = BA \* Y0 + KL \* Y0 ^ 2

V0 = Q / AR

U1 = CU1 \* V0

U2 = CU2 \* V0

U3 = CU3 \* V0

U4 = CU4 \* V0

U5 = CU5 \* V0

E0 = Y0 + V0 ^ 2 / 19.62

R0 = AR / (BA + KT \* Y0)

F = V0 / (9.81# \* Y0) ^ .5

N0 = .012 \* F ^ .176

FOR L = 1 TO NS

YS = Y0

YI = 0

270 YM = (YS + YI) / 2

AR = BA \* YM + KL \* YM ^ 2

```

W = Q / AR
R = AR / (BA + KT * YM)
E = YM + W ^ 2 / 19.62
F = W / (9.81# * YM) ^ .5
N = .012 * F ^ .176
VM = (W + V0) / 2
RM = ((R + R0) / 2) ^ (2 / 3)
NM = (N + N0) / 2
PF = DX * (VM * NM / RM) ^ 2
IF ABS(E0 + DZ - E - PF) < .001 THEN 440
IF (E0 + DZ) > (E + PF) THEN 420
YI = YM
GOTO 270
420 YS = YM
GOTO 270
440 UI(L) = W
Y(L) = YM : PRINT L, Y(L)
FR(L) = F
CC(L) = C0 * F ^ M
E0 = E
R0 = R
Y0 = YM
V0 = W
N0 = N
NEXT L

S1 = 0
FOR L = 1 TO NS
  S1 = S1 + UI(L)
NEXT L

UM = S1 / NS

K = 0
FOR i = 1 TO NS * 5 - 4 STEP 5
  U(i) = CU1 * UI(i - K)
  V(i) = CV1 * UI(i - K)
  K = K + 4
NEXT i

K = 0
FOR i = 2 TO NS * 5 - 3 STEP 5
  U(i) = CU2 * UI(i - 1 - K)
  V(i) = CV2 * UI(i - 1 - K)
  K = K + 4
NEXT i

K = 0
FOR i = 3 TO NS * 5 - 2 STEP 5
  U(i) = CU3 * UI(i - 2 - K)
  V(i) = CV3 * UI(i - 2 - K)
  K = K + 4
NEXT i

K = 0
FOR i = 4 TO NS * 5 - 1 STEP 5
  U(i) = CU4 * UI(i - 3 - K)
  V(i) = CV4 * UI(i - 3 - K)

```

```

K = K + 4
NEXT i

K = 0
FOR i = 5 TO NS STEP 5
  U(i) = CU5 * U(i - 4 - K)
  K = K + 4
NEXT i

QQ = BE * Q / (BA * UM)

' Empieza ciclo

T = 1

960 KC = CC(1)
NU = C(1) + U1 * C1 / UM + 15 * QQ / (6 * Y(1))
Z(1) = NU / (1 + U(1) / UM + 5 * V(1) * DX / (KC * UM * Y(1)))

KC = CC(2)
NU = C(6) + U(1) * Z(1) / UM + 10 * QQ / (6 * Y(2))
Z(6) = NU / (1 + U(6) / UM + 5 * V(6) * DX / (KC * UM * Y(2)))

KC = CC(3)
NU = C(11) + U(6) * Z(6) / UM + 5 * QQ / (6 * Y(3))
Z(11) = NU / (1 + U(11) / UM + 5 * V(11) * DX / (KC * UM * Y(3)))

KC = CC(1)
NU = C(2) + U2 * C2 / UM + 5 * V(1) * Z(1) * DX / (KC * UM * Y(1))
Z(2) = NU / (1 + U(2) / UM + 5 * V(2) * DX / (KC * UM * Y(1)))
NU = C(3) + U3 * C3 / UM + 5 * V(2) * Z(2) * DX / (KC * UM * Y(1))
Z(3) = NU / (1 + U(3) / UM + 5 * V(3) * DX / (KC * UM * Y(1)))
NU = C(4) + U4 * C4 / UM + 5 * V(3) * Z(3) * DX / (KC * UM * Y(1))
Z(4) = NU / (1 + U(4) / UM + 5 * V(4) * DX / (KC * UM * Y(1)))
NU = C(5) + U5 * C5 / UM + 5 * V(4) * Z(4) * DX / (KC * UM * Y(1))
Z(5) = NU / (1 + U(5) / UM)

K = 12
FOR i = 16 TO NS * 5 - 4 STEP 5
  KC = CC(i - K)
  Z(i) = (C(i) + U(i - 5) * Z(i - 5) / UM) / (1 + U(i) / UM + 5 * V(i) * DX / (KC * UM * Y(i - K)))
  K = K + 4
NEXT i

K = 4
FOR i = 7 TO NS * 5 - 3 STEP 5
  KC = CC(i - 1 - K)
  NU = C(i) + U(i - 5) * Z(i - 5) / UM + 5 * V(i - 1) * Z(i - 1) * DX / (KC * UM * Y(i - 1 - K))
  Z(i) = NU / (1 + U(i) / UM + 5 * V(i) * DX / (KC * UM * Y(i - 1 - K)))
  K = K + 4
NEXT i

K = 4
FOR i = 8 TO NS * 5 - 2 STEP 5
  KC = CC(i - 2 - K)
  NU = C(i) + U(i - 5) * Z(i - 5) / UM + 5 * V(i - 1) * DX * Z(i - 1) / (KC * UM * Y(i - 2 - K))
  Z(i) = NU / (1 + U(i) / UM + 5 * V(i) * DX / (KC * UM * Y(i - 2 - K)))
  K = K + 4

