



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

29  
51

"Tránsito de avenidas por vasos, utilizando microcomputadoras"

T E S I S

Que Para Obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

Presenta:

Efraín Cruz Martínez

1 9 8 4



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis 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.

# I N D I C E

	Página
INTRODUCCION.....	1
1. NATURALEZA DEL PROBLEMA.....	5
1.1 Clasificación de estructuras y el tipo de evento asociado a su diseño.....	5
1.2 Ubicación del problema hidrológico.....	9
1.3 Análisis de los escurrimientos.....	14
1.4 Análisis de lluvias ligadas a períodos de retorno.....	24
1.5 Precipitación máxima probable.....	29
1.6 Relación lluvia-escurrimiento.....	38
1.7 Modelo lluvia-escurrimiento.....	43
1.8 Integración de eventos hidrológicos.....	50
2. ANALISIS DEL TRANSITO DE AVENIDAS POR VASOS.....	58
2.1 Introducción.....	58
2.2 Ecuación de continuidad.....	59
2.3 Método semigráfico.....	63
2.4 Método numérico.....	69
3. PROGRAMA DE COMPUTO.....	72
3.1 Objeto del programa.....	72
3.2 Hardware y software requerido.....	73
3.3 Descripción del programa.....	73
3.4 Preparación de datos de entrada.....	77
3.5 Datos de prueba y ejemplo de salida.....	86
4. COMPARACION Y ANALISIS DE RESULTADOS DEL METODO TRADICIONAL Y EL PROPUESTO.....	108
4.1 Antecedentes.....	108

	Página
4.2 Descripción general del proyecto.....	108
4.3 Información básica utilizada.....	109
4.4 Simulaciones del tránsito de la avenida.....	110
4.5 Comparación y análisis de resultados.....	118
CONCLUSIONES.....	122
APENDICE A: MEMORIA DEL PROGRAMA GEN1.....	124
APENDICE B: FORMATOS PARA VACIADO DE DATOS.....	142
BIBLIOGRAFIA.....	147

## INTRODUCCION

Debido a que el agua es un recurso vital para los seres vivos, a lo largo de las orillas de los ríos y lagos se han establecido la mayoría de asentamientos tanto habitacionales como productivos y ahí se han desarrollado las principales culturas de la humanidad. Además, por lo general, estas tierras presentan mayor fertilidad para la realización de actividades agrícolas y, debido a que comúnmente son planas, facilitan el desarrollo urbano. Sin embargo, la naturaleza no proporciona tales ventajas sin poner cierto precio a las mismas. Los ríos y arroyos que atraen la colonización periódicamente presentan avenidas, en las que abandonan sus cauces para cobrar sus cuotas en bienes y, ocasionalmente, en vidas humanas.

El hombre puede optar, ya sea por establecerse en las llanuras de inundación como si no existiera el peligro y sufrir daños periódicos; ubicarse de tal manera que resulte menos susceptible a los daños; colonizar otros sitios menos favorables, fuera de la llanura de inundación; o bien llevar a cabo obras para confinar esas inundaciones. Hasta hoy, estas cuatro alternativas han sido adoptadas por el hombre en diversos grados, aunque casi siempre se ha elegido una de las tres primeras. A medida que se desarrolla y puebla una región, los daños debidos a los desbordamientos son mayores, y por lo tanto, se tiende a protegerse contra las inundaciones ya sea mediante la erección de bordos perimetrales a construcciones de importancia, bordos longitudinales a lo

largo de una o ambas márgenes de un río, desvíos permanentes por medio de cauces de alivio, presas de almacenamiento o presas rompe-picos.

Por otro lado, en muchas regiones ocurre, que si bién las fuentes naturales de agua son abundantes para atender las necesidades de los usuarios durante la época de avenidas, aquellas se reducen notablemente o se agotan al llegar al estiaje, estableciéndose así fuertes limitaciones en el abastecimiento para fines de consumo humano, agrícola o industrial. Surge de ahí la aguda necesidad de acumular las aguas excedentes en la época de abundancia para ser utilizadas en la época de escasez.

Esta acumulación de los excedentes, se logra mediante la construcción de embalses, en áreas con topografía favorable que permita almacenar las aguas, y así compensar o equilibrar el flujo natural y la demanda durante un período determinado.

En las regiones áridas de la República Mexicana, el almacenamiento artificial se utiliza principalmente para riego, y en las húmedas para generación de energía eléctrica. En otras regiones que tienen agua en abundancia dicho almacenamiento se utiliza con propósitos múltiples, con el objeto de lograr una regulación del agua que permita la generación de energía y el control de inundaciones, así como el riego, que en ocasiones es solamente suplementario.

En el diseño de las presas de almacenamiento, es necesario considerar la ocurrencia de avenidas de magnitud extraordinaria, eventos estos - que, por su reducida probabilidad de ocurrencia anual, no pueden ser aprovechados para los propósitos que persigue dicha obra. Estas avenidas, al presentarse en un vaso, pueden provocar que el nivel del agua sobrepase la elevación de la cortina, poniendo en peligro la estabilidad de la estructura y acarreando - con ello graves consecuencias tanto para la presa, como para las vidas y bienes materiales localizadas aguas abajo de la misma.

Debido a lo anterior, las presas de almacenamiento, llevan intrínseca a ellas, las obras de excedencias o vertedor de demasías, cuyo objetivo es permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes a los de aprovechamiento. Estas obras, se deben concebir como verdaderas válvulas de seguridad ya que ha habido muchas fallas, motivadas por su insuficiente capacidad de descarga.

Este aspecto reviste singular importancia en nuestro país, debido a que está situado dentro del campo de influencia de los ciclones, los cuales provocan lluvias intensas que generan grandes avenidas.

Este trabajo, está enfocado a desarrollar y presentar un programa de cómputo para realizar la simulación del tránsito de avenidas por un vaso, el programa da como resultado la información necesaria para la determina---ción de la capacidad de la obra de excedencias. Así mismo, se presenta un - -

resumen de la metodología usual para la determinación del gasto de diseño y la forma del hidrograma de la avenida asociada al mismo, datos necesarios para poder realizar la simulación.

Además, debido a que actualmente las microcomputadoras tienen cada vez mayor auge mundial, especialmente en países como el nuestro donde los recursos económicos son escasos, y que la mayoría de ellas tienen como soporte principal el lenguaje BASIC. El programa de cómputo, objeto principal de esta tesis, se realizó para ser procesado en un microcomputador Hewlett-Packard - modelo HP-9845B, en lenguaje BASIC.

## CAPITULO I

### NATURALEZA DEL PROBLEMA

#### 1.1 ) Clasificación de estructuras y el tipo de evento asociado a su diseño

Desde el punto de vista de la asignación del evento de diseño, - las estructuras se pueden dividir en menores y mayores. Dentro de las estructu ras menores se tienen los puentes, alcantarillas, sistemas de drenaje, bordos, desvíos y presas pequeñas, correspondiendo a las estructuras mayores las presas intermedias y grandes.

Dado el número de factores a considerar, es difícil clasificar - una presa, ya que ésta depende de la ubicación del embalse, desarrollos actua-- les y futuros aguas abajo del embalse, características físicas del sitio, etc. Fundamentalmente, se puede decir que su clasificación depende de la magnitud - del daño que se produciría en caso de una falla. En el Cuadro ( 1.1.1 ) se - muestra una clasificación, relacionando la magnitud de la obra con el potencial de falla.

De acuerdo con esta clasificación, a continuación se asigna el - período de retorno del evento hidrológico requerido para el diseño de las es--- tructuras hidráulicas antes mencionadas, entendiéndose por período de retorno,  $T_r$ , de un evento hidrológico de magnitud dada, al intervalo promedio de tiempo

CUADRO ( 1.1.1 )

CLASIFICACION DE PRESAS

CATEGORIA	ALMACENAMIENTO -hm <sup>3</sup> -	ALTURA -m-	PERDIDAS DE VIDAS	D A Ñ O S
Grande	>60	>18	Considerables	Catastróficas
Intermedia	1.2 a 60	12 a 30	Pequeña	5 a 10 veces el costo de la presa
Pequeña	<1.2	<15	Ninguna	Mismo orden de -- magnitud que el -- costo de la presa

dentro del cual, dicho evento puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en dicho promedio.

Si la estructura se diseña con una avenida con gasto máximo de período de retorno igual a  $T_r$  años, la probabilidad de falla o riesgo de que el evento sea sobrepasado durante la vida útil de la estructura sería

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n$$

donde

$P$  Probabilidad de tener al menos una falla durante la vida útil de la estructura

$T_r$  Período de retorno del gasto de diseño, en años.

$n$  Vida útil de la estructura, en años

De lo anterior se tiene, que la asignación de un período de retorno a un evento hidrológico para realizar el diseño de una obra —si se acepta que la vida útil es constante— es función directa del riesgo que se tenga durante su vida operacional, de que se presente un evento mayor al de diseño. Para cuantificar dicho riesgo, se requiere tener en cuenta, costo de la obra, daños que se pueden tener al presentarse una falla, costo de mantenimiento y riesgos de pérdidas de vidas humanas.

De ser posible cuantificar los daños tanto humanos como materiales, aunque sea aproximadamente —en presas pequeñas o medianas en que el daño causado por una falla, no sea catastrófico—, entonces el costo esperado por falla sería aproximadamente

$$\bar{C} = P D$$

donde

$\bar{C}$  Costo esperado debido a una posible falla

D Costo del daño en caso de falla, incluyendo el costo de la presa

El período de retorno para el diseño se selecciona de manera de minimizar la función

$$CT = \bar{C} + CC$$

donde

CT Costo esperado total

$\bar{C}$  Costo esperado del daño por la falla de la estructura

## CC Costo de construcción de la obra de excedencias

En caso de que el daño no sea catastrófico pero no pueda valorarse, pueden utilizarse las siguientes recomendaciones para determinar la avenida de diseño.

- i) Para presas intermedias, se calculará la relación lluvia-escorrentamiento basada en la tormenta más severa registrada en el pasado, maximizada por punto de rocío o período de retorno de 1000 años y duración mínima de la tormenta de 6 horas.
- ii) Para presas pequeñas, se utilizará un período de retorno de 50 a 100 años.

En presas grandes, cuya falla por rebasamiento resultaría catastrófica, se recomienda calcular dos avenidas de diseño: la primera, con un período de retorno finito —usualmente 10 000 años—, calculada con algún método estadístico —Gumbel, Nash, Pearson, etc— y la segunda calculada a partir de la precipitación máxima probable ( PMP ).

### 1.2 ) Ubicación del problema hidrológico

La metodología a seguir para obtener la avenida de diseño de las estructuras hidráulicas depende de la información disponible en la región, -

de la cuenca en estudio y de sus características.

Para ello, la República Mexicana cuenta con una red de estaciones hidrométricas y climatológicas controladas principalmente por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, y en parte por la Comisión Federal de Electricidad y la Comisión Internacional de Límites y Aguas.

Con el mismo fin, la Subdirección de Hidrología de la SARH ha dividido el país en 37 regiones hidrológicas y tiene planos con la posición de las estaciones climatológicas e hidrométricas que se encuentran en cada una de ellas, con su nombre, años de registro y dependencia que las controla. Además de una serie de publicaciones, ha elaborado atlas climatológicos de diversas cuencas del país, así como las cartas de isoyetas medias anuales de la República Mexicana, en el período de 1931 a 1970. En el Cuadro ( 1.2.1 ) se muestran las principales publicaciones en el país, relacionadas con información hidrológica.

Respecto a la topografía de la zona que se requiera estudiar, hay planos prácticamente de todo el país —escala 1:100 000 y 1:500 000— elaborados por el Departamento Cartográfico Militar para la Comisión Internacional Coordinadora del Levantamiento de la Carta Geográfica de la República Mexicana. Además la Dirección General de Geografía —antes DETENAL— dispone de cartas escala 1:50 000 de una amplia región del país y escala 1:250 000 de todo el país.

En relación con el uso actual del suelo se dispone de planos de todo el país elaborados por Cartografía Sinóptica dependiente de la SARH y en --

CUADRO ( 1.2.1 )

INFORMACION HIDROLOGICA EN LA REPUBLICA MEXICANA

PUBLICACION	A L C A N C E	FRECUENCIA	DEPENDENCIA
Boletín Hidrológico.	Datos hidrométricos y meteorológicos del Valle de México.	Anual.	Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SARH.
Boletín del Servicio Meteorológico Nacional.	Observaciones pluviométricas y termométricas.	Mensual.	Dirección General de Geografía y Meteorología, SARH.
Boletín Hidrométrico.	Escurrimiento del río Colorado y otros ríos internacionales del oeste.	Anual.	Comisión Internacional de Límites y Aguas, - SRE.
Boletín Hidrométrico.	Datos hidrométricos y climatológicos del río Papaloapan.	Anual.	Comisión del Papaloapan, SARH.
Boletín Hidrológico.	Datos hidrométricos.	Periódica.	Comisión Federal de Electricidad.
Boletín Meteorológico.	Datos meteorológicos.	Periódica.	Comisión Federal de Electricidad.
Boletín Hidrológico.	Datos hidrométricos.	Periódica.	Subdirección de Hidrología, SARH.
Boletín Climatológico.	Datos climatológicos, Región Hidrológica No. 12-A (parcial).	Información hasta dic. de 1972.	Subdirección de Hidrología, SARH.

forma parcial por la Dirección General de Geografía. Se dispone una clasificación de uso potencial del suelo en forma parcial elaborada por la Dirección General de Geografía. Además la dirección antes mencionada dispone de fotografías aéreas de vuelos realizados a diversas escalas.

Selección del criterio a seguir.- Una vez localizada la corriente por estudiar, se requiere definir la cuenca de drenaje y conocer la localización de las estaciones climatológicas e hidrométricas dentro y en las cercanías de la misma.

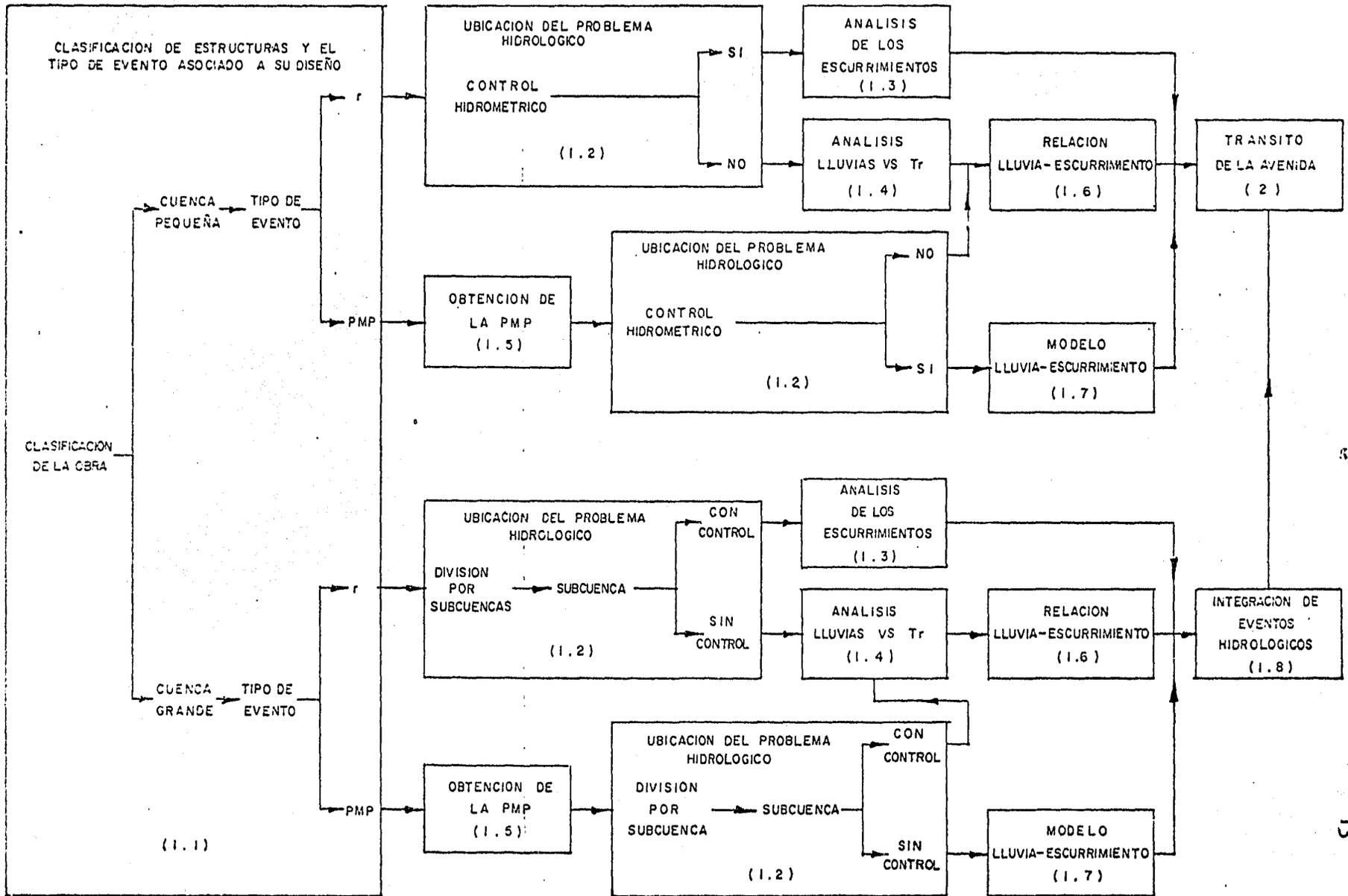
Definido el tamaño de la cuenca, se necesita considerar si ésta es pequeña o grande —aunque suele ser difícil distinguirlas considerando únicamente su tamaño—, para fines prácticos en este trabajo se acepta un área máxima de 1 500 km<sup>2</sup>, aunque suele ser usual considerarla menor.

Definido el tamaño de la cuenca y conocida la localización de las estaciones climatológicas e hidrométricas en la zona, la selección de la metodología a seguir se indica en la Figura ( 1.2.1 ). Previa a esta selección es conveniente tener en cuenta lo siguiente:

- a) Se puede aceptar que una cuenca es controlada por una estación hidrométrica, si ésta se localiza en el sitio en estudio, o bien aguas arriba o aguas abajo de dicho sitio. La localización de la estación aguas arriba deberá controlar por lo menos el 85% del área de la cuenca y aguas abajo no exceder del 15%

FIGURA (1.2.1)

SECUELA DE CALCULO PARA DEDUCIR LA AVENIDA DE DISEÑO



de ella. En estos casos, para obtener la avenida de diseño ligada a un período de retorno se realizará el análisis de los escurrimientos —inciso 1.3— y los valores obtenidos del gasto se ajustarán en proporción a las áreas de drenaje y los tiempos en base a sus características fisiográficas.

- b) En el caso de disponer de estaciones hidrométricas dentro de la cuenca en estudio pero que no satisfagan las condiciones antes indicadas, para deducir la avenida de diseño relacionada a un cierto período de retorno, la cuenca se analizará por subcuencas, empleando el criterio del análisis de los escurrimientos —planteados en el inciso 1.3 para la o las subcuencas con control y el de lluvias y relación de las mismas —incisos 1.4 y 1.6— en la o las subcuencas sin control aceptando que cada una de éstas no sea mayor de 1 500 km<sup>2</sup>. Este criterio también es válido para cuencas que no dispongan en su interior de estaciones hidrométricas.

### 1.3 ) Análisis de los escurrimientos

Una vez conocidos los gastos máximos anuales registrados por la estación hidrométrica que controla la cuenca en estudio, éstos deben analizarse para establecer la relación entre la magnitud de la avenida y su período de retorno. Los gastos máximos registrados en cada año se clasifican en orden - - -

descendente, comenzando con la mayor avenida registrada. A cada avenida anual se le asigna un período de retorno aplicando la fórmula más comunmente usada - -fórmula de Weibull-, donde

$$T_r = \frac{n+1}{m}$$

siendo

$T_r$  Período de retorno correspondiente, en años

$m$  Número de orden del gasto máximo, de acuerdo con su orden de magnitud

$n$  Número de años del registro

El período de retorno de los gastos máximos -suficientemente pequeños para haber ocurrido varias veces durante el período estudiado- pueden definirse con bastante exactitud mediante la ecuación anterior. Sin embargo, en áreas urbanas, las obras de control se proyectan generalmente para controlar - -avenidas con período de retorno mucho mayor que el registro hidrológico. El gasto máximo de estos fenómenos esporádicos se estima aplicando distribuciones estadísticas a las avenidas anuales. Como los registros hidrológicos son siempre de masiado cortos para poder escoger de manera concluyente una distribución apropiada, se han empleado diversas distribuciones.

Para lograr una mayor consistencia en la formulación de los proyectos el Plan Nacional Hidráulico y la Dirección General de Control de Ríos e -

Ingeniería de Seguridad Hidráulica de la SARH, han recomendado el uso de la distribución de valores extremos tipo I, elaborado por Gumbel.

La ecuación básica que relaciona el gasto máximo,  $X$ , con su período de retorno es

$$X = \bar{X} + K S_x$$

donde,  $\bar{X}$ , y,  $S_x$ , es la media y desviación estándar de los gastos máximos anuales registrados respectivamente y,  $K$ , es el factor de frecuencia que se incrementa con el período de retorno, con una relación funcional que depende de la distribución propuesta. Para la distribución de Gumbel Tipo I, la relación depende del tamaño de la muestra y del período de retorno que se desea estimar, como puede verse en el Cuadro ( 1.3.1 ),

El hecho que la ecuación anterior represente a una línea recta —si se grafica en un papel de probabilidades especial,  $X$  contra  $Tr$ —, no implica que los datos de la muestra que se está analizando estén sobre la línea, por lo que es necesario conocer el intervalo de confianza de los resultados obtenidos del análisis de frecuencias. Gumbel propone para calcular los intervalos de confianza con una probabilidad del 68%, lo siguiente

- i) Para el valor más grande de la muestra analizada

$$\Delta X_1 = S_x F(n)$$

CUADRO ( 1.3.1 )

FACTOR DE FRECUENCIA K

NUMERO DE AÑOS	PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS								
	5	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
15	0.967	1.703	2.632	3.321	4.005	5.586	6.266	7.843	8.522
20	0.919	1.625	2.517	3.179	3.836	5.354	6.006	7.521	8.173
25	0.888	1.575	2.444	3.089	3.728	5.207	5.842	7.317	7.952
30	0.866	1.541	2.393	3.026	3.653	5.104	5.727	7.175	7.798
35	0.850	1.515	2.356	2.979	3.598	5.027	5.642	7.069	7.683
40	0.838	1.495	2.326	2.942	3.554	4.968	5.576	6.986	7.594
45	0.828	1.479	2.303	2.913	3.519	4.920	5.522	6.920	7.522
50	0.820	1.466	2.283	2.889	3.491	4.881	5.479	6.866	7.463
55	0.813	1.455	2.267	2.869	3.467	4.848	5.442	6.820	7.414
60	0.807	1.446	2.253	2.852	3.446	4.820	5.410	6.781	7.371
65	0.800	1.438	2.241	2.837	3.428	4.795	5.383	6.747	7.334
70	0.797	1.430	2.230	2.824	3.413	4.774	5.359	6.717	7.302
75	0.793	1.424	2.220	2.812	3.499	4.755	5.338	6.691	7.274
80	0.790	1.419	2.213	2.802	3.387	4.738	5.319	6.668	7.249
85	0.787	1.414	2.205	2.793	3.376	4.724	5.303	6.647	7.226
90	0.784	1.409	2.199	2.784	3.366	4.710	5.287	6.628	7.205
95	0.781	1.405	2.192	2.777	3.357	4.697	5.273	6.611	7.186
100	0.779	1.401	2.187	2.770	3.349	4.686	5.261	6.595	7.170

donde  $S_x$  es la desviación estándar de la muestra y  $F(n)$  es función del tamaño de la muestra  $n$ , Figura ( 1.3.1 ).

ii) Para el segundo valor más grande

$$\Delta X_2 = \frac{0.661 (n+1)}{n-1} \Delta X_1$$

iii) Para otros valores de la muestra

$$\Delta X = \frac{0.877}{n} \Delta X_1 F(Tr)$$

los valores de  $F(Tr)$ , si  $Tr \leq 10$  años, se encuentran en la gráfica de la Figura ( 1.3.2 ), para valores de  $Tr$  mayores, se tiene que

$$F(Tr) = Tr^{0.5}$$

iv) Para extrapolar a valores mayores al máximo de la muestra, el intervalo de confianza se considera constante e igual a  $\Delta X_1$ .

Cuando el período de retorno de un evento hidrológico a determinar es considerablemente mayor que la longitud del registro disponible, se requiere extrapolar la distribución obtenida de los datos, Chow recomienda dicha extrapolación dentro de los límites de 3 a 4 veces el período de registro como aceptable. Sin embargo, en caso de rebasar este límite se recomienda apoyar el

FIGURA (1.3.1)

RELACION ENTRE  $n$  Y  $F(n)$

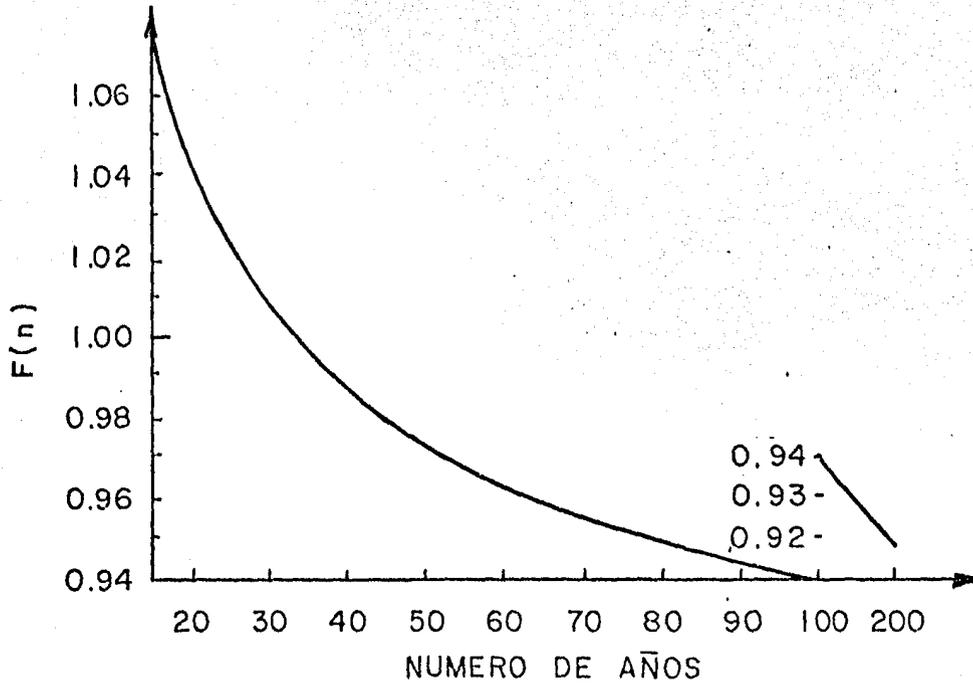
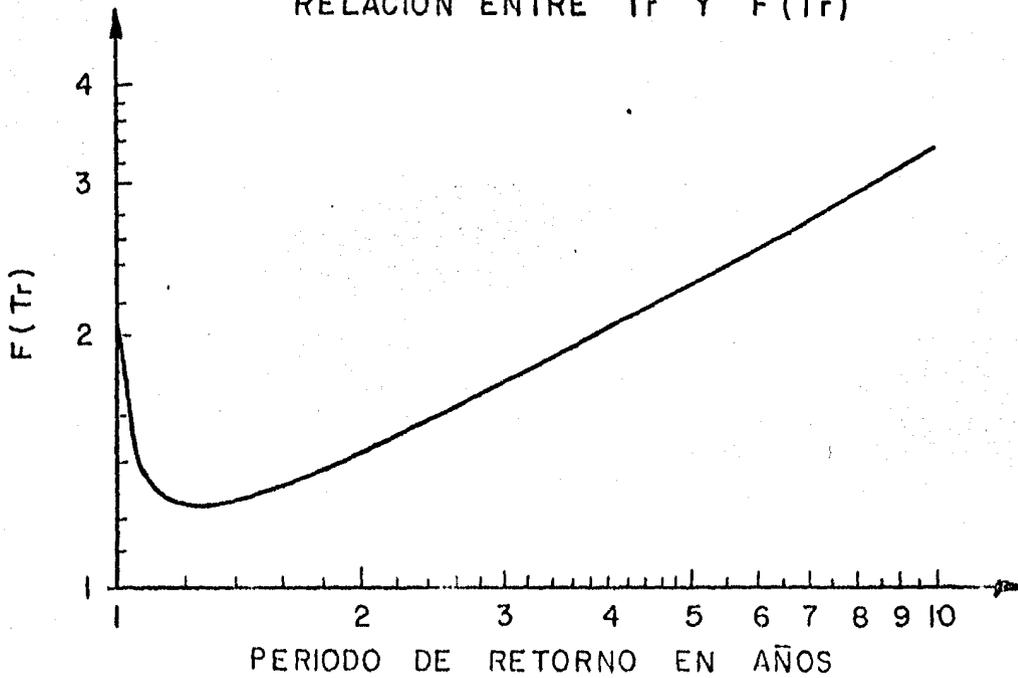


FIGURA (1.3.2)

RELACION ENTRE  $T_r$  Y  $F(T_r)$



análisis en la regionalización propuesta en el inciso 1.8.

Análisis de los hidrogramas. - Al aplicar el criterio estadístico a los escurrimientos de un río para deducir el gasto máximo, se puede conocer la avenida relacionada con dicho gasto, a través de un análisis de los hidrogramas de las avenidas que han producido los gastos máximos anuales.

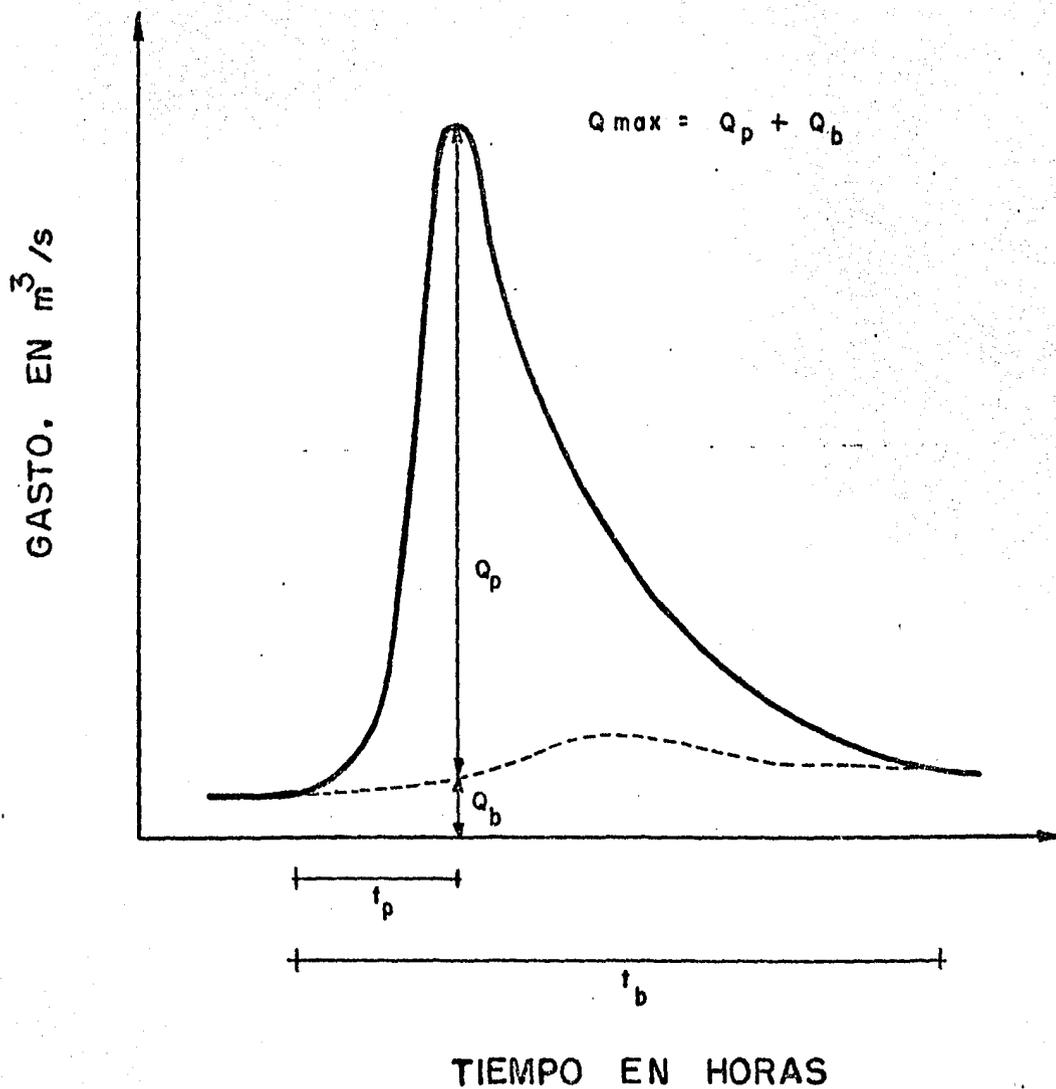
El proceso involucra primero analizar los hidrogramas de las avenidas que originaron los gastos máximos anuales, para ello se determinan sus características principales que son el gasto máximo, de pico y base, así como el tiempo base y de pico, los cuales están representados en la Figura ( 1.3.3 ).

Con el fin de constatar las relaciones que pueden existir entre las diversas características de los hidrogramas, y de disponer alguna forma para determinar el hidrograma con solo conocer el gasto máximo, se requiere deducir los hidrogramas adimensionales del escurrimiento directo de cada avenida registrada. Para ésto, los gastos del escurrimiento directo de cada avenida se dividen entre su gasto de pico correspondiente, y las abscisas del tiempo entre su tiempo de pico.

De esta forma, se deducen hidrogramas adimensionales con un punto común,  $Q/Q_p = 1.0$  y  $t/t_p = 1.0$ . En general cuando esto se realiza, las gráficas resultantes presentan una gran diversidad de formas, en especial las curvas de vaciado, lo que indica que no hay una relación lineal única entre todos los hidrogramas. Sin embargo, se puede indicar que un hidrograma adimensional - - -

FIGURA (1.3.3)

## HIDROGRAMA DE UNA TORMENTA AISLADA



$Q_{\text{max}}$	Gasto máximo, en $\text{m}^3/\text{s}$
$Q_p$	Gasto directo o de pico, en $\text{m}^3/\text{s}$
$Q_b$	Gasto base, en $\text{m}^3/\text{s}$
$t_p$	Tiempo pico, en horas
$t_b$	Tiempo base, en horas

promedio de los analizados, proporciona una buena información.

Una vez conocido el hidrograma adimensional medio se puede de terminar la avenida si se conoce el gasto de pico y tiempo de pico. Como el - gasto máximo es el único dato obtenido del análisis estadístico de los gastos máximos anuales, se requiere encontrar una relación entre éste y sus gastos y tiempos de pico. También se necesita conocer el gasto base, pues interesa la avenida total y no sólo la del escurrimiento directo.

Las ecuaciones más comunes que se deducen\* son del tipo

$$\text{Log } Q_b = a + b Q_{\text{max}} \quad ( 1.3.1 )$$

$$t_p = c Q_{\text{max}}^d \quad ( 1.3.2 )$$

expresiones que permiten encontrar las características del hidrograma correspondiente a un gasto máximo, previa determinación de los parámetros de ajuste a, b, c y d. Para evaluar dichos parámetros con apoyo a la información disponible, a cada una de estas ecuaciones se le puede dar un tratamiento de mínimos cuadrados, ya que cualesquiera de las ecuaciones anteriores se puede representar a través de una ecuación lineal.

Una vez analizados los datos, para conocer la avenida se procede de la siguiente manera

---

\* R. Springall "Determinación de la avenida máxima conocido el gasto máximo - deducido por métodos estadísticos", IV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxtepec, Morelos, México ( 1970 )

- a) Para el período de retorno que se desee, y utilizando el método de Gumbel se determina el gasto máximo de diseño,  $Q_{max}$ .
- b) Se obtienen las características de los hidrogramas que generaron los gastos máximos anuales.
- c) Se deduce el hidrograma adimensional medio.
- d) Conocido el gasto máximo, se determina de las Ecuaciones (1.3.1) y (1.3.2), o las que resulten más adecuadas, los valores de tiempo de pico y el gasto base.
- e) Se determina el gasto de pico, restándole al gasto máximo el --  
gasto base.
- f) Conocido el gasto y tiempo de pico, con apoyo en el hidrograma adimensional, se determina el hidrograma del escurrimiento di--  
recto.
- g) Al hidrograma del escurrimiento directo deducido en el paso anterior se le agrega el gasto base, el que se considera constante durante todo el tiempo base, obteniendo así la avenida para ese gasto máximo,

#### 1.4 ) Análisis de lluvias ligadas a períodos de retorno

En cuencas pequeñas sin información hidrométrica, el análisis hidrológico se estructura a través de un análisis regional de lluvias que involucra conocer la frecuencia de éstas, su distribución y su relación con el escurrimiento. Lo anterior se logra, deduciendo las curvas intensidad-duración-período de retorno para las estaciones climatológicas con pluviógrafo y las curvas de altura de precipitación máxima en 24 horas-período de retorno para las estaciones con pluviómetro. Estas últimas, permiten la distribución de las tormentas puntuales analizadas en los pluviógrafos a la cuenca en estudio y definir el modelo de tormenta.

Curvas intensidad-duración-período de retorno.- El análisis de estas curvas permite tener un conocimiento de la variación de las características de la intensidad o de la precipitación con respecto a su frecuencia de incidencia, y se requiere conocer la curva masa de las tormentas que se estén estudiando.

Conocida la curva masa de las tormentas, se determina el máximo incremento de altura de intensidad de lluvia tenido en un cierto intervalo constante de tiempo, de esta manera, se dispone de un grupo de intensidades para cada duración de lluvia, las cuales deberán ordenarse en forma decreciente para asignarle su período de retorno.

Para evaluar las curvas intensidad-duración-período de retorno, se requiere obtener la ecuación de mejor ajuste entre los diversos grupos de valores de la intensidad de lluvia, su duración y su período de retorno. Cabe indicar que el tipo de ecuación más usual corresponde a la forma

$$i = \frac{k Tr^m}{d^n} \quad (1.4.1)$$

donde

- i Intensidad de la lluvia; en mm/h
- Tr Período de retorno, en años
- d Duración de la intensidad, en h
- k,m,n Parámetros de la ecuación

Tomando logaritmos, la ecuación anterior se transforma en

$$Y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2$$

donde

$$Y = \log i \quad x_1 = \log Tr \quad x_2 = \log d$$

$$a_0 = \log k \quad a_1 = m \quad a_2 = -n$$

Los parámetros  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$  se calculan mediante un ajuste de correlación lineal múltiple.

Curvas de altura de precipitación máxima en 24 h-periodo de retorno. - Es un caso particular del anterior y se realiza con información de estaciones climatológicas con pluviómetros. Una vez recabada la información, los valores de altura de precipitación máxima anual con duración en 24 h se ordenan de mayor a menor y se deducen sus períodos de retorno correspondiente. - Con lo anterior se plantea una ecuación del tipo

$$hp = a + b \log Tr$$

donde

- hp    Altura de lluvia máxima anual en 24 h, en mm
- Tr    Período de retorno, en años
- a,b    Parámetros de ajuste

Los parámetros a y b se deducen mediante un ajuste por mínimos cuadrados. De esta manera, es posible conocer en cada estación con pluviómetro su altura de lluvia para un período de retorno cualesquiera y por ende su distribución en el área de estudio, a través de su plano de isoyetas.

Modelo de tormenta. - Para definir el modelo de la tormenta se acepta que las ecuaciones deducidas de la información recabada en los pluviógrafos son representativas de la distribución en el tiempo de las tormentas de la región y que la distribución en el área está dada por el proceso de la información de los pluviómetros y pluviógrafos.

Dado el período de retorno de diseño, la Ecuación ( 1.4.1 ) deducida para cada pluviógrafo "j" se puede expresar como

$$h_{p_j} = c_j d^{(1-n_j)}$$

en donde

$$h_p = i, d ; C = k Tr^m$$

como cada pluviógrafo controla un porcentaje de la cuenca en estudio —se puede determinar de acuerdo con los polígonos de Thiessen—, la altura de lluvia media sería igual a

$$h_{p_{m,d}} = \sum_{j=1}^n th_j c_j d^{(1-n_j)} \tag{ 1.4.2 }$$

$h_{p_{m,d}}$  Altura de lluvia media en la cuenca ligada a una duración de tormenta d

$th_j$  Por ciento del área de la cuenca controlada por la estación j

n Número de pluviógrafos

La altura de lluvia en la cuenca, deducida por la ecuación anterior, se requiere ajustar de acuerdo con el plano de isoyetas correspondientes al período de retorno deducido con apoyo al análisis de las estaciones con pluviómetro y con pluviógrafo. Del plano de isoyetas se deduce la lluvia media en

la cuenca para una duración de 24 horas como

$$hp_m = \frac{\sum_{i=1}^s hp_i A_i}{A}$$

donde

A Area total de la cuenca

$A_i$  Area limitada entre dos isoyetas consecutivas y los extremos de la cuenca

$hp_i$  Precipitación promedio entre dos isoyetas

s Número de franjas entre isoyetas dentro de la cuenca

Analogamente con la Ecuación ( 1.4.2 ), si  $d = 24$  h se deduce una altura de lluvia media en la cuenca para una duración en 24 horas  $hp_{m,24}$  obtenida con apoyo a la información pluviográfica y el método de Thiessen. Si se acepta que la información deducida del plano de isoyetas es la correcta; la altura de lluvia media de la cuenca es

$$\{hp_{m,d}\}_{ajustada} = \frac{hp_m}{hp_{m,24}} hp_{m,d} \quad ( 1.4.3 )$$

Para determinar el tiempo de duración de la tormenta se considera igual al tiempo de concentración del escurrimiento en la cuenca en estudio, el cual se valúa como

$$t_c = 0.00505 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad ( 1.4.4 )$$

en donde

L Longitud del cauce principal, en m

S Pendiente media del cauce, en porcentaje

$t_c$  Tiempo de concentración, en horas

Con apoyo a la Ecuación ( 1.4.3 ) y definida la duración de la tormenta en estudio se procede a cuantificar la distribución de la altura de lluvia media correspondiente al período de retorno de diseño.

#### 1.5 ) Precipitación máxima probable

Para calcular la precipitación máxima probable, se considera que las precipitaciones extremas registradas en el pasado, son representativas de la ocurrencia de mecanismos muy eficientes de formación de tormentas, y que si no alcanzaron el rigor de la precipitación máxima posible fue porque la humedad disponible no era la máxima. De acuerdo con esto, el único factor de maximización es dicha tormenta.