```

```

NEXT i

K = 4
FOR i = 9 TO NS * 5 - 1 STEP 5
  KC = CC(i - 3 - K)
  NU = C(i) + U(i - 5) * Z(i - 5) / UM + 5 * V(i - 1) * DX * Z(i - 1) / (KC * UM * Y(i - 3 - K))
  Z(i) = NU / (1 + U(i) / UM + 5 * V(i) * DX / (KC * UM * Y(i - 3 - K)))
  K = K + 4
NEXT i

K = 4
FOR i = 10 TO NS STEP 5
  KC = CC(i - 4 - K)
  NU = C(i) + U(i - 5) * Z(i - 5) / UM + 5 * V(i - 1) * Z(i - 1) * DX / (KC * UM * Y(i - 4 - K))
  Z(i) = NU / (1 + U(i) / UM)
  K = K + 4
NEXT i

FOR i = 1 TO NS
  'IF i = 105 AND T = 180 THEN STOP
  C(i) = Z(i)
NEXT i

IF INT(T / 180) - T / 180 = 0 THEN
  K = 24
ELSE
  T = T + 1
  IF INT(T / 20) - T / 20 = 0 THEN PRINT T
  GOTO 960
END IF

FOR L = 7 TO NS
  CF(L) = 1.5 * C(L + K) - .5 * C(L + K + 1)
  IF SGN(CF(L)) = -1 THEN
    CF(L) = 0
  ELSE
    IF CF(L) > 100 THEN CF(L) = 100
  END IF
  K = K + 4
NEXT L

LOCATE 25, 35
PRINT ""Hay muere?";
VIEW PRINT 4 TO 24
FOR L = 7 TO NS STEP 20
  FOR i = L TO L + 19
    PRINT "CF("; i; ")=";
    PRINT USING "###.### "; CF(i);
    PRINT "FR("; i; ")=";
    PRINT USING "###.### "; FR(i);
    PRINT "Y("; i; ")=";
    PRINT USING "###.### "; Y(i)
  NEXT i
  DO: a$ = INKEY$: LOOP UNTIL a$ <> ""
  IF UCASE$(a$) = "S" THEN EXIT FOR
NEXT L

FOR L = 1 TO 441 STEP 40

```

```
FOR i = L TO L + 19
  PRINT "C("; i; ")=";
  PRINT USING "##.### "; C(i);
  PRINT "C("; i + 20; ")=";
  PRINT USING "##.### "; C(i + 20)
NEXT i
DO: a$ = INKEY$: LOOP UNTIL a$ <> ""
IF UCASE$(a$) = "S" THEN EXIT FOR
NEXT L
```

```
FOR L = 481 TO 500
  PRINT "C("; L; ")="; C(L)
NEXT L
```

```
DO: a$ = INKEY$: LOOP UNTIL a$ <> ""
T = T + 1
GOTO 960
END
```