Por otra parte, las tormentas extremas son fenómenos poco frecuentes, por lo que puede suceder que muy pocas o ninguna se haya presentado en la cuenca en estudio. Sin embargo, tormentas extremas que ocurrieron fuera de la cuenca pudieron presentarse en la cuenca en estudio de suscitarse algunos cambios

meteorológicos factibles. Por estas razones, es necesario incrementar la secuencia histórica de tormentas ocurridas en la cuenca mediante la transposición de otras desde la zona en que ocurrieron hasta la cuenca en estudio.

Procedimiento de cálculo. - La determinación de la tormenta de diseño se realiza mediante los pasos que se indican a continuación y sólo son aplicables a una región no orográfica —se entiende por región no orográfica — aquella en que sus características topográficas no varían en más de 700 m— con datos hidrometeorológicos.

a) Selección de duraciones críticas. - Esta se realiza considerando fundamentalmente el área de la cuenca y el volumen de la presa destinado a regular la avenida. En cuanto a la influencia del tamaño de la cuenca, ésta puede tomarse en cuenta seleccionando las tres o cuatro avenidas históricas más importantes, y analizando los registros pluviográficos de las fechas correspondientes, de esta manera se tendrá una idea aproximada del tiempo de respuesta de la cuenca y la duración mínima de una tormenta que le afecte sensiblemente.

La capacidad de regulación de la presa se toma en cuenta comparando el volumen de la mayor avenida histórica con el volumen destinado a regular avenidas en la presa; si la relación entre estos volúmenes es pequeña —menor que 0,3— la duración total de la tormenta que se utilice para el diseño deberá escogerse mayor que la correspondiente a la máxima avenida histórica. Si aún suponiendo tormentas con tres días de duración total, la capacidad de regulación de la presa sigue siendo muy importante en términos relativos, será - - - -

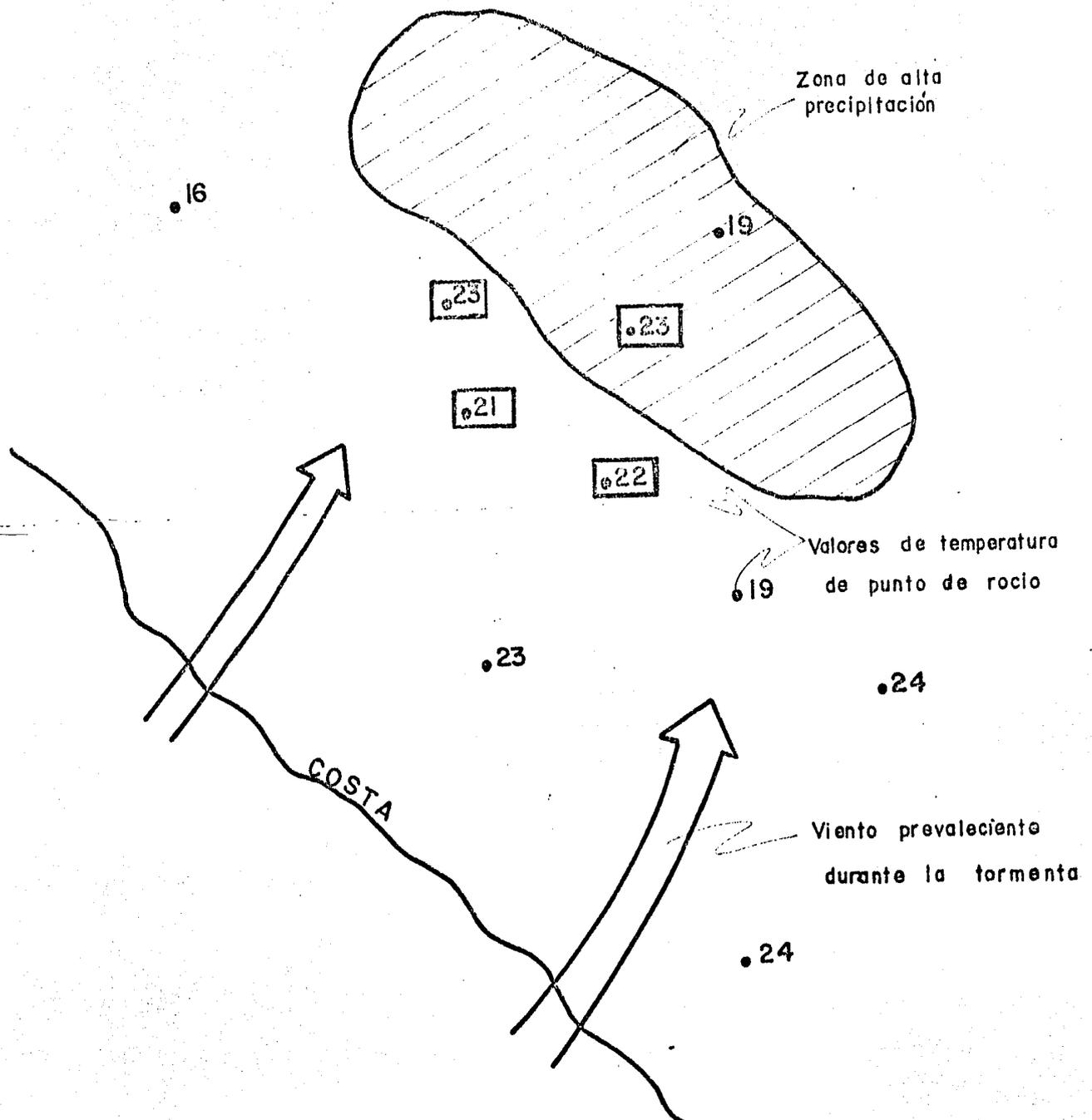
necesario utilizar para el diseño, una secuencia de tormentas,

b) Análisis de grandes tormentas ocurridas en la cuenca.- Se analiza la información histórica de grandes tormentas ocurridas en la cuenca - - se puede clasificar como grandes las diez tormentas mayores ocurridas en la - - cuenca- a fin de determinar las características típicas de las que puedan presentarse en la zona, para las duraciones seleccionadas en el punto anterior. Para cada una de ellas, debe presentarse un resumen, de ser posible que incluya -- los siguientes datos

- i) Cartas de isobaras, y en general información de características sinópticas, indicando el tipo de fenómeno meteorológico predominante.
- ii) Registros de temperaturas de punto de rocío, representativos -- del ingreso de humedad de la zona. Dado que, generalmente, este punto de rocío está fuera del área lluviosa, es preferible -- utilizar la información de puntos situados entre la fuente de -- humedad y la cuenca --Figura ( 1.5.1 )--.
- iii) Trayectorias generales del flujo en planta, velocidades medias del viento, mapas de isoyetas, curvas altura de precipitación -- área-- duración (  $h_p - A - d$  ).

FIGURA ( I. 5. 1 )

TEMPERATURAS DE PUNTO DE ROCIO REPRESENTATIVAS  
DE UNA TORMENTA



NOTA: • Valores que se tomaron como representativos

c) Análisis de grandes tormentas ocurridas en otros sitios.

Se realiza mediante la recopilación de información de tormentas ocurridas en otros sitios y sirve para reconocer el tipo de tormentas y decidir si es posible o no incluirlas, mediante algunos mecanismos de transformación, como tormentas registradas en la cuenca en estudio. Esta recopilación incluye: localización de la zona con reconocimiento topográfico, identificación de fenómenos meteorológicos, temperaturas de punto de rocío y determinación de las curvas altura de precipitación -área- duración.

d) Transposición. Debido a la poca frecuencia con que aparecen las tormentas extremas, es necesario incrementar la muestra de este tipo de fenómenos mediante la información registrada en otras zonas, lo cual se lleva a cabo, llevando al sitio de estudio, las tormentas registradas en otra zona mediante ajustes de humedad.

El procedimiento de transposición involucra el análisis meteorológico de la tormenta a ser transpuesta, la determinación de los límites de transponibilidad y la aplicación de los ajustes para hacer las modificaciones por el cambio de lugar de la tormenta.

Para determinar los límites de transponibilidad, es necesario determinar claramente donde y cuando ocurrió la precipitación más fuerte y las causas aproximadas en términos de meteorología sinóptica, delinear la región en la cual la tormenta identificada es común e importante como productora de precipitación, además definir las limitaciones topográficas.

Por lo que se refiere a ajustes de humedad, éste se determina calculando el cociente entre el agua precipitable en el lugar de origen de la tormenta y la que se tiene en la cuenca estudiada. Si el proceso solo es de transposición, se puede suponer que la temperatura de punto de rocío no cambia. Si  $h_o$  y  $h_A$  designan el agua precipitable y transpuesta, respectivamente, el factor de ajuste,  $K$ , se obtiene con

$$K = \frac{h_o}{h_A}$$

donde

- $h_o$  Agua precipitable en el punto de ocurrencia de la tormenta, para la temperatura de rocío observada
- $h_A$  Agua precipitable en la cuenca bajo estudio, para el mismo punto de rocío

El agua precipitable puede calcularse a partir de la distribución de la humedad específica en una vertical. Si, como en la mayoría de los casos, esta distribución no se conoce, se recurre a suponer que la atmósfera está saturada y que, por lo tanto, el agua precipitable depende solamente de la temperatura de rocío superficial y de la altitud del terreno y se puede calcular mediante el uso del Cuadro ( 1.5.1 ) el cual relaciona el agua precipitable entre dos niveles cualesquiera en términos de la temperatura de rocío a nivel del mar. La gráfica de la Figura ( 1.5.2 ) permite referir la temperatura de rocío en

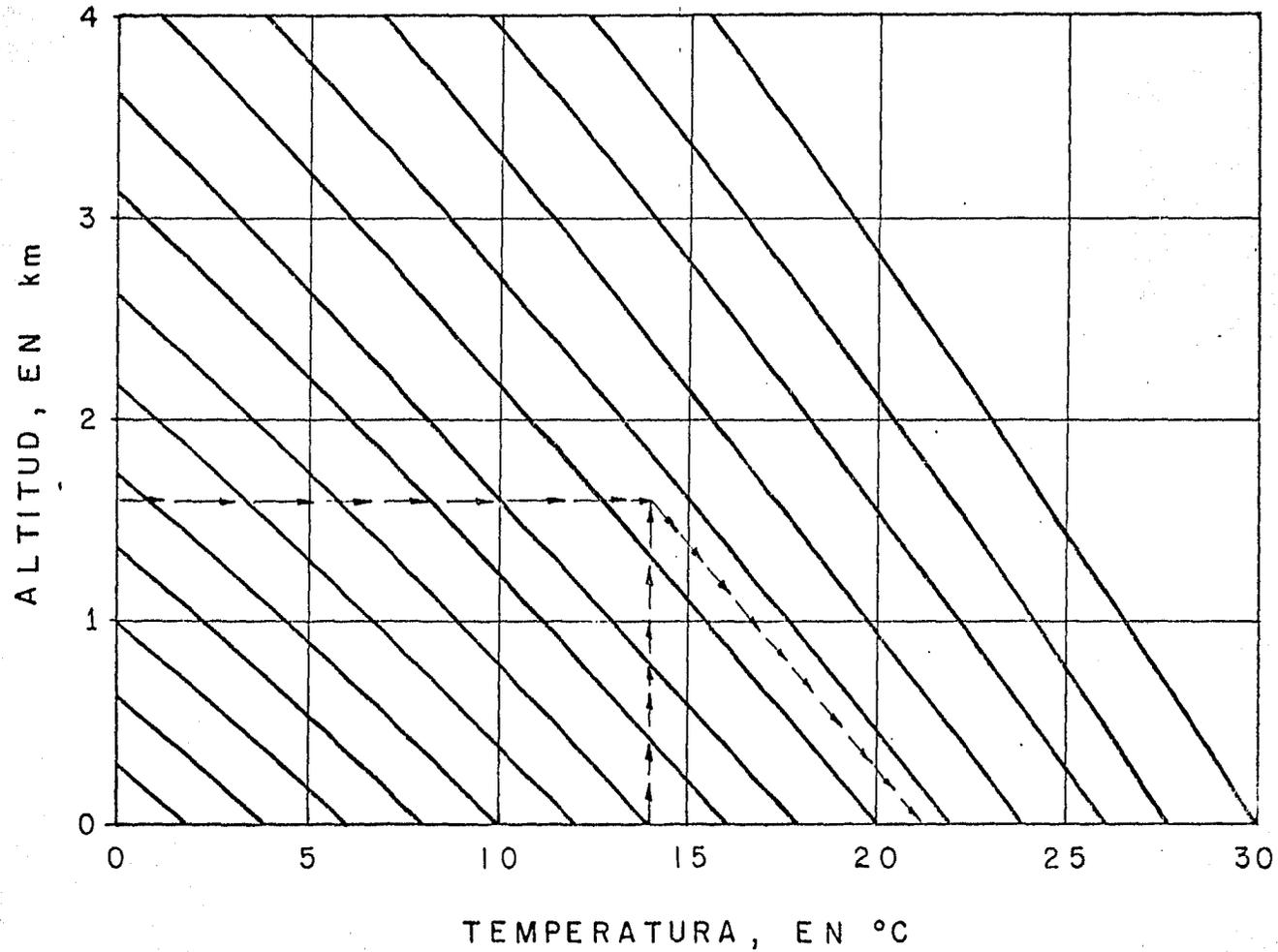
## CUADRO ( 1.5.1 )

AGUA PRECIPITABLE (mm) ENTRE LA SUPERFICIE DE  
1000 mb Y LA ALTURA INDICADA, COMO FUNCION DEL PUNTO  
DEL ROCIO (°C) A 1000 mb

ALTITUD -m-	TEMPERATURA DE ROCIO A LOS 1000 mb, EN °C						
	0	5	10	15	20	25	30
200	1	1	2	2	3	4	6
400	2	3	4	5	6	9	12
600	3	4	5	7	10	13	17
800	3	5	7	9	13	17	22
1 000	4	6	8	11	15	21	23
1 400	5	7	10	15	20	28	37
1 800	6	9	12	18	25	34	46
2 000	6	10	13	19	27	37	50
2 400	7	10	15	22	31	43	57
2 800	7	11	16	24	34	48	65
3 000	8	11	17	25	35	50	68
3 400	8	12	18	26	38	54	74
3 800	8	12	19	28	41	58	80
4 000	8	12	19	28	42	60	83
5 000	8	13	20	31	46	67	94
6 000	8	13	21	32	49	72	103
7 000	8	14	21	33	51	76	110
8 000	8	14	21	33	52	78	115
9 000	8	14	21	33	52	80	118
10 000		14	21	33	52	80	121
11 000			21	33	52	81	122
12 000				33	52	81	123
13 000					52	81	124
14 000					52	81	124
15 000						81	124

FIGURA ( 1. 5. 2.)

DIAGRAMA PARA AJUSTAR LOS VALORES DE TEMPERATURA DE PUNTO DE ROCIO, REFIRIENDOLOS AL NIVEL DEL MAR



cualquier nivel), al valor correspondiente al nivel del mar.

e) Maximización. - Consiste -cuando la maximización es in situ- en multiplicar la precipitación observada por un coeficiente de maximización igual a

$$K_M = \frac{h_M}{h_o}$$

donde

$h_M$  Agua precipitable calculada con el valor de la temperatura de rocío persistente máxima en la historia de la zona

$h_o$  Agua precipitable calculada con el valor de la temperatura de rocío persistente observada durante la tormenta

Se define la temperatura de rocío persistente para una duración dada como el máximo valor de temperatura de rocío que es igualado o excedido durante cualquier lapso contínuo de la misma duración.

f) Ajuste de las curvas  $h_p$ -A-d, y selección de la máxima. - Los valores de los coeficientes de transposición, K, y maximización,  $K_M$ , asociados a cada tormenta, se utilizan para ajustar las curvas altura de precipitación-área-duración, multiplicando las alturas de precipitación correspondientes a cada - -

área y cada duración por el producto de ambos factores --en caso de tormentas registradas en el sitio, el factor K tiene un valor unitario--. Una vez ajustadas las curvas, se selecciona la más desfavorable, tomando en cuenta la duración escogida en el paso a).

g) Determinación de los hietogramas. -- Una vez seleccionadas las tormentas más desfavorables, se construyen los hietogramas correspondientes cumpliendo con la restricción que imponen las curvas hp-A-d.

#### 1.6 ) Relación lluvia-escorrimento

Definida la tormenta de diseño --incisos 1.4 y 1.5-- se requiere conocer la relación lluvia-escorrimento necesaria para deducir la avenida de diseño; aceptando que la cuenca en estudio no dispone de control hidrométrico.

Lluvia en exceso. -- Se define como la parte de la lluvia que contribuye al escorrimento directo, siendo éste el producido por el escorrimento superficial y en menor o mayor grado por el escorrimento subsuperficial rápido.

Para tomar en cuenta el efecto de los factores que afectan directamente a la cantidad de lluvia en exceso --uso de la tierra, condición de la superficie, tipo de suelo y, cantidad y duración de la lluvia-- en cuencas naturales, se tiene el número de escorrimento, N, el cual es un coeficiente de

peso y está en función del uso del suelo y las características de éste.

Los suelos se clasifican según afecten las características del material al escurrimiento, en cuatro tipos de suelos hidrológicos A, B, C y D.

Suelo tipo A. Incluye arenas profundas con poco limo y arcilla, y a los loess muy permeables.

Suelo tipo B. Comprende a los suelos arenosos y loess, menos profundos que el del tipo A. El grupo en conjunto, tiene una infiltración superior a la media después de su completo humedecimiento.

Suelo tipo C. Incluye suelos poco profundos y los que contienen considerable cantidad de arcilla y coloides, aunque menos que los del tipo D. El grupo tiene una infiltración inferior a la media después de la presaturación.

Suelo tipo D. Comprende principalmente arcillas con alto porcentaje de hinchamiento, incluyendo también algunos suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Conocido el tipo de suelo de acuerdo a la clasificación anterior y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con el Cuadro (1.6.1), se podrá conocer el valor de  $N$ , y el valor de la lluvia en exceso puede calcularse para un tirante de lluvia dada a partir de la ecuación.

## CUADRO ( 1.6.1 )

## SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

USO DEL SUELO O COBERTURA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al vo leo) o potrero de rota ción	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

$$he = \frac{\left( hp - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{hp + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (1.6.1)$$

donde  $he$  representa a la lluvia en exceso en cm, y  $hp$  la lluvia total en cm.

Para procesar el hietograma de una tormenta, conocida la lluvia en exceso, se procede a determinar el índice de infiltración  $\emptyset$ . Para ello se aplica por tanteos la ecuación

$$he = \sum_{i=1}^n \left( hp_i - \emptyset \Delta t \right) \quad (1.6.2)$$

siendo en este caso  $he$  lluvia en exceso en mm,  $hp_i$  lluvia correspondiente al intervalo  $i$  del hietograma dado en mm,  $\emptyset$  índice de infiltración en mm/hora,  $\Delta t$  intervalo de tiempo asignado al hietograma de la tormenta en horas y  $n$  número de intervalos del hietograma

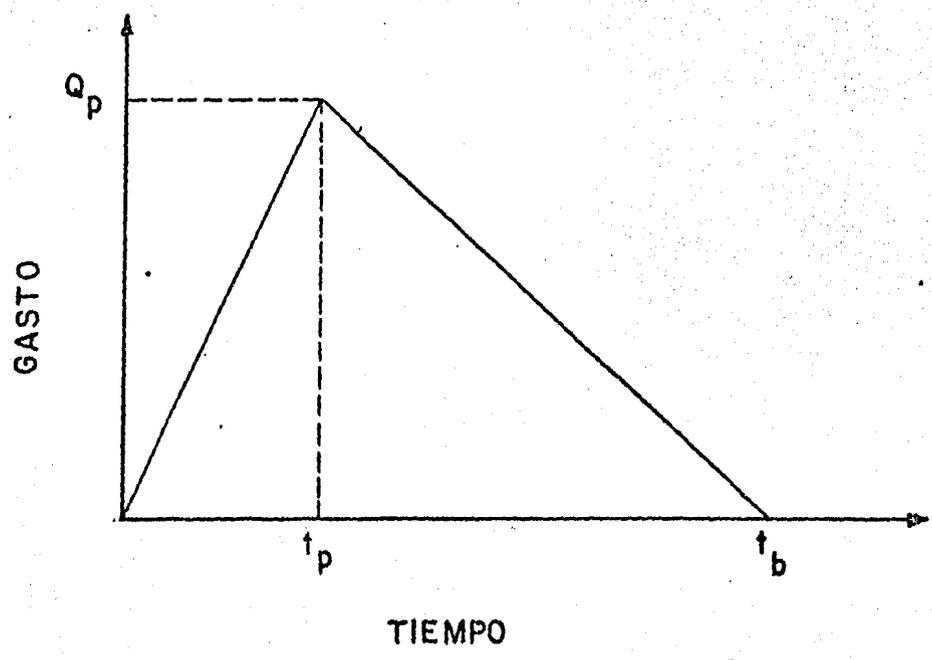
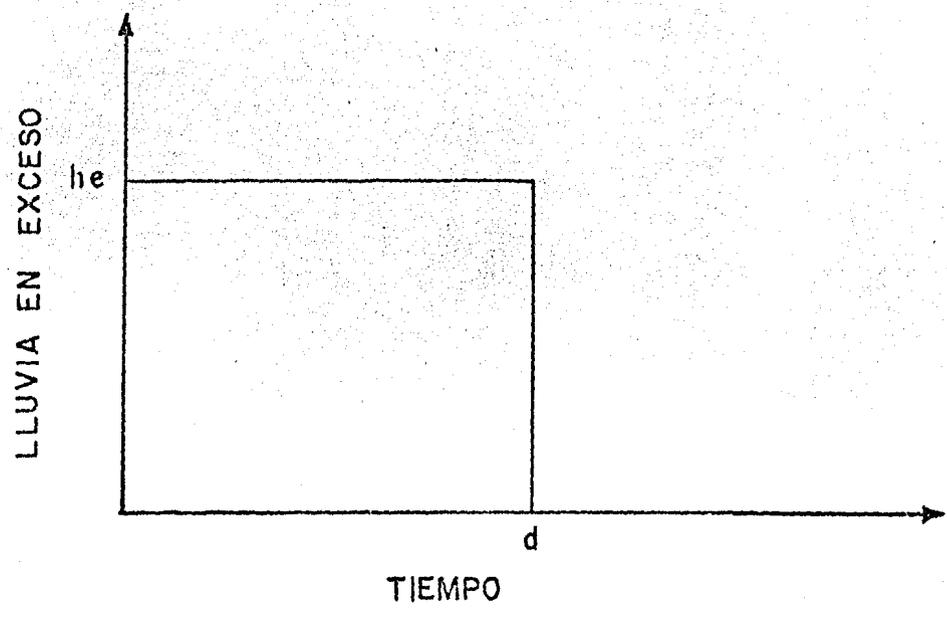
Hidrograma unitario triangular. El modelo de lluvia-escurrencia a utilizar corresponde al hidrograma unitario triangular —representado en la Figura (1.6.1)— cuyas ecuaciones características son

$$Q_p = 0.208 \frac{he A}{t_p}$$

$$t_b = 2.78 t_p$$

FIGURA (I. 6. I.)

# HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR



en donde  $A$  área de la cuenca en  $\text{km}^2$ ,  $h_e$  lluvia en exceso en  $\text{mm}$ ,  $Q_p$  gasto pico en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $t_p$  tiempo de pico en horas, y  $t_b$  tiempo base en horas.

Si se acepta que el tiempo de pico es igual al tiempo de concentración, éste se valúa de acuerdo a la Ecuación ( 1.4.4 ).

### 1.7 ) Modelo lluvia-escorrimento

La deducción del hidrograma unitario en una cuenca, involucra la disponibilidad tanto de información climatológica como de escurrimiento, para satisfacer la primera de ellas se requiere disponer de preferencia por lo menos de una estación climatológica con pluviógrafo, y de varias con pluviómetro.

Para la obtención de hidrogramas unitarios se deberán seleccionar avenidas aisladas, de preferencia las que han originado los gastos máximos anuales. Escogidos los eventos por analizar, se procede por lo que respecta a las lluvias a obtener su hietograma de la precipitación media en la cuenca y en relación con las avenidas, se procesará el hidrograma del escurrimiento, separando el escurrimiento directo producido por la tormenta, del escurrimiento base -- producido por el escurrimiento subterráneo.

Hidrograma unitario.- Determinado lo anterior, el hidrograma unitario para una tormenta aislada se calcula de la siguiente forma:

- a) Se calcula el volumen de escurrimiento directo utilizando la ecuación

$$V_e = \Delta t \sum_{i=1}^n Q_i$$

en donde

$V_e$  Volumen de escurrimiento directo ( $m^3$ )

$\Delta t$  Intervalo de tiempo (s)

$Q_i$  Gasto de escurrimiento directo en el  $i$ -ésimo intervalo de tiempo ( $m^3/s$ )

$n$  Número de intervalos de tiempo en los que subdividió el tiempo base del hidrograma

- b) Se calculan las ordenadas del hidrograma unitario, dividiendo cada una de las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo entre la altura de lluvia en exceso  $h_e$ , la cual se deduce como

$$h_e = \frac{V_e}{A}$$

siendo  $V_e$  el volumen de escurrimiento directo y  $A$  el área de la cuenca,

- c) Se calcula la duración de la lluvia en exceso, que produjo el

escurrimiento y para la cual el hidrograma unitario que se está deduciendo es aplicable. Para ello, se obtiene el índice de infiltración  $\phi$  aplicando por tanteos la Ecuación ( 1.6.2 ), considerando según la Ecuación ( 1.6.1 ).

El hidrograma unitario obtenido con el método anterior tiene varias limitaciones, entre las cuales pueden destacarse:

- a) Solamente se conoce la función de transformación para lluvias que tenga la misma duración que la que se utilizó en la etapa de calibración.
- b) No se toman en cuenta las variaciones en la intensidad de la lluvia.

Para superar la primera limitación, se utiliza el procedimiento llamado de la curva S, que se basa en el principio de superposición de causas y efectos, es decir, parte de que una secuencia de lluvias produce un hidrograma igual a la suma de los hidrogramas que producirá cada lluvia en particular.

Método de la curva S. - Este hidrograma, es producido por una lluvia en exceso continua y constante para un período infinito. Se utiliza para calcular el hidrograma unitario correspondiente a una duración cualquiera,  $d_1$ , a partir de un hidrograma unitario asociado a una duración diferente,  $d_0$ . Dicho método consta de los siguientes pasos:

- i) Se desplaza varias veces el hidrograma unitario conocido, de tal manera que la separación entre cada hidrograma sea igual a la duración  $d_0$ .
- ii) Se suman las ordenadas de los hidrogramas formados en el paso anterior, con lo que se obtiene un hidrograma que se le denomina curva S, que corresponde a una lluvia en exceso con intensidad constante  $i = 1/d_0$ , mantenida durante un tiempo muy grande. Para obtener las ordenadas de la curva S pueden utilizarse las relaciones

$$S_0 = 0$$

$$S_1 = U_1$$

$$S_2 = U_1 + U_2$$

...

...

$$S_i = U_1 + U_2 + \dots + U_j$$

$$S_n = U_1 + U_2 + \dots + U_m$$

siendo

$S_i$  Ordenada de la curva S, para  $t = i \cdot d_0$

$U_j$  Ordenada del hidrograma unitario conocido, para  $t = j \cdot d_0$

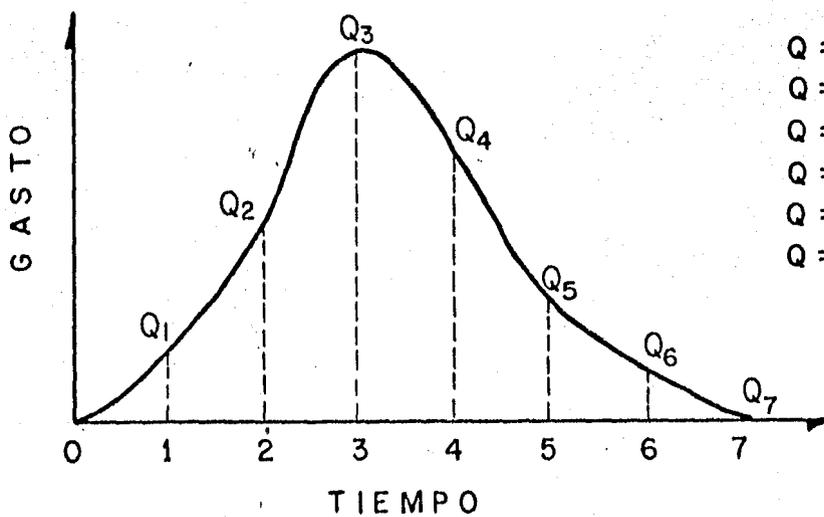
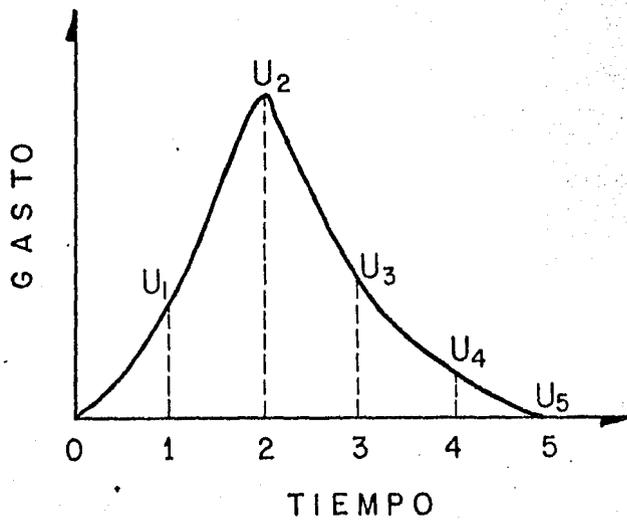
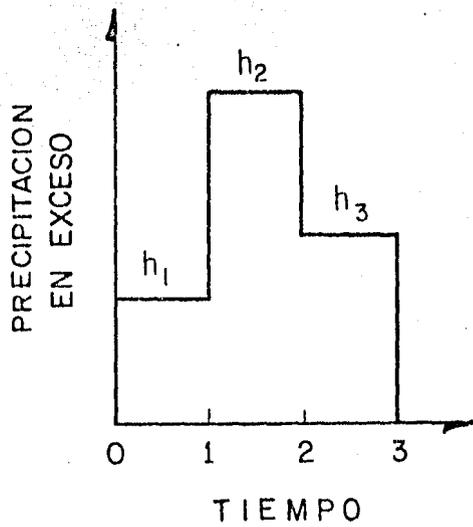
- iii) Se desplaza la curva S una distancia igual a  $d_1$ .
- iv) Se restan las ordenadas de las curvas S obtenidas en los dos pasos anteriores.
- v) Las ordenadas del hidrograma unitario deseado —el asociado a una lluvia de duración  $d_1$ — se obtienen multiplicando los resultados obtenidos en el paso iv), por la relación  $d_0/d_1$ .

Aún cuando el método de la curva S permite calcular el hidrograma unitario asociado a cualquier duración de la lluvia en exceso, subsiste el problema de que no se toma en cuenta la variación de la intensidad de la lluvia durante la tormenta. En vista de este problema, se ha extendido la teoría del hidrograma unitario, desarrollando nuevos métodos cuyas bases se describen a continuación.

Hidrograma unitario de una tormenta variable.— Supóngase que en una cuenca dada se dispone de información sobre la precipitación media para intervalos de tiempo  $\Delta t$  y que se conoce el hidrograma unitario asociado a una tormenta de la misma duración,  $\Delta t$ . De acuerdo con la teoría del hidrograma unitario, si se presentara una tormenta compleja se produciría un hidrograma como el de la Figura ( 1.7.1 ).

En términos más generales puede decirse que si  $U_1, U_2 \dots, U_{nu}$  son las ordenadas del hidrograma unitario correspondiente a una duración de - - -

FIGURA (1.7.1)  
 HIDROGRAMA UNITARIO DE UNA TORMENTA VARIABLE



$$\begin{aligned}
 Q &= U_1 h_1 \\
 Q &= U_1 h_2 + U_2 h_1 \\
 Q &= U_1 h_3 + U_2 h_2 + U_3 h_1 \\
 Q &= U_2 h_3 + U_3 h_2 + U_4 h_1 \\
 Q &= U_3 h_3 + U_4 h_2 \\
 Q &= U_4 h_3
 \end{aligned}$$

lluvia en exceso muy pequeña  $\Delta t$ ; el escurrimiento directo que produciría una tormenta caracterizada por un hidrograma de ordenadas  $h_1, h_2, \dots, h_{np}$ , correspondiente a intervalos de tiempo  $\Delta t$ , se calcula con

$$Q_i = \sum_{k=1}^i U_k h_{i-k+1} \quad ; \quad i = 1, 2, \dots, nq$$

donde

$Q_i$  Gasto de escurrimiento directo para el  $i$ -ésimo intervalo de tiempo.

$nq$  Número de ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo, se calcula como  $nq = nu + np - 1$

$np$  Número de ordenadas de precipitación en exceso

$nu$  Número de ordenadas del hidrograma unitario

Desarrollando la ecuación anterior se obtiene:

$$Q_1 = U_1 h_1$$

$$Q_2 = U_1 h_2 + U_2 h_1$$

...

...

$$Q_{nq} = U_1 h_{nq} + U_2 h_{nq-1} + \dots + U_{nq} h_1$$

El sistema de ecuaciones anterior puede utilizarse directamente

para predecir un hidrograma cuando se presenta una tormenta y se conoce el hidrograma unitario, o bien utilizarse para conocer las ordenadas de este último cuando se tiene información de los valores simultáneos de lluvias,  $h_i$ , y escurrimientos,  $Q_i$ , durante la tormenta.

### 1.8 ) Integración de eventos hidrológicos

Este inciso contempla la integración de las avenidas deducidas de las subcuencas en las cuales se haya dividido la cuenca, de acuerdo a los criterios establecidos en los incisos 1.3, 1.6 ó 1.7.

Cuando se carece de registros con el suficiente número de años para hacer estimaciones a futuro, o sea cuando el número de años es menor o igual a cinco veces el período de retorno que se desea estimar, es conveniente analizar la información disponible con apoyo en otros registros del mismo evento dentro del área en estudio.

El criterio a utilizar se conoce con el nombre del método estación-año, el cual se basa en la idea de que todas las estaciones de registro, si están localizadas en una zona meteorológicamente homogénea —área en donde la probabilidad de ocurrencia de una tormenta de cualquier intensidad dada es la misma en cualquier punto— experimentan frecuencias de lluvia similares, y que si estas estaciones están lo suficientemente separadas, el total de las experiencias de todas las estaciones, será similar a la experiencia de cualquiera

de las estaciones individuales. En la Figura ( 1.8.1 ) se muestra una división preliminar del país por zonas meteorológicamente homogéneas.

Para estimar el gasto máximo anual para diferentes períodos de retorno —que tome en cuenta las regiones homogéneas— el Plan Nacional Hidráulico ha realizado una regionalización de gastos máximos, para lo cual ha dividido al país en 13 regiones homogéneas —Figura ( 1.8.2 )— con un total de 3 721 — estaciones—años y 206 estaciones en donde los registros de gastos máximos tienen un período mínimo de 8 años y las series de gastos máximos anuales son independientes entre sí.

Con este fin, se determinó la siguiente relación

$$Q_{tr} = A \cdot Y_{tr} + B$$

donde

$Q_{tr}$  Gasto máximo para un período de retorno (tr).

$Y_{tr}$  Variable normalizada para un período de retorno (tr), se determina para cada región a partir de las gráficas mostradas en la Figura ( 1.8.3 ).

A y B Parámetros regionales de Gumbel estimados con las ecuaciones del Cuadro ( 1.8.1 ) para cada región.

FIGURA ( I. 8. I.)  
REGIONES METEREOLÓGICAS



FIGURA ( 1. 8. 2 )  
REGIONALIZACION PARA GASTOS MAXIMOS

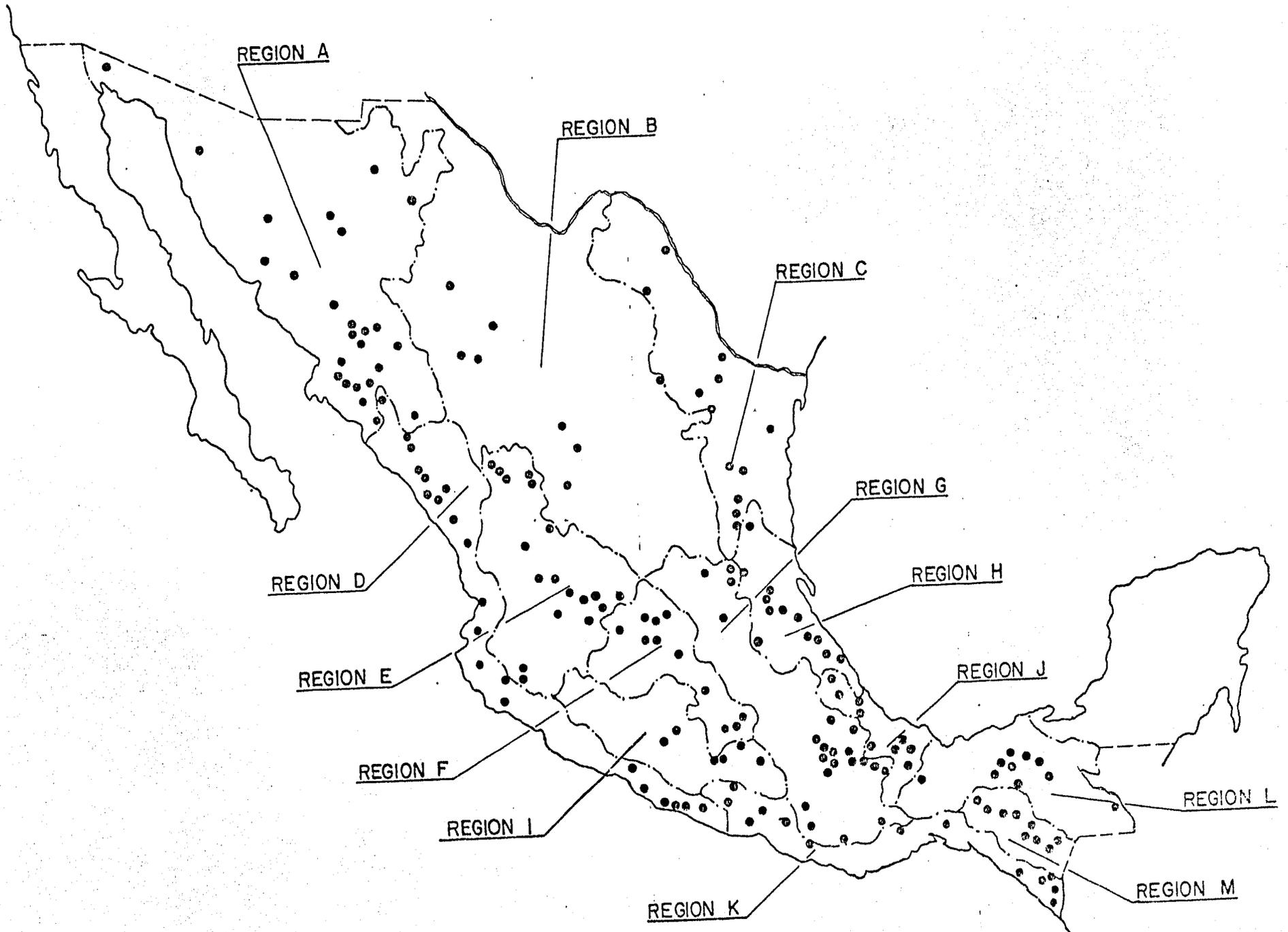
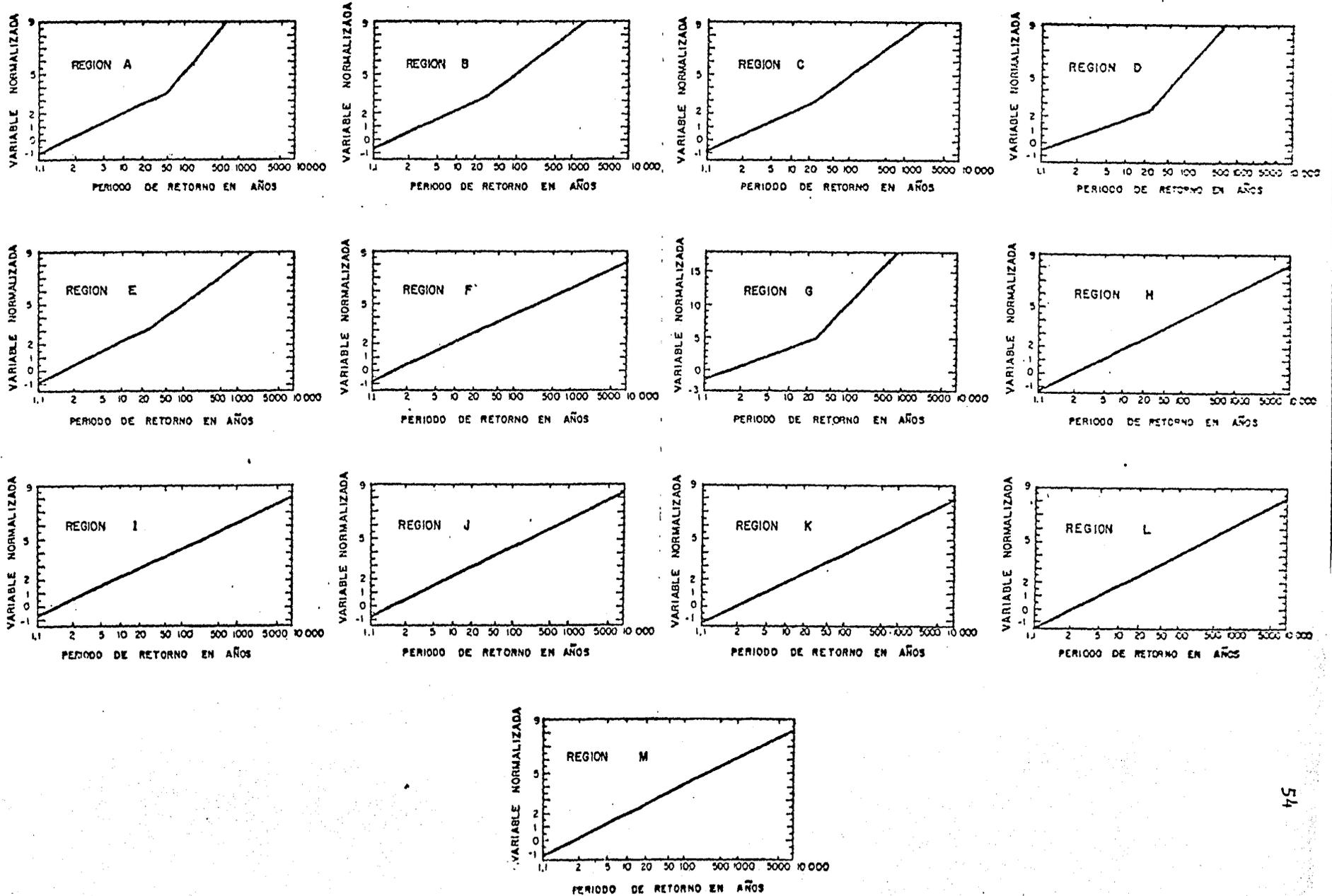


FIGURA (I.B.3.)

ESTIMACION DE LA VARIABLE NORMALIZADA PARA LA REGIONALIZACION DE GASTOS MAXIMOS



ECUACIONES REGIONALES DE GASTOS MAXIMOS

REGION	PARAMETRO REGIONAL PARA GASTOS MAXIMOS	
	A	B
A	$\frac{L^{0.62} AR^{0.32} S^{0.51} I^{1.15}}{10.18}$	$\frac{L^{0.34} AR^{0.36} p^{0.42} I^{1.01}}{547.95}$
B	$\frac{L^{1.73} AR^{0.25} S^{3.40} p^{3.01}}{1.07 I^{2.29}}$	$\frac{173407 L^{3.01} S^{4.10} p^{3.57}}{AR^{0.60} I^{3.60}}$
C	$\frac{AR^{0.56} S^{0.32} p^{1.12}}{1.13 L^{0.42} I^{0.43}}$	$\frac{AR^{0.41} S^{0.14} p^{0.77}}{2.16 L^{0.28}}$
D	$\frac{5.71 AR^{0.53} I^{1.23}}{L^{0.10} p^{0.71}}$	$\frac{AR^{0.47} p^{0.656} I^{0.86}}{2267 L^{0.07} S^{0.30}}$
E	$\frac{AR^{0.50} p^{1.45}}{6136 I^{0.09} S^{0.24} L^{0.21}}$	$\frac{L^{0.39} AR^{0.52} S^{0.39} p^{2.65}}{e^{16.2} I^{0.08}}$
F	$\frac{3.82 AR^{0.53} S^{0.67} I^{1.81}}{p^{0.76}}$	$\frac{1.21 AR^{0.48} S^{0.64} I^{1.77}}{p^{0.50}}$
G	$\frac{AR^{0.44} I^{0.80}}{15.5 A^{0.06}}$	$\frac{AR^{0.61} p^{0.72} I^{0.52}}{529 L^{0.34} S^{0.16}}$
H	$\frac{L^{0.33} AR^{0.28} S^{0.13} p^{0.36} I^{0.71}}{12.40}$	$\frac{AR^{0.42} L^{0.32} p^{1.77} I^{0.62}}{1794074.77}$
I	$\frac{AR^{0.44} I^{2.90}}{29375 S^{0.97} p^{0.81}}$	$\frac{AR^{0.40} I^{2.48}}{117 S^{0.82} p^{1.10}}$
J	$\frac{22 AR^{0.33} p^{0.88}}{I^{1.14} L^{0.18}}$	$\frac{AR^{0.80} I^{1.06}}{149 L^{0.17}}$
K	$\frac{2696 L^{0.41}}{S^{0.60} p^{0.54} I^{0.65}}$	$\frac{AR^{0.45} p^{0.21} I^{0.76}}{250 S^{0.49}}$
L	$\frac{e^{38.5} L^{0.56} S^{1.46}}{AR^{0.62} I^{3.80}}$	$\frac{e^{22.8} L^{1.08} S^{1.26} p^{0.44}}{I^{2.35} AR^{0.42}}$
M	$\frac{AR^{0.28} S^{0.37} p^{0.59} I^{0.68}}{4.8 L^{0.12}}$	$\frac{AR^{0.84} S^{0.42} p^{1.28} I^{0.46}}{2379 L^{0.40}}$

- AR Area de la cuenca, en km<sup>2</sup>
- I Precipitación máxima en 24 hs y período de retorno de 10 años, en mm
- L Longitud del cauce principal, en km
- P Precipitación media anual, en mm
- S Pendiente del cauce, en fracción

Estos valores de gastos máximos, así obtenidos se consideran válidos para cuencas cuya superficie esté comprendida entre los 500 y 1 500 km<sup>2</sup>, y pendientes menores del 8%.

Conocidos los hidrogramas para cada subcuenca, se realiza un tránsito de la avenida hasta la salida de la cuenca en estudio. Para considerar la capacidad de regularización de los cauces se considera al tránsito regido por la siguiente ecuación

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_3 O_1$$

donde

$$C_0 = \frac{K - KX - 0.5t}{K - KX + 0.5t}$$

$$C_1 = \frac{KX + 0.5t}{K - KX + 0.5t}$$

$$C_2 = \frac{K - KX - 0.5t}{K - KX + 0.5t}$$

siendo para las ecuaciones anteriores

I Gasto del hidrograma a la salida de la subcuenca

K Tiempo de traslado. Tentativamente si no existe información, se puede considerar [igual] al tiempo de concentración de una partícula de agua que tarda en recorrer la mitad de la distancia de la subcuenca en análisis a

la salida de la cuenca ( Inciso 1.4 ),

- O Gasto del hidrograma por deducir.
- X Factor de ajuste. Se propone, si no hay información un valor de 0.3.
- t Período de iteración para el análisis, en las mismas unidades de K.

Dado que, en general no se dispone de información topográfica de los cauces de los ríos en estudio, ni de las llanuras de inundación, así como de información hidrométrica que permita definir la función del almacenaje de las corrientes en estudio, la hipótesis anterior requiere de una primera aproximación.

Deducido el gasto máximo de diseño para la cuenca en estudio a través de la regionalización de Gumbel, y por otra parte del análisis de las subcuencas —incisos 1.3, 1.6 ó 1.7— y con el tránsito de acuerdo a la planteada anteriormente, se obtiene el hidrograma de la avenida, ambos gastos —el obtenido mediante la regionalización y el transitado— no deben ser diferentes a  $\pm 10\%$ , en caso contrario, se deberá tener en cuenta todas las hipótesis, simplificaciones y ajustes que se hicieron en cada subcuenca, a fin de ajustar sus hidrogramas y satisfacer el gasto máximo deducido.

## CAPITULO II

### ANALISIS DEL TRANSITO DE AVENIDAS POR VASOS

#### 2.1 ) Introducción

Dentro de los estudios necesarios tanto para la formulación de un proyecto como para definir la política de operación de aquellas obras de ingeniería cuya finalidad es el control de los escurrimientos fluviales, destaca, -- por su importancia, el análisis del paso de una avenida, ya sea por un cauce o un vaso.

Una creciente se manifiesta por un aumento apreciable en el caudal que transporta una corriente; cuando ésta es de grandes proporciones recibe el nombre de avenida, que es en realidad una onda de translación que se propaga a través del cauce.

En todo cauce se presentan este tipo de ondas, al producirse una alteración en las condiciones del escurrimiento en una sección determinada. La predicción de la forma de éstas, en diferentes sitios a lo largo del cauce, permitirá estimar la altura y tipo de revestimiento requerido, así como el bordo libre necesario para su correcto control. En esta forma puede lograrse un ahorro apreciable en recursos humanos y económicos utilizados en la construcción y mantenimiento del canal.

Un vaso de almacenamiento es un ensanchamiento de un cauce fluvial —producido al cerrar el paso del agua por medio de una cortina—; tal almacenamiento modifica la onda de una avenida en mayor proporción que el alcanzado por el cauce en una longitud equivalente, por lo que es de vital importancia analizar el tránsito de avenidas por vasos.

El estudio del tránsito de una avenida a través de un vaso de almacenamiento se realiza con los siguientes propósitos, a saber:

- i) Conocer la evolución de los niveles a partir de uno inicial para confirmar si la regla de operación de la obra de toma y excedencias es adecuada, de manera que al presentarse la avenida no se pongan en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.
- ii) Dimensionar la obra de excedencias durante la etapa de estudios y proyecto.
- iii) Fijar el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y altura de ataquías, así como para dimensionar las obras de desvío.

## 2.2 ) Ecuación de continuidad

Cuando se presenta una avenida en el vaso, con un volumen mayor

al aprovechable en ese momento, el volumen no utilizado se descarga por la obra de excedencias, formada generalmente por algún tipo de vertedor con descarga libre o controlado por compuertas. A medida que se incrementa la entrada de agua al vaso, aumenta la extraída, ya que la capacidad evacuadora de un vertedor aumenta cuanto mayor es el tirante del agua sobre su cresta.

Tanto el nivel que alcanza el agua en el vaso como las descargas que se presentan en la obra de excedencias, varían durante el tiempo de duración de la tormenta, siendo necesario conocer el máximo valor que alcanzaría cada una de ellas bajo las condiciones más desfavorables —cuando el vaso se encuentra lleno; es decir, al nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO)—. Por esta razón es necesario, que la capacidad del vertedor sea tal, que permita el paso de la avenida sin que se rebase el NAME.

El proceso anteriormente descrito es controlado por la ecuación de continuidad en el vaso, que establece el balance del agua; esto es, el volumen de agua que entra en un intervalo de tiempo es igual al que sale durante el mismo lapso, más el volumen que queda almacenado en el vaso.

Lo anterior puede expresarse matemáticamente como

$$I - O = \frac{dy}{dt} \quad ( 2.2.1 )$$

donde

- $I$  Gasto medio de entrada al vaso
- $O$  Gasto medio de salida del vaso
- $\frac{dv}{dt}$  Variación del almacenamiento ( $V$ ), en el tiempo ( $t$ )

Para resolver la Ecuación ( 2.2.1 ), se puede usar el siguiente esquema de diferencias finitas

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad ( 2.2.2 )$$

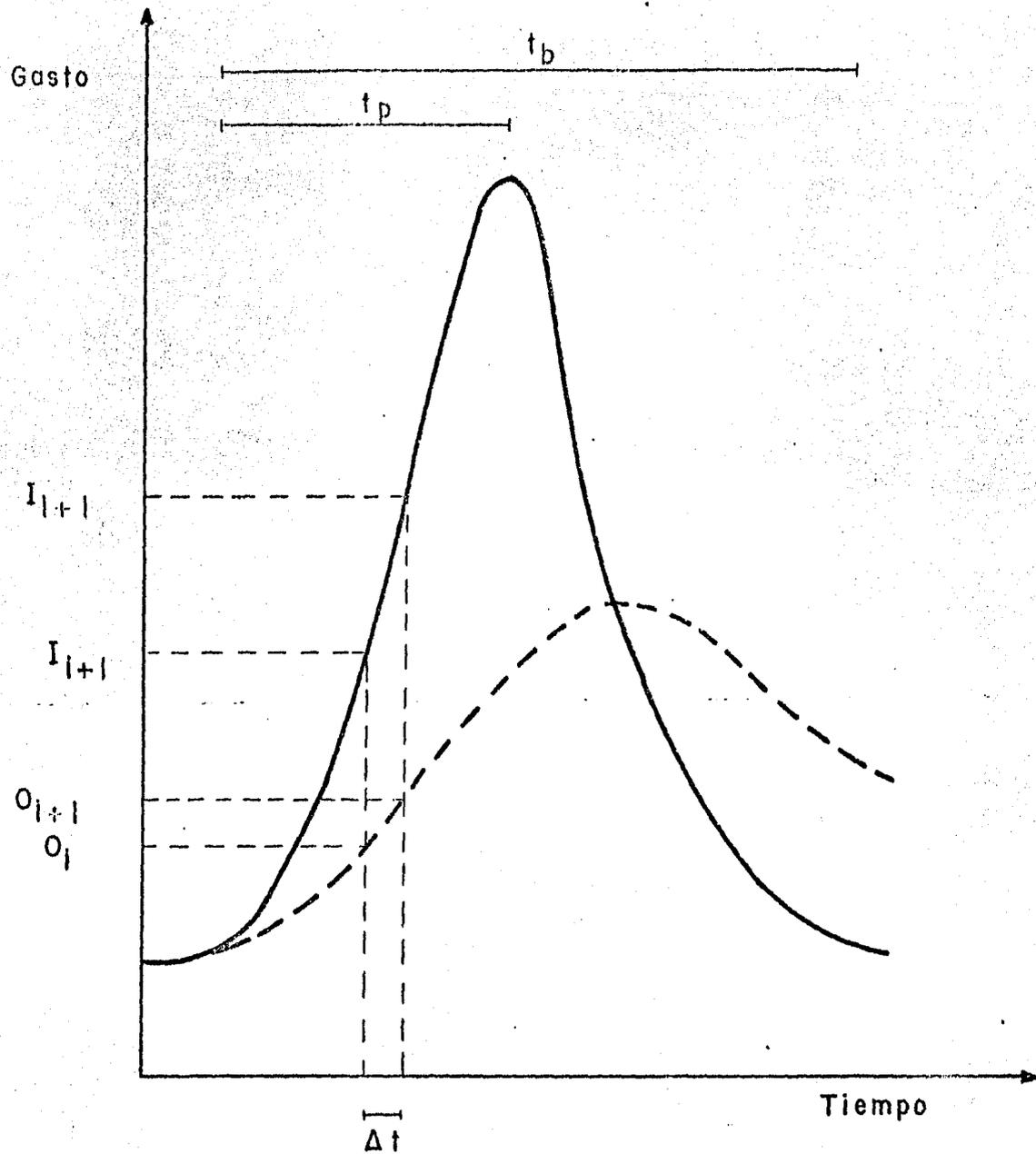
siendo

$\Delta t$  Intervalo de tiempo constante. Para no afectar la precisión de los cálculos conviene utilizar un intervalo pequeño, se recomienda  $\Delta t \leq 0.1 t_p$ , Figura ( 2.2.1 ).

$i, i+1$  Subíndices que representan los valores de las variables al inicio y final del intervalo de tiempo  $\Delta t$ , respectivamente.

Para la solución de la Ecuación ( 2.2.2 ), existen varios procedimientos, de los cuales se presentan dos: uno semigráfico y otro numérico,

# HIDROGRAMAS DE ENTRADA Y SALIDA



- I** Gasto de entrada al vaso
- O** Gasto de salida del vaso
- $t_b$**  Tiempo base del hidrograma de entrada
- $t_p$**  Tiempo de pico del hidrograma de entrada
- $\Delta t$**  Intervalo de tiempo
- $i, i+1$**  Subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo, respectivamente.

requiriéndose en ambos casos de la siguiente información

- a) Hidrograma de entrada.
- b) Elevación del nivel del agua en el vaso en el instante en que empieza a llegar la avenida.
- c) Gasto de salida por el vertedor en el instante en que se inició el hidrograma de la avenida.
- d) Curva de elevaciones - volúmenes de almacenamiento Figura ( 2.2.2 ).
- e) Curva de elevaciones - gasto de salida de la obra de excedencias o su ecuación, Figura ( 2.2.3 ).

En la simulación del tránsito de una avenida por vaso, no se consideran variables como la evaporación, la lluvia y la infiltración, ya que su magnitud es varias veces inferior al volumen de las entradas o salidas por escurrimiento.

### 2.3 ) Método semigráfico

Para la aplicación de este método resulta más conveniente - - -

CURVA DE ELEVACIONES - VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO

VASO SAN LUIS

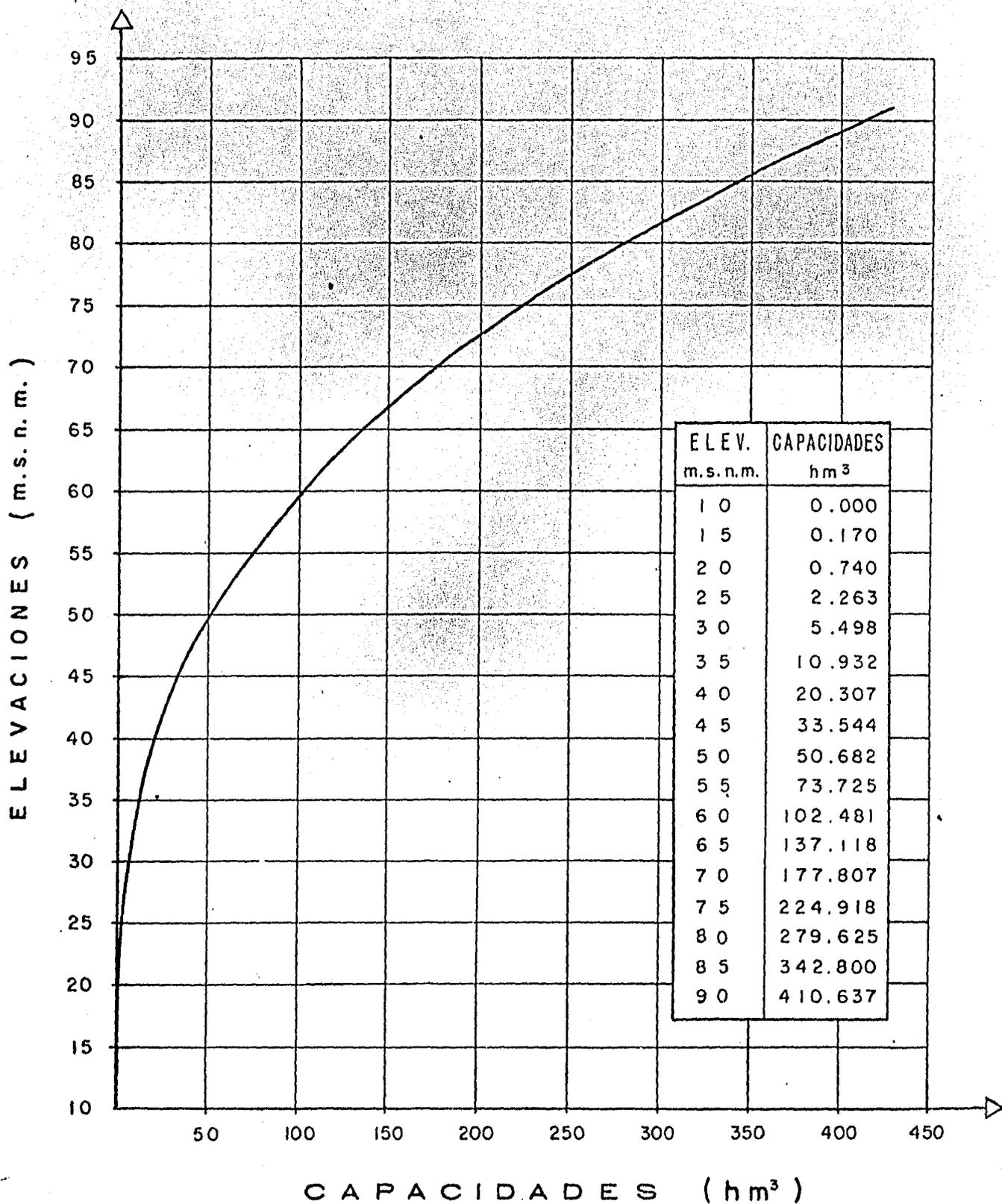
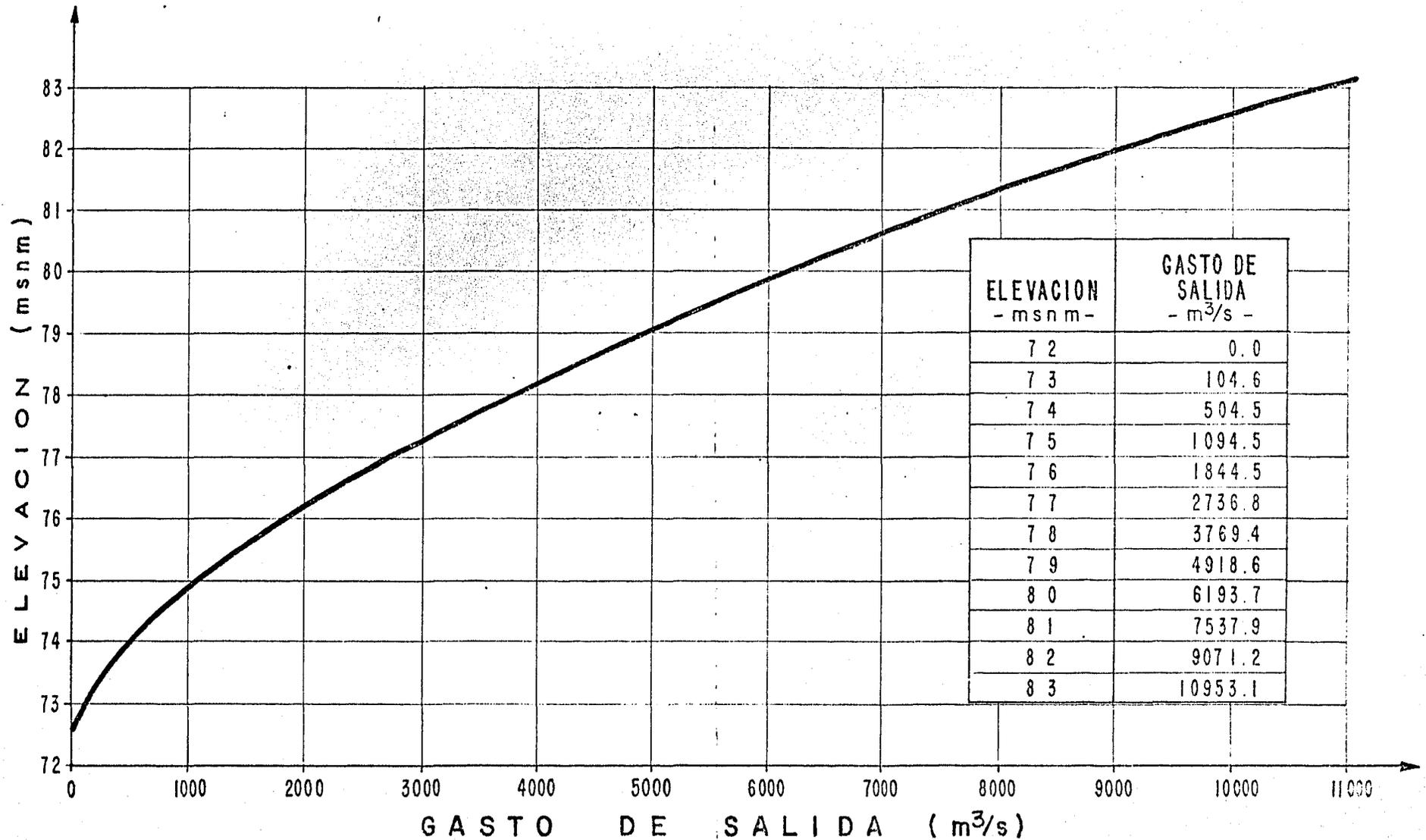


FIGURA ( 2,2,3 )  
 CURVA DE ELEVACIONES - GASTOS DE SALIDA POR LA OBRA  
 DE EXCEDENCIAS  
 - VASO SAN LUIS -



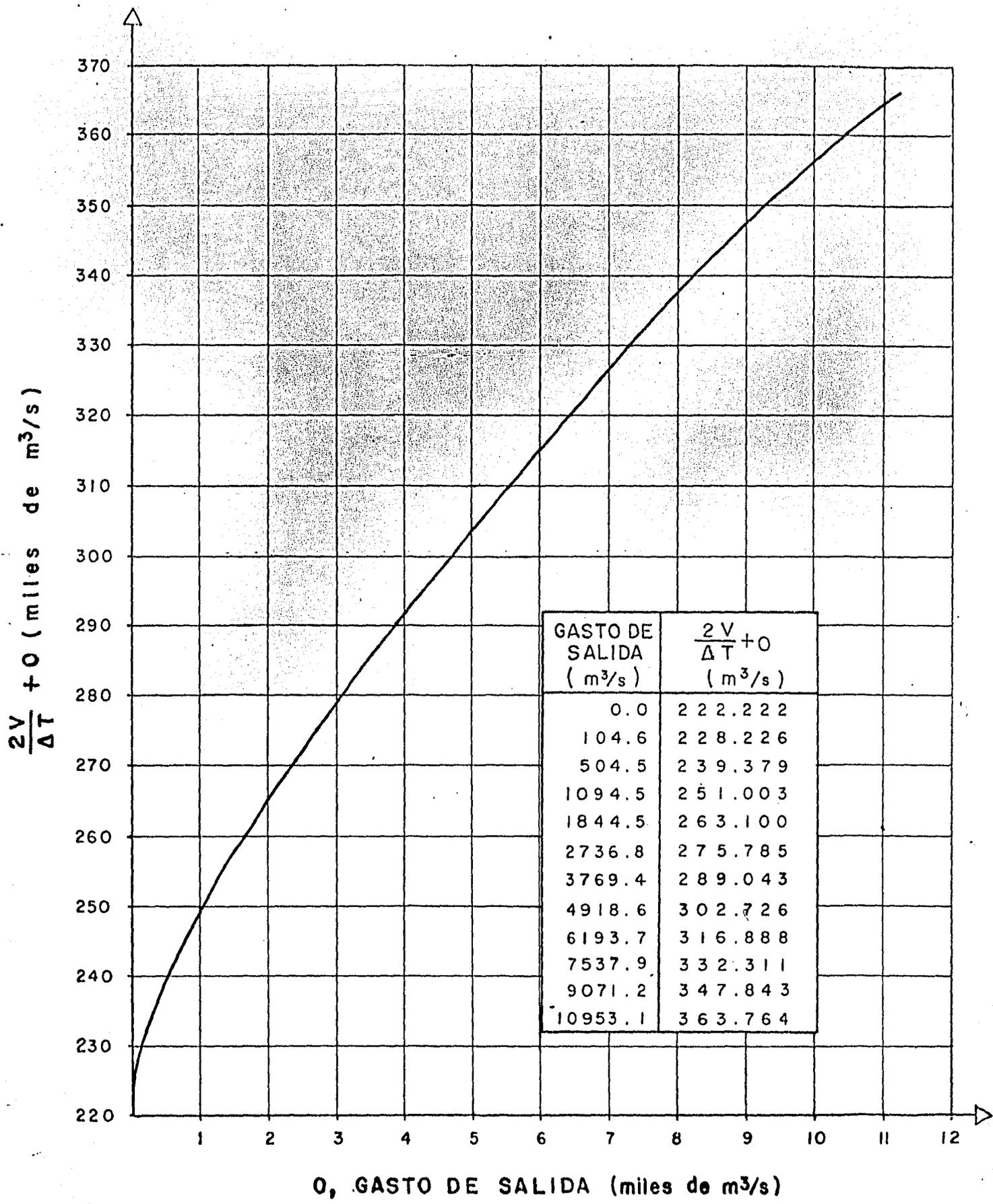
expresar la Ecuación ( 2.2.2 ) de la siguiente forma

$$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} = I_i + I_{i+1} + \frac{2V_i}{\Delta t} - O_i \quad ( 2.3.1 )$$

en ella se puede observar que todo el segundo miembro es conocido, ya que se refiere a los valores del intervalo anterior y a la entrada durante el intervalo presente. Para que tenga una solución directa, es necesario construir la curva auxiliar  $\frac{2V}{\Delta t} + O$  contra  $O$ , Figura ( 2.3.1 ) del siguiente modo

- a) Se determina un intervalo de tiempo  $\Delta t$  ( constante ).
- b) Se fija el valor de  $H_i$  en el vaso, mayor que la elevación de la cresta vertedora.
- c) Con  $H_i$  en la curva elevaciones - volúmenes de almacenamiento, se obtiene  $V_i$ .
- d) De la curva elevaciones - gastos de salida de la obra de excedencias se obtiene  $O_i$ , correspondiente al  $H_i$  anterior.
- e) Se calcula  $\frac{2V_i}{\Delta t} + O_i$ .
- f) Para definir la curva de la Figura ( 2.3.1 ), se regresa al paso b) tantas veces como sea necesario.

CURVA  $\frac{2V}{\Delta T} + 0$  CONTRA  $0$



g) Se dibuja la curva  $\frac{2V_i}{\Delta t} + O_i$  contra  $O_i$

Definida la curva de la Figura ( 2.3.1 ), se efectúan los - - -  
cálculos del tránsito de la avenida, de la siguiente manera

- i) De los datos iniciales (  $i=1$  ) se tiene  $V_i$  ,  $O_i$  y  $\Delta t$
- ii) Se calcula  $\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i$
- iii) Del hidrograma de entrada, se conocen  $I_i$  e  $I_{i+1}$  y con el resultado del inciso ii) se obtiene  $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$  utilizando la Ecuación ( 2.3.1 ).
- iv) El valor de  $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$  se localiza en la Figura ( 2.3.1 ) y se determina  $O_{i+1}$
- v) Se resta a  $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$  dos veces  $O_{i+1}$  , con lo cual se determina  $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} - O_{i+1}$
- vi) Se hace  $i = i+1$  y se repite la secuencia del cálculo desde el paso iii), observando que  $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} - O_i$  corresponde al cálculo del inciso ii) para el nuevo valor de  $i$

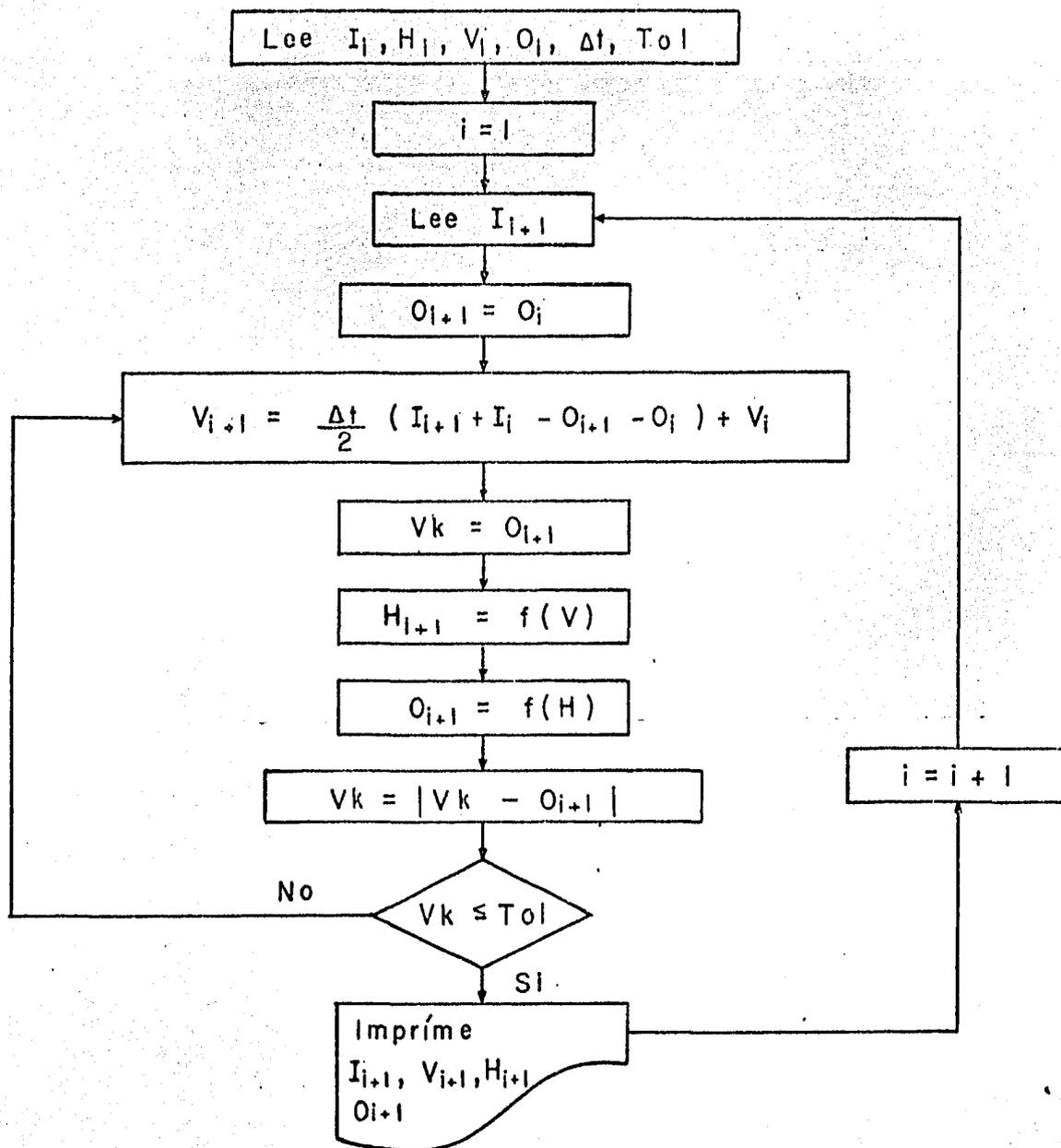
2.4 ) Método numérico

Con este método se pueden sistematizar los cálculos utilizando una calculadora programable de escritorio. Los datos de la curvas - - - - - elevaciones - volúmenes de almacenamiento y elevaciones - gastos de salida, se deben dar por pareja de valores entre los cuales se hacen interpolaciones lineales para obtener los valores intermedios. El diagrama de flujo se muestra en la Figura ( 2.4.1 ), y de acuerdo con ésta el procedimiento consiste, previa selección del  $\Delta t$ , en

- 1) Para  $i = 1$  se conocen  $V_i$  ,  $I_i$  ,  $O_i$  ,  $H_i$  ,  $Tol$
- 2) Se conoce  $I_{i+1}$
- 3) Se toma  $O_{i+1} = O_i$
- 4) Se calcula  $V_{i+1}$  de la Ecuación ( 2.2.2 )
- 5) Se hace  $V_k = O_{i+1}$
- 6) Con  $V_{i+1}$ , se obtiene de la curva de elevaciones - volúmenes de almacenamiento la elevación  $H_{i+1}$
- 7) Con  $H_{i+1}$  , utilizando la curva elevaciones - gastos de salida por la obra de excedencias, se obtiene  $O_{i+1}$

FIGURA (2.4.1)

DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA SOLUCION  
DE LA ECUACION DEL TRANSITO POR EL METODO NUMERICO



- I** Gasto de entrada al vaso, en  $m^3/s$   
**O** Gasto de salida del vaso, en  $m^3/s$   
**V** Volumen de almacenamiento, en millones de  $m^3$   
**H** Elevación en el vaso, en m.s.n.m.  
 $\Delta t$  Intervalo de tiempo, en s  
**f(V)** Curva elevaciones - volúmenes de almacenamiento  
**f(H)** Curva elevaciones - gastos de salida por la obra de exedencias.  
**i, i+1** Subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo, respectivamente.  
**Tol** Tolerancia del error, en  $m^3/s$

- 8) Se hace  $V_k = |V_k - Q_{i+1}|$ .
- 9) Se verifica si  $V_k \leq$  que Tol, si es mayor se regresa al paso 4), de otro modo, se continúa con el paso 10)
- 10) El valor de  $Q_{i+1}$  corresponde al gasto de salida del intervalo de tiempo en cuestión
- 11) Se toma  $i = i+1$  y se regresa al paso 2) tantas veces como se requiera para definir el hidrograma de salida

## CAPITULO III

### PROGRAMA DE COMPUTO

#### 3.1 ) Objeto del programa

El programa se basa en el método para transitar una avenida por un vaso, presentado en la sección 2.4) se puede utilizar para calcular, con base en una rutina: la variación del nivel del agua en el embalse, las descargas de la obra de excedencias al presentarse una avenida en dicho vaso —bajo condiciones desfavorables, es decir, cuando el vaso se encuentra lleno— y las características del vaso y la obra de excedencias cuando se alcanza el nivel máximo del agua, así como, la representación de los resultados en forma gráfica. También puede usarse, cuando no se conoce la carga de diseño del vertedor, en este caso se calcula en función de la carga máxima sobre la cresta vertedora, la relación entre ellas es aproximadamente igual a la unidad.

En vista que, el transitar una avenida por un vaso involucra una gran cantidad de cálculos —todos ellos repetitivos—, el programa proporcionará un medio rápido, eficiente y económico de realizarlos. Además, como cada día es más fácil tener acceso a un microcomputador, los métodos gráficos y semi gráficos tienden a ser sustituidos por los métodos numéricos.

### 3.2 ) Hardware y software requeridos

El programa se desarrolló y comprobó en un microcomputador - - Hewlett-Packard 9845-A. Para trasladarlo a otros sistemas de cómputo, se sugiere, que los usuarios de ambos sistemas se pongan de acuerdo, a fin de reducir los errores de sintaxis. Los requerimientos para el hardware son:

Compilador	BASIC
Una unidad de disco (Floppy disk)	
Graficadora (Plotter)	HP-98725
Impresora (posiciones)	121
Memoria (Words)	167652

### 3.3 ) Descripción del programa

Este consiste de un programa principal, y dos subrutinas, las - cuales son: Qsal y Auxi.

Subrutina Qsal, - Calcula para cualquier altura del embalse, el gasto de salida por la obra de excedencias, con las condiciones impuestas por - el problema. Se considera la carga hidráulica sobre la cresta vertedora, la - longitud efectiva del vertedor, la elevación de los controles y la variación de los coeficientes de descarga para vertedores libres y controlados. El vertedor

es de perfil Creager; en caso de que el tipo de vertedor cambie, será necesario modificar esta subrutina,

Subrutina Auxí. - Esta subrutina extrapola o interpola linealmente, los puntos que forman la curva elevaciones-áreas-capacidades, así como la curva de coeficientes de descarga del vertedor,

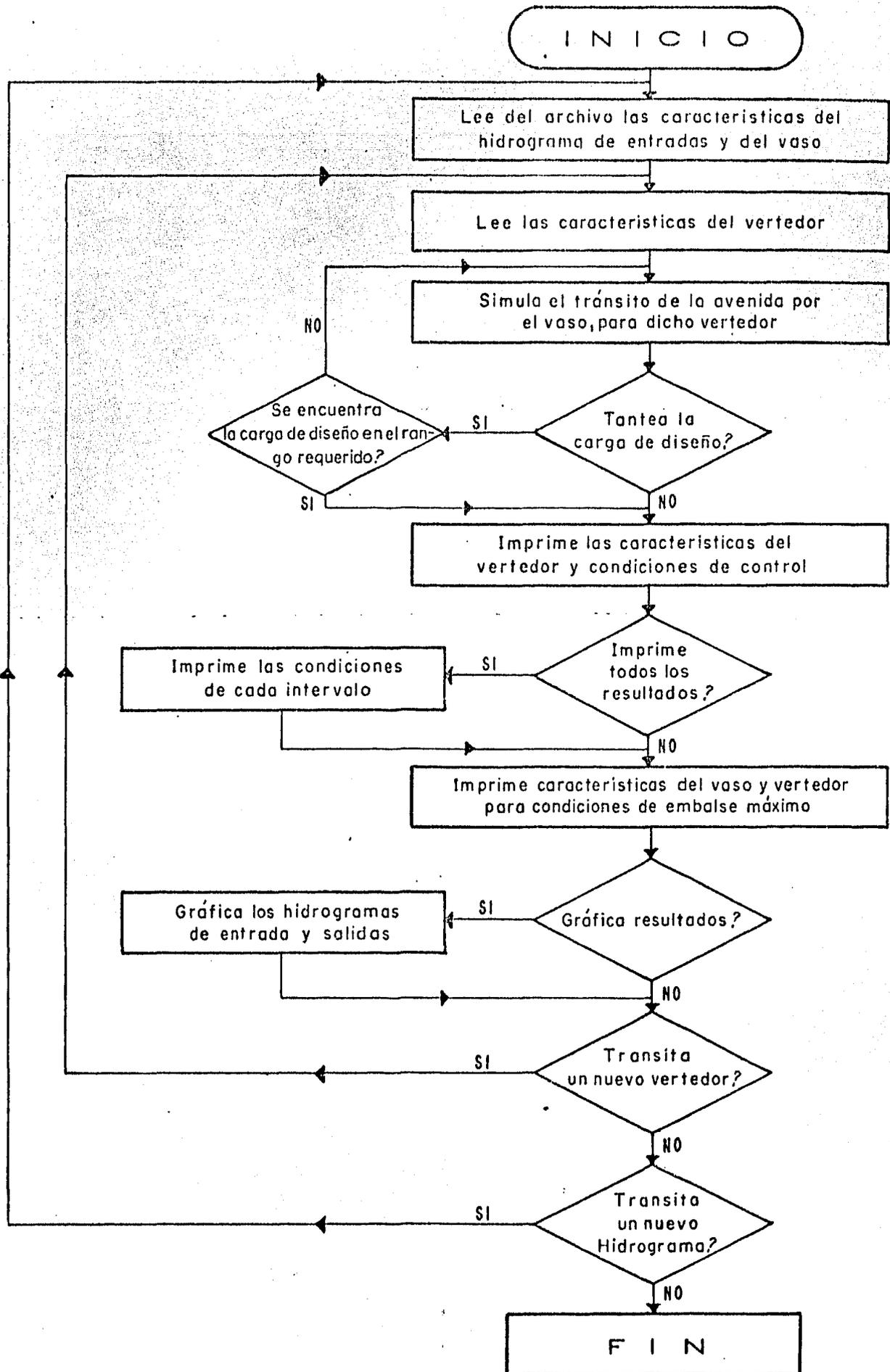
Todos los datos de entrada se llaman desde el programa principal. En la Figura ( 3.3.1 ), se presenta un diagrama de bloques de las funciones del programa. Los principales rasgos son:

1) Opción de tanteos. - Existe la alternativa de escoger, por medio de la variable Itante\$, si desea que se tantee la carga de diseño:

Itante\$ = "NO" Se usará cuando la carga de diseño es conocida, por lo tanto no desea que se - -  
tantee.

Itante\$ = "SI" Para el caso en que la carga de diseño no es conocida, existe la opción de tanteo, en la cual, el valor absoluto de la diferencia entre la carga de diseño y la carga máxima sobre la cresta vertedora, se -  
ajusta a que dicha diferencia no sea - -

# DIAGRAMA DE BLOQUES



mayor del 1%.

2) Opción de impresión.- Por medio de la variable Print\$, el usuario puede escoger entre diferentes niveles de salida, como se muestra enseguida:

Print\$ = "NO" Imprime solo las características del embalse y del vertedor cuando se presenta el embal**l**ase máximo.

Print\$ = "SI" Imprime adicionalmente a lo anterior, para cada intervalo analizado, el gasto de entrada y salida, el escurrimiento acumulado y el almacenamiento en el vaso.

3) Opción para graficar.- Con la variable Graf\$, se pueden graficar o no los resultados del tránsito, dependiendo de los valores que dicha variable tome, si Graf\$ = "NO", los resultados no se grafican; en caso que Graf\$ sea igual a "SI", dichos resultados se grafican.

4) Opción nuevo vertedor.- Esta se realiza por medio de la variable Vert\$ según el valor que tome: "SI" para el caso en que se desee realizar el tránsito de la avenida anterior, pero modificando la obra de excedencias, "NO" en caso contrario.

5) Opción nuevo hidrograma, Se puede transitar otra avenida o modificar la existente, si la variable Hdr\$ es igual a "SI"; en caso de que dicha variable tome el valor "NO", termina el proceso.

### 3.4 ) Preparación de datos de entrada

Los datos con los que es necesario alimentar al programa TVAS01, para su funcionamiento, están divididos en dos grupos. El primero de ellos, se encuentra grabado en el archivo\*, y al ser llamado por el programa, introduce a éste el hidrograma de entrada, la curva elevaciones-capacidades, el nombre del vaso y del proyecto. El segundo comprende las condiciones de funcionamiento del programa y las características del vertedor.

A continuación se presentan, los datos de entrada del segundo grupo en orden cronológico:

1) "DONDE TIENE ALMACENADO LOS DATOS? T14; T15; H8; H8,0, 1", N\$

Un solo valor alfanumérico. Se refiere al nombre de la unidad donde se encuentra grabado el archivo de datos, siendo:

"T14" Unidad lectora de cassette derecha

---

\* Para la generación del archivo, se presenta en el Apéndice A, la memoria del programa GEN1.

"T15" Unidad lectora de cassette izquierda

"H8" Unidad lectora de discos izquierda

"H8,0,1" Unidad lectora de discos derecha

después de introducir este valor, aparecen en pantalla los nombres de los archivos contenidos en dicha unidad, Cuadro ( 3.4.1 ).

2) "NOMBRE DEL ARCHIVO", Archi\$

Valor alfanumérico, no mayor de seis caracteres. De los archivos contenidos en el cuadro anterior, se escoge el que tenga los datos que necesitamos.

3) "FACTOR PARA MAXIMIZAR EL HIDROGRAMA DE ENTRADA", - -  
Fact

Valor numérico. Relación existente entre el gasto máximo probable para un período de retorno dado y el pico del hidrograma de entrada.

4) "NUMERO DE PUNTOS ADICIONALES DEL HIDROGRAMA DE SALI--  
DA", M

Valor numérico. Es el número de intervalos adicionales que se desean analizar, después que se terminaron de transitar los gastos referentes al hidrograma de

CUADRO ( 3.4.1 )

RELACION DE ARCHIVOS GRABADOS

NAME	PRO	TYPE	REC/FILE	BYTES/REC	ADDRESS
H8			148		
TWAS01		PROG	74	256	1/70/22
GEN1		PROG	25	256	0/72/6
TLUIS		DATA	200	256	0/2/3
TG		PROG	9	256	0/60/5
TJALPA		DATA	500	256	1/9/17
TVAS04		PROG	64	256	0/18/7
TLUIS2		DATA	500	256	1/28/16
TVAS06		PROG	75	256	1/27/-1
DTN		DATA	200	256	1/66/24
G/S/GR		PROG	38	256	0/70/14
CAPER		PROG	56	256	0/41/1
DTG		DATA	200	256	0/60/14
TLUIS3		DATA	200	256	1/63/4
G1		PROG	1	256	1/72/-1
GRAFI		PROG	1	256	1/72/2
GRAFIC		PROG	1	256	1/72/3
CARS		PROG	9	256	1/72/4
DECE10		PROG	9	256	1/72/13
PRIOR		PROG	9	256	1/72/22
Func2		PROG	9	256	0/73/1
DIGIT		PROG	9	256	0/73/10
HITOG		PROG	9	256	0/73/19
LOG1		PROG	9	256	0/73/28
RPL0T		PROG	9	256	1/73/7
SIN(X)		PROG	9	256	1/73/16
COSUMI		PROG	9	256	1/73/25
GRADE2		PROG	9	256	0/74/4
EJECON		PROG	9	256	0/74/13
CONTIN		PROG	9	256	0/74/22
SCAMIL		PROG	9	256	1/74/1
P5		PROG	9	256	1/74/10
D1		PROG	9	256	1/74/19
AG		PROG	9	256	0/1/0
GRUP		PROG	9	256	0/1/9
LASDE		PROG	9	256	0/1/18
CAR30		PROG	9	256	0/1/27
PANU1		PROG	9	256	1/1/6
PANU2		PROG	9	256	1/1/15
PANU3		PROG	9	256	1/1/24
TLUIS1		DATA	200	256	0/5/23

entrada,

- 5) "DESEA QUE TANTEE LA CARGA DE DISEÑO? SI/NO", Itante\$  
Valor alfanumérico de dos caracteres, "SI" o "NO"; Se utilizará "SI", cuando se desee que el valor absoluto de la diferencia entre la carga máxima sobre la cresta vertedora y la carga de diseño, sea menor o igual al 1%, es decir, la relación entre dichos valores, será aproximadamente igual a la unidad. Se usará "NO", cuando se desee que la carga de diseño no se modifique.

- 6) "ELEVACION INICIAL", Hin

Valor numérico. Es la elevación en msnm con la que se inicia la simulación del tránsito.

- 7) "NUMERO DE PUNTOS DONDE EXISTE CONTROL", Nc

Valor numérico. Es el número de puntos que forman la curva de elevaciones de control-gastos de regularización.

El valor referido en las órdenes de entrada 8 y 9 se deben de repetir, tantas veces, como puntos contenga la curva de elevaciones de control-gastos de regularización.

8) "ELEVACION DE CONTROL J",  $H_c(J)$ 

Valor numérico. Corresponde a la elevación del punto de control J, en msnm.

9) "GASTO DE CONTROL J",  $Q_r(J)$ 

Valor numérico. Corresponde al gasto de regularización del punto de control J, en  $m^3/s$ .

## 10) "COEFICIENTE DE DESCARGA DEL VERTEDOR LIBRE", C

Valor numérico. Se refiere al valor del coeficiente de descarga para un vertedor con descarga libre y perfil Creager, correspondiente a la relación entre la altura del paramento y la carga de diseño ( $P/H_0$ ).

11) "NUMERO DE ESCOTADURAS QUE FORMAN EL VERTEDOR",  $K_{ver}$ 

Valor numérico. Número de escotaduras que forman al vertedor, entendiéndose por escotadura, al espacio existente entre dos pilas.

Los datos de entrada referidos en las órdenes 12, 13, 14 y 15 se repetirán, tantas veces, como número de escotaduras existan.

12) "ESCOTADURA I LONGITUD",  $V_e(I)$

Valor numérico. Longitud efectiva promedio de la cresta vertedora, en m.

13) "ESCOTADURA I ELEVACION DE LA CRESTA",  $H_v(I)$

Valor numérico. Elevación del punto de descarga, se expresa, en msnm.

14) "ESCOTADURA I ELEVACION DEL PUNTO INFERIOR DE LA PANTALLA",  $H_p(I)$

Valor numérico. Elevación del punto inferior de la pantalla de concreto o de la compuerta, si no existe se deberá poner una elevación mayor que el embalse máximo esperado, se expresa en msnm.

15) "ESCOTADURA I CARGA DE DISEÑO",  $H_d(I)$

Valor numérico. Carga de diseño del vertedor, se expresa en m.

Después de introducir este último dato a la computadora aparece en pantalla el Cuadro ( 3.4.2 ), el cual tiene por objeto, proporcionar el nivel en que se encuentra realizando los cálculos el programa y además poder detectar si éste se quedó en un loop. Con el letrero "EL PROGRAMA SE ENCUENTRA EN EL PASO ( X,Y,Z)" se ve dicho nivel; donde "X" representa el número de

CUADRO ( 3.4.2 )

MENSAJE DE RASTREO

TTTTTTTTT	VVV	VVV	AAAAAAAAA	SSSSSSSSS	000000000	111
TTTTTTTTT	VVV	VVV	AAAAAAAAA	SSSSSSSSS	000000000	1111
TTT	VVV	VVV	AAA AAA	SSS SSS	000 000	11111
TTT	VVV	VVV	AAA AAA	SSS	000 000	11111
TTT	VVV	VVV	AAAAAAAAA	SSSSSSSSS	000 000	111
TTT	VVV	VVV	AAAAAAAAA	SSSSSSSSS	000 000	111
TTT	VVV	VVV	AAA AAA	SSS	000 000	111
TTT	VVV VVV		AAA AAA	SSS SSS	000 000	111
TTT	VVVVV		AAA AAA	SSSSSSSSS	000 000	111
TTT	VVV		AAA AAA	SSSSSSSSS	000000000	1111111
					000000000	1111111

POR FAVOR ESPERAR.....

EL PROGRAMA SE ENCUENTRA EN EL PASO (1,2,3)

tanteos que realiza para ajustar la carga de diseño, el número del intervalo - que se encuentra calculando se representa por "Y" y el número de tanteos que se encuentra realizando para igualar la ecuación de continuidad para dicho intervalo, por "Z".

- 16) "DESEA OBTENER TODOS LOS RESULTADOS DEL TRANSITO? - -  
SI/NO", IcaVe\$

Valor alfanumérico de dos caracteres, "SI" o "NO"; Se utilizará "NO" cuando se desee solamente que se impriman las características de control y del vertedor, - - así como, las condiciones del vaso cuando se presenta el embalse máximo. Se usará "SI" cuando además de las impresiones anteriores, se desee que imprima las condiciones del embalse para cada intervalo analizado.

- 17) "DESEA QUE GRAFIQUE RESULTADOS? SI/NO", Graf\$

Valor alfanumérico de dos caracteres, "SI" o "NO"; Se usará "SI", cuando se desea que se grafiquen los resultados del tránsito por medio del PLOTTER. Después de introducir el dato, inmediatamente aparecerá en pantalla el Cuadro ( 3.4.3 ), éste es un aviso que se deberá tener en cuenta. Se usará "NO" en el caso de no tener interés en que se grafiquen los resultados.

CUADRO ( 3.4.3 )

AVISO PARA COLOCAR PAPEL EN LA  
GRAFICADORA

PPPPPPPP	AAAAAAAA	PPPPPPPP	EEEEEEEE	LLL
PPPPPPPP	AAAAAAAA	PPPPPPPP	EEEEEEEE	LLL
PPP PPP	AAA AAA	PPP PPP	EEE	LLL
PPP PPP	AAA AAA	PPP PPP	EEE	LLL
PPPPPPPP	AAAAAAAA	PPPPPPPP	EEEEEE	LLL
PPPPPPPP	AAAAAAAA	PPPPPPPP	EEEEEE	LLL
PPP	AAA AAA	PPP	EEE	LLL
PPP	AAA AAA	PPP	EEE	LLL
PPP	AAA AAA	PPP	EEEEEEEE	LLLLLLLL
PPP	AAA AAA	PPP	EEEEEEEE	LLLLLLLL

Por favor, colocar una hoja de papel tamaño carta, en el plato del PLOTTER, para poder graficar el resultado de la simulación del tránsito realizado. El lado corto de dicha hoja, deberá estar apoyada al lado ancho del plato.

A continuación, activar la tecla CONT

## 18) "DESEA PROCESAR OTRO VERTEDOR? SI/NO", L\$

Valor alfanumérico de dos caracteres, "SI" o "NO"; se usará "SI", cuando se desee transitar la misma avenida, pero con otras condiciones de control o vertedor, en este caso se repetirán las órdenes, de la 3 a la 17. En caso de no desear que se procese otro vertedor, se utilizará "NO".

## 19) "DESEA PROCESAR OTRO HIDROGRAMA? SI/NO", L\$

Valor alfanumérico de dos caracteres, "SI" o "NO"; En caso de usar "SI", significa que se desea procesar otro hidrograma, y se deberán repetir todas las órdenes anteriores. En caso de usar "NO", se termina el proceso.

Para mayor facilidad en la preparación de los datos de entrada, se presenta, en el Apéndice B un formato general para ser llenado por el usuario, en él se muestran los datos de entrada en el orden cronológico de aparición.

3.5 ) Datos de prueba y ejemplo de salida

La salida de resultados, se obtiene por medio de dos unidades -

de salida, la impresora de datos y la graficadora o PLOTTER, La información -  
que se obtiene es la siguiente:

- 1) Nombre del proyecto
- 2) Nombre del yaso
- 3) Información referente al vertedor estudiado: Longitud de la cresta vertedora, elevación de la cresta, elevación de la pantalla, carga de diseño.
- 4) Elevaciones de control y gastos de regularización, para el vertedor analizado.
- 5) En forma de tabla imprime:
  - a) ORDEN: Índice que representa el intervalo analizado.
  - b) ENTRADAS: Gasto del hidrograma de la avenida correspondiente al principio del intervalo, en  $m^3/s$ .
  - c) ELEVACIONES: Elevación del embalse al final del intervalo analizado, en msnm.
  - d) SALIDAS: Gastos que pasa por la obra de excedencias, en  $m^3/s$ .
  - e) CASO: Si el embalse al final de intervalo analizado se encuentra abajo de la primera elevación de control, imprimirá el número 1; si el embalse al final del intervalo coincide con la primera

elevación de control, imprimirá el número 2; si el embalse al final del intervalo analizado se encuentra entre la primera y segunda elevaciones de control imprimirá un 3 y así sucesivamente.

f) VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO: Volumen acumulado generado por la avenida, en miles de metros cúbicos.

g) ALMACENAMIENTO: Capacidad del vaso, correspondiente a la elevación de la superficie del agua, expresado en miles de metros cúbicos.

6) Características del vertedor, cuando se presenta el embalse máximo.

Si  $lcave\$ = "SI"$ , la impresión de resultados, se realiza en la forma antes indicada; si  $lcave\$ = "NO"$ , solo imprime los pasos, cuyos números son: 1,2,3,, 4 y 6.

7) Grafica los resultados del tránsito de avenidas. Este paso se ejecuta, solo si  $Graf\$ = "SI"$ .

Para ilustrar el programa, a continuación se proporciona un ejemplo de una corrida, la cual, incluye, un listado del programa fuente, el paquete de datos de entrada, así como la salida de los resultados. Lo anterior, es motivado no solo por razones ilustrativas sino también como muestra de datos de

prueba para checar los programas recientemente grabados,

PROGRAMA FUENTE

```

10      |           PROGRAMA TVASO1
20      |
30      |           PROGRAMA ELABORADO POR EFRAIN CRUZ MARTINEZ
40      |
50      |           ENERO DE 1984
60      |
70      |           SIMULA EL TRANSITO SE AVENIDAS POR UN VASO, CON DESCARGA
80      |           LIBRE O CONTROLADA Y OPCION A GRAFICAR LOS RESULTADOS.
90      |
100     |
110     |
120     | OPTION BASE 1
130     | OVERLAP
140     | INTEGER Y2(300),Y3(300),Xx(300),Lx,Ly,Y1,X1
150     | COM Hhd(10),Dh1(9),Cco(10),Cp(9),H,Qs,Kver,C
160     | DIM Elev(50),Capa(50),Qe(300),Hc(25),Alfa(50),Qr(26),Name$(60),Tit$(60)
170     | DIM X(300),Y(300),V1(6),Hv(6),Hp(6),Hd(6),Qsan(300),Han(300),A(300)
180     | DATA 0,0.05,0.15,0.25,0.4,0.6,0.8,1.0,1.3,1.6
190     | DATA 0.05,0.075,0.1,0.125,0.175,0.225,0.35,0.475,0.7
200     | DATA 0.74,0.81,0.839,0.866,0.90,0.94,0.972,1.0,1.038,1.072
210     | DATA 0.729,0.719,0.713,0.709,0.702,0.696,0.683,0.669,0.646
220     | READ Hhd(*),Dh1(*),Cco(*),Cp(*)
230     |
240     |           LEE DEL ARCHIVO DE DATOS, LAS CARACTERISTICAS DEL VASO Y
250     |           DEL HIDROGRAMA DE ENTRADAS.
260     |
270     | INPUT "DONDE TIENE ALMACENADO LOS DATOS? T14,T15,H8,H8,0,1",N$
280     | PRINTER IS 16
290     | PRINT PAGE
300     | CAT CHR$(34)&CHR$(58)&N$&CHR$(34)
310     | INPUT "NOMBRE DEL ARCHIVO",Archi$
320     | PRINT PAGE
330     | MASS STORAGE IS CHR$(58)&N$
340     | ASSIGN #1 TO Archi$
350     | READ #1;Name$,Tit$,Nelca
360     | FOR I=1 TO Nelca
370     | READ #1;Elev(I),Capa(I)
380     | NEXT I
390     | READ #1;Delt,Nqe
400     | INPUT "FACTOR PARA MAXIMIZAR EL HIDROGRAMA DE ENTRADA",Fact
410     | FOR M=1 TO Nqe
420     | READ #1;Qe(M)
430     | Qe(M)=Qe(M)*Fact
440     | NEXT M
450     |
460     |           LEE POR PANTALLA LAS CARACTERISTICAS DE LA OBRA DE EXCE-
470     |           DENCIAS Y LAS CONDICIONES DE CONTROL.
480     |
490     | INPUT "NUMERO DE PUNTOS ADICIONALES DEL HIDROGRAMA DE SALIDA",M
500     | INPUT "DESEA QUE TANTEE LA CARGA DE DISENO? SI/NO",Itante$
510     | INPUT "ELEVACION INICIAL",Hin
520     | INPUT "NUMERO DE PUNTOS DONDE EXISTE CONTROL",Nc
530     | REDIM Hc(Nc),Qr(Nc+1)
540     | FOR J=1 TO Nc+1

```

```

550 IF J>Nc THEN 580
560 DISP "ELEVACION DE CONTROL ";J;
570 INPUT "",Hc(J)
580 DISP "GASTO DE CONTROL";J;
590 INPUT "",Qr(J)
600 NEXT J
610 INPUT "COEFICIENTE DE DESCARGA DEL VERTEDOR LIBRE",C
620 INPUT "NUMERO DE ESCOTADURAS QUE FORMAN EL VERTEDOR",Kver
630 REDIM V1(Kver),Hv(Kver),Hp(Kver),Hd(Kver)
640 FOR L=1 TO Kver
650 DISP "ESCOTADURA";L;"LONGITUD";
660 INPUT "",V1(L)
670 DISP "ESCOTADURA";L;"ELEVACION DE LA CRESTA";
680 INPUT "",Hv(L)
690 DISP "ESCOTADURA";L;"ELEVACION DEL PUNTO INFERIOR DE LA PANTALLA";
700 INPUT " ",Hp(L)
710 DISP "ESCOTADURA";L;"CARGA DE DISEÑO";
720 INPUT "",Hd(L)
730 NEXT L
740 !
750 ! IMPRIME EN LA PANTALLA EL CUADRO DE RASTREO.
760 !
770 PRINTER IS 16
780 K4=0
790 PRINT USING 990
800 PRINT USING 1000
810 PRINT USING 990
820 PRINT USING 1010
830 PRINT USING 1020
840 PRINT USING 1030
850 PRINT USING 1020
860 PRINT USING 1040
870 PRINT USING 1050
880 PRINT USING 1060
890 PRINT USING 1050
900 PRINT USING 1060
910 PRINT USING 1070
920 PRINT USING 1080
930 PRINT USING 1090
940 PRINT USING 1080
950 PRINT USING 1100
960 PRINT USING 1110
970 PRINT USING 1120
980 PRINT USING 1110
990 IMAGE #,6X,9("T"),3X,3("V"),3X,3("V"),3X,9("A"),3X,9("S")
1000 IMAGE 3X,9("O"),5X,3("1")
1010 IMAGE 3X,9("O"),4X,4("1")
1020 IMAGE #,9X,3("T"),6X,3("V"),3X,3("V"),3X,3("A"),3X,3("A")
1030 IMAGE 3X,3("S"),3X,3("S"),3X,3("O"),3X,3("O"),3X,5("1")
1040 IMAGE 3X,3("S"),9X,3("O"),3X,3("O"),5X,3("1")
1050 IMAGE #,9X,3("T"),6X,3("V"),3X,3("V"),3X,9("A"),3X,9("S")
1060 IMAGE 3X,3("O"),3X,3("O"),5X,3("1")
1070 IMAGE #,9X,3("T"),6X,3("V"),3X,3("V"),2(3X,3("A")),9X,3("S")
1080 IMAGE 2(3X,3("O")),5X,3("1")

```

```

1090 IMAGE #, 9X, 3("T"), 6X, 2(1X, 3("V")), 1X, 2(3X, 3("A")), 2( 3X, 3("S"))
1100 IMAGE #, 9X, 3("T"), 8X, 5("V"), 2X, 2(3X, 3("A"))
1110 IMAGE 3X, 9("S"), 3X, 9("O"), 3X, 7("I")
1120 IMAGE #, 9X, 3("T"), 9X, 3("V"), 3X, 2(3X, 3("A"))
1130 N1=N2=1
1140 PRINT LIN(2), SPA(12), "POR FAVOR ESPERAR..."
1150 !
1160 !   COMPARA EL GASTO DE REGULARIZACION CONTRA EL GASTO MAXI-
1170 !   MO QUE PUEDE EXTRAER EL VERTEDOR.
1180 !
1190 REM
1200 K4=K4+1
1210 K1=0
1220 FOR Lm=1 TO Nc
1230 H=Hc(Lm)
1240 CALL Aux1(Elev(*), Capa(*), H, Vol, Helca)
1250 Vc=2/Delt*Vol
1260 CALL Qsa1(Vl(*), Hv(*), Hp(*), Hd(*))
1270 Lmp=2*Lm
1280 IF Qr(Lm+1)>Qs THEN 1310
1290 Alfa(Lmp)=Vc+Qr(Lm+1)
1300 GOTO 1320
1310 Alfa(Lmp)=Vc+Qs
1320 Lpbp=2*Lm-1
1330 IF Qr(Lm)>Qs THEN 1360
1340 Alfa(Lpbp)=Vc+Qr(Lm)
1350 GOTO 1370
1360 Alfa(Lpbp)=Vc+Qs
1370 NEXT Lm
1380 !
1390 !   EMPIEZA LA SIMULACION DEL TRANSITO.
1400 !
1410 H=Hin
1420 K=Vfs=0
1430 K1=1
1440 CALL Aux1(Elev(*), Capa(*), H, Vfi, Helca)
1450 CALL Qsa1(Vl(*), Hv(*), Hp(*), Hd(*))
1460 FOR J=1 TO Nc
1470 IF H<=Hc(J) THEN 1490
1480 NEXT J
1490 IF Qs>Qr(J) THEN 1520
1500 Qsfi=Qs
1510 GOTO 1530
1520 Qsfi=Qr(J)
1530 Jj=2*J-1
1540 K=K+1
1550 R(K)=Jj
1560 Van=Vfi
1570 Qsan(K)=Qsfi
1580 Han(K)=H
1590 IF Han(K1)>=Han(K) THEN 1610
1600 K1=K
1610 FOR Iver=1 TO Kver
1620 IF Han(K)>Hp(Iver) THEN 1680

```

```

1630 Car=(Han(K)-Hv(Iver))/Hd(Iver)
1640 IF Car<=1.34 THEN 1750
1650 BEEP
1660 PRINT USING 1730;Iver
1670 GOTO 1750
1680 Car=(Hp(Iver)-Hv(Iver))/(Han(K)-Hv(Iver))
1690 IF Car>=.05 THEN 1750
1700 BEEP
1710 PRINT USING 1740;Iver
1720 NEXT Iver
1730 IMAGE 2X,"REVISE CARGA DE DISEÑO DEL VERTEDOR",2D
1740 IMAGE 2X,"REVISE ABERTURA DE LA PANTALLA",2D
1750 IF K<Nqe+M THEN 4120
1760 !
1770 ! MODIFICA LA CARGA DE DISEÑO(tantea).
1780 !
1790 IF Itante#="NO" THEN 2000
1800 Delta=ABS(Han(K1)-Hv(1)-Hd(1))
1810 IF Delta<.01 THEN 2000
1820 IF Han(K1)-Hv(1)<Hd(1) THEN 1880
1830 N1=2
1840 IF N1<>N2 THEN 1860
1850 Delta=Delta*.5
1860 Hd(1)=Hd(1)+Delta
1870 GOTO 1920
1880 N2=2
1890 IF N1<>N2 THEN 1910
1900 Delta=Delta*.5
1910 Hd(1)=Hd(1)-Delta
1920 IF Kver=1 THEN 1190
1930 FOR J=2 TO Kver
1940 Hd(J)=Hv(1)+Hd(1)-Hv(J)
1950 NEXT J
1960 GOTO 1190
1970 !
1980 ! IMPRIME LOS RESULTADOS DEL PROBLEMA.
1990 !
2000 N3=Nqe+M
2010 PRINT PAGE
2020 PRINTER IS 7,1,WIDTH(135)
2030 PRINT CHR$(27)&"&11L"
2040 Yes=0
2050 PRINT PAGE
2060 PRINT USING 2070;Name$,Tit$
2070 IMAGE 14X,"PROYECTO ",60A/14X,"VASO ",60A/
2080 PRINT USING 2090
2090 IMAGE #,14X,"ESCOTADURA "
2100 FOR Lmn=1 TO Kver
2110 PRINT USING 2120;Lmn
2120 IMAGE #10X,2D
2130 NEXT Lmn
2140 PRINT USING 2150;V1(*)
2150 IMAGE /,14X,"LONGITUD " ,6(6D.2D,2X)
2160 PRINT USING 2170;Hv(*)

```

```

2170 IMAGE 14X,"ELEV.CRESTA",6(6D.2D,2X)
2180 PRINT USING 2190;Hp(*)
2190 IMAGE 14X,"PANTALLA",6(6D.2D,2X)
2200 PRINT USING 2210;Hd(*)
2210 IMAGE 14X,"CARGA DE DISEÑO",6(6D.2D,2X)
2220 PRINT USING 2230;Hc(*)
2230 IMAGE 14X,"ELEVACION CONTROL",6(6D.2D,2X)
2240 PRINT USING 2250;Qr(*)
2250 IMAGE 14X,"GASTO REGULARIZACION",6(6D.2D,2X)
2260 BEEP
2270 INPUT "DESEA OBTENER TODOS LOS RESULTADOS DEL TRANSITO? SI/NO",Icave#
2280 IF Icave#="NO" THEN 2490
2290 PRINT LIN(1),SPA(14),RPT#(" ",106)
2300 PRINT USING 2320
2310 PRINT USING 2330
2320 IMAGE #,17X,"ORDEN",8X,"ENTRADAS",7X,"ELEVACIONES",7X,"SALIDAS",5X,"CASO"
2330 IMAGE 10X,"VOL.ESCUR.",4X,"ALMACENAMIENTO"
2340 PRINT SPA(14),RPT#(" ",106)
2350 K3=1
2360 Ves=0
2370 H1=Han(K3)
2380 CALL Auxi(Elev(*),Capa(*),H1,Almac,Ne1ca)
2390 PRINT USING 2470;K3,Qe(K3),Han(K3),Qsan(K3),A(K3),Ves,Almac
2400 FOR K2=2 TO N3
2410 H1=Han(K2)
2420 CALL Auxi(Elev(*),Capa(*),H1,Almac,Ne1ca)
2430 Ves=Ves+Delt/2*(Qe(K2-1)+Qe(K2))
2440 IF K2=K1 THEN Almac1=Almac
2450 PRINT USING 2470;K2,Qe(K2),Han(K2),Qsan(K2),A(K2),Ves,Almac
2460 NEXT K2
2470 IMAGE 17X,4D,3(7X,6D.3D),3X,3D,5X,2(5X,7D.3D)
2480 PRINT SPA(14),RPT#(" ",106)
2490 PRINT LIN(3)
2500 PRINT USING 2570;K1
2510 PRINT USING 2580
2520 PRINT SPA(14),"EMBALSE MAXIMO,SON LAS SIGUIENTES:"
2530 PRINT USING 2590;Qsan(K1)
2540 PRINT USING 2600;Han(K1)
2550 PRINT USING 2610;Qe(K1)
2560 PRINT USING 2620;Almac1
2570 IMAGE 14X,"EL EMBALSE MAXIMO SE PRESENTA EN EL INTERVALO NUMERO",5D,"."
2580 IMAGE 14X,"LAS CARACTERISTICAS DEL PROBLEMA CUANDO SE PRESENTA EL"
2590 IMAGE 14X,"GASTO MAXIMO DEL VERTEDOR=",13X,6D.3D
2600 IMAGE 14X,"ELEVACION MAXIMA DEL EMBALSE=",10X,6D.3D
2610 IMAGE 14X,"GASTO DE ENTRADA AL VASO(Hidrograma)=",2X,6D.3D
2620 IMAGE 14X,"ALMACENAMIENTO MAXIMO EN EL VASO=",6X,8D.D
2630 BEEP
2640 INPUT "DESEA QUE GRAFIQUE RESULTADOS? SI/NO",Graf#
2650 IF Graf#="NO" THEN 4590
2660 !
2670 ! GRAFICA EL HIDROGRAMA DE ENTRADAS Y SALIDAS.
2680 !
2690 PRINTER IS 16

```

```

2700 PRINT LIN(5)
2710 PRINT USING 2810
2720 PRINT USING 2810
2730 PRINT USING 2820
2740 PRINT USING 2820
2750 PRINT USING 2830
2760 PRINT USING 2830
2770 PRINT USING 2840
2780 PRINT USING 2840
2790 PRINT USING 2850
2800 PRINT USING 2850
2810 IMAGE 7X,9("P"),5X,9("A"),5X,9("P"),5X,9("E"),5X,3("L")
2820 IMAGE 4X,2(3X,3("P")),2X,2(3X,3("A")),2X,2(3X,3("P")),5X,3("E"),11
X,3("L")
2830 IMAGE 7X,9("P"),5X,9("A"),5X,9("P"),5X,6("E"),8X,3("L")
2840 IMAGE 7X,3("P"),8X,2(3X,"AAA"),5X,3("P"),11X,3("E"),11X,3("L")
2850 IMAGE 7X,3("P"),8X,2(3X,"AAA"),5X,3("P"),11X,9("E"),5X,9("L")
2860 PRINT USING 2870
2870 IMAGE //12X,"Por favor,colocar una hoja de papel tamaño carta, en el pla"
2880 PRINT USING 2890
2890 IMAGE #,7X,"to del PLOTTER,para poder graficar el resultado de la simula"
2900 PRINT "cion"
2910 PRINT USING 2920
2920 IMAGE #,7X,"del tránsito realizado.El lado corto de dicha hoja,debera est"
2930 PRINT "ar"
2940 PRINT SPA(7),"apoyada al lado ancho del plato."
2950 PRINT LIN(1),SPA(12),"A continuacion, activar la tecla CONT"
2960 PAUSE
2970 PRINT PAGE
2980 Max=Min=Qe(1)
2990 FOR I=2 TO Nqe
3000 IF Qe(I)>=Min THEN 3030
3010 Min=Qe(I)
3020 GOTO 3050
3030 IF Qe(I)<Max THEN 3050
3040 Max=Qe(I)
3050 NEXT I
3060 Max1=Min1=Qsan(1)
3070 FOR J=2 TO N3
3080 IF Qsan(J)>=Min1 THEN 3110
3090 Min1=Qsan(J)
3100 GOTO 3130
3110 IF Qsan(J)<Max1 THEN 3130
3120 Max1=Qsan(J)
3130 NEXT J
3140 Maxy=MAX(Max,Max1)
3150 Miny=MIN(Min,Min1)
3160 Miny=INT(Miny)
3170 PRINTER IS 7,5
3180 PRINT USING "K";"IN"
3190 PRINT USING "K";"IP0,0,7500,9500"
3200 PRINT USING "K";"V85;SP1;DI1,0;SI0.15,0.25"
3210 Minx=0
3220 Maxx=Lx=Delt*(N3+1)

```

```

3230 IF Lx<=10 THEN 3300
3240 IF Lx<=20 THEN 3320
3250 IF Lx<=100 THEN 3340
3260 IF Lx<=200 THEN 3360
3270 IF Lx<=400 THEN 3380
3280 IF Lx<=500 THEN 3400
3290 IF Lx>500 THEN 3420
3300 Ax=.5
3310 GOTO 3430
3320 Ax=1
3330 GOTO 3430
3340 Ax=5
3350 GOTO 3430
3360 Ax=10
3370 GOTO 3430
3380 Ax=20
3390 GOTO 3430
3400 Ax=25
3410 GOTO 3430
3420 Ax=50
3430 Nx=INT(Lx/Ax)
3440 FOR N=1 TO Nx
3450 Xx(N)=1660+(N-1)*Delt/Maxx*5840
3460 Y2(N)=1660+Qe(N)/Maxy*7050
3470 Y3(N)=1660+Qsan(N)/Maxy*7050
3480 NEXT N
3490 Ly=Maxy+10
3500 IF Ly<=1250 THEN 3560
3510 IF Ly<=2500 THEN 3580
3520 IF Ly<=6250 THEN 3600
3530 IF Ly<=12500 THEN 3620
3540 IF Ly<=25000 THEN 3640
3550 IF Ly>25000 THEN 3660
3560 Ay=50
3570 GOTO 3670
3580 Ay=100
3590 GOTO 3670
3600 Ay=250
3610 GOTO 3670
3620 Ay=500
3630 GOTO 3670
3640 Ay=1000
3650 GOTO 3670
3660 Ay=2000
3670 Ny=INT(Ly/Ay)
3680 PRINT USING "K"; "PA 1660,1660;PD"
3690 FOR L=1 TO Ny
3700 Yo=L*Ay
3710 Y1=1660+Yo/Maxy*7050
3720 PRINT USING 4000; "PA",1660,"",",",Y1,";TL.6;YT;PU;CP-6.25,-0.25"
3730 PRINT USING 4010; "LB",Yo,";PU;PA",1660,"",",",Y1,";PD"
3740 NEXT L
3750 PRINT USING "K"; "PA",1660,"",",",8710,";PU"
3760 PRINT USING "K"; "PU;PA1660,1660"

```

```

3770 PRINT USING "K"; "CP-1.25, -0.25; LB", Miny, "; PU"
3780 PRINT USING "K"; "DI0, 1; SI0.20, 0.30; PU"
3790 PRINT USING "K"; "PA1000, 4120; PD; LBGASTO, EN M; PU; SI0.15, 0.20; PA1000, 5300"
3800 PRINT USING "K"; "PD; LB3; PU; SI0.20, 0.30; PA1000, 5400; PD; LB/SEG; PU"
3810 PRINT USING "K"; "DI0, 1; SI0.15, 0.25"
3820 PRINT USING "K"; "PA 1660, 1660; PD"
3830 FOR I=1 TO Nx
3840 Xo=I*Ax
3850 X1=1660+Xo/Maxx*5840
3860 PRINT USING 4000; "PA", X1, ", ", 1660, "; TL.6; XT; PU; CP-6.25, -0.25"
3870 PRINT USING 4010; "LB", Xo, "; PU; PA", X1, ", ", 1660, "; PD"
3880 NEXT I
3890 PRINT USING "K"; "PA", 7500, ", ", 1660, "; PU"
3900 PRINT USING "K"; "DI1, 0; SI0.20, 0.30; PU"
3910 PRINT USING "K"; "PA3035, 1150; PD; LBTIEMPO, EN MILES DE SEGUNDOS ; PU"
3920 PRINT USING "K"; "PA2280, 9200; PD"
3930 PRINT USING "K"; "LB TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE; PU"
3940 PRINT USING "K"; "SI0.15, 0.25"
3950 PRINT USING "K"; "PA 1660, 830; PD; LBSIMBOLOGIA :; PU"
3960 PRINT USING "K"; "PA 1660, 590; PD; LBGASTO DE ENTRADA; PU"
3970 PRINT USING "K"; "LT5; SP2; PA 3200, 595; PD; PA 3720, 595; LT1; SP1; PU"
3980 PRINT USING "K"; "PA 1660, 438; PD; LBGASTO DE SALIDA; PU"
3990 PRINT USING "K"; "LT6; SP3; PA3200, 442; PD; PA3720, 442; PU"
4000 IMAGE 2A, 6D, A, 6D, 25A
4010 IMAGE 2A, 6D, 7A, 6D, A, 6D, 3A
4020 PRINT USING "K"; "LT5; SP2"
4030 FOR K=1 TO Nqe
4040 PRINT USING "K"; "PA", Xx(K), ", ", Y2(K), "; PD"
4050 NEXT K
4060 PRINT USING "K"; "PU; LT6; SP3"
4070 FOR L=1 TO N3
4080 PRINT USING "K"; "PA", Xx(L), ", ", Y3(L), "; PD"
4090 NEXT L
4100 PRINT USING "K"; "PU; SP0"
4110 GOTO 4590
4120 IF K<Nqe THEN 4140
4130 Qe(K+1)=0
4140 Beta=Qe(K)+Qe(K+1)+2/Delt*Van-Qsan(K)
4150 Jj=A(K)=1
4160 IF Beta-A1fa(Jj)<=0 THEN 4190
4170 Jj=A(K)=Jj+1
4180 IF Jj-2*Nc<=0 THEN 4160
4190 J=(Jj-1)/2+1
4200 IF Jj-2*J<0 THEN 4280
4210 IF Jj-2*J=0 THEN 4430
4220 BEEP
4230 PRINT "ERROR EN EL CONTADOR Jj"
4240 GOTO 4590
4250 !
4260 ! RESUELVE LA ECUACION DEL TRANSITO.
4270 !
4280 Qsfi=Qsan
4290 K5=0
4300 K5=K5+1

```

```

4310 Vk=Vfi
4320 K5=K5+1
4330 DISP "      EL PROGRAMA SE ENCUENTRA EN EL PASO (";K4;"",";K";",";K5;"")"
4340 Vfi=.5*Delt*(Qe(K)+Qe(K+1)-Qsfi-Qsan(K))+Van
4350 CALL Aux1(Capa(*),Elev(*),Vfi,H,Nelca)
4360 CALL Qsa1(V1(*),Hv(*),Hp(*),Hd(*))
4370 IF Qs-Qr(J)>0 THEN 4400
4380 Qsfi=Qs
4390 GOTO 4410
4400 Qsfi=Qr(J)
4410 IF ABS(Vk-Vfi)<=10 THEN 1540
4420 GOTO 4310
4430 H=Hc(J)
4440 CALL Aux1(Elev(*),Capa(*),H,Vfi,Nelca)
4450 CALL Qsa1(V1(*),Hv(*),Hp(*),Hd(*))
4460 IF Qr(J+1)-Qs>0 THEN 4490
4470 IF Qr(J+1)-Qe(K+1)>0 THEN 4540
4480 IF Qr(J+1)-Qe(K+1)<=0 THEN 4520
4490 IF Qs-Qe(K+1)>0 THEN 4540
4500 Qsfi=Qs
4510 GOTO 1540
4520 Qsfi=Qr(J+1)
4530 GOTO 1540
4540 IF Qe(K+1)-Qr(J)>0 THEN 4570
4550 Qsfi=Qr(J)
4560 GOTO 1540
4570 Qsfi=Qe(K+1)
4580 GOTO 1540
4590 BEEP
4600 INPUT "DESEA PROCESAR OTRO VERTEDEDOR? SI/NO",Vert#
4610 IF Vert#="SI" THEN 490
4620 BEEP
4630 INPUT "DESEA PROCESAR OTRO HIDROGRAMA? SI/NO",Hidr#
4640 IF Hidr#="SI" THEN 270
4650 !
4660 DISP "PROCESO TERMINADO"
4670 END
4680 !
4690 !
4700 !
4710 ! SURUTINA PARA CALCULAR EL GASTO DE SALIDA POR LA OBRA
4720 ! DE EXCEDENCIAS.
4730 !
4740 SUB Qsa1(V1(*),Hv(*),Hp(*),Hd(*))
4750 OPTION BASE 1
4760 COM Hhd(10),Dh1(9),Cco(10),Cp(9),H,Qs,Kver,C
4770 Qs=0
4780 FOR I=1 TO Kver
4790 IF H>Hv(I) THEN 4820
4800 Qsa=0
4810 GOTO 4950
4820 IF H>Hp(I) THEN 4880
4830 Car=(H-Hv(I))/Hd(I)
4840 N=10

```

```

4850 CALL Aux1(Hhd(*),Cco(*),Car,Cco,N)
4860 Qsa=C*Cco*V1(I)*(H-Hv(I))^1.5
4870 GOTO 4950
4880 Car=(Hp(I)-Hv(I))/Hd(I)
4890 IF Car>.05 THEN 4920
4900 Cd=.73
4910 GOTO 4940
4920 N=9
4930 CALL Aux1(Dh1(*),Cp(*),Car,Cd,N)
4940 Qsa=2.9530*Cd*V1(I)*((H-Hv(I))^1.5-(H-Hp(I))^1.5)
4950 Qs=Qsa+Qs
4960 NEXT I
4970 SUBEND
4980 !
4990 !
5000 !
5010 ! SUBROUTINA PARA INTERPOLAR O EXTRAPOLAR.
5020 !
5030 SUB Aux1(X(*),Y(*),Xo,Yo,N)
5040 OPTION BASE 1
5050 REDIM X(N),Y(N)
5060 FOR J=1 TO N
5070 IF X(J)<Xo THEN 5110
5080 IF X(J)>Xo THEN 5130
5090 Yo=Y(J)
5100 GOTO 5140
5110 NEXT J
5120 J=N
5130 Yo=(Y(J)-Y(J-1))/(X(J)-X(J-1))*(Xo-X(J-1))+Y(J-1)
5140 SUBEND

```

DATOS DE ENTRADA

# PROGRAMA TVASOI

## FORMA PARA EL VACIADO DE DATOS DE ENTRADA

### PARA CADA HIDROGRAMA

DONDE TIENE ALMACENADO LOS DATOS? T14; T15; H8; H8,0,1

H8
----

NOMBRE DEL ARCHIVO

TLUIS1
--------

FACTOR PARA MAXIMIZAR EL HIDROGRAMA DE ENTRADA

1.0
-----

### PARA CADA VERTEDOR

NUMERO DE PUNTOS ADICIONALES DEL HIDROGRAMA DE SALIDA

0
---

DESEA QUE TANTEE LA CARGA DE DISEÑO? SI/NO

SI
----

ELEVACION INICIAL

72.44
-------

NUMERO DE PUNTOS DONDE EXISTE CONTROL

1
---

### PUNTOS DE CONTROL

J	Hc(J)	Qr(J)
1	72.44	0
2		15 000

J	Hc(J)	Qr(J)

J	Hc(J)	Qr(J)

J	Hc(J)	Qr(J)

COEFICIENTE DE DESCARGA DEL VERTEDOR LIBRE

2.05

NUMERO DE ESCOTADURAS QUE FORMAN EL VERTEDOR

1

### CARACTERISTICAS DE CADA ESCOTADURA

Mm	Vl(Mm)	Hv(Mm)	Hp(Mm)	Hd(Mm)
1	150.00	72.44	82.44	10.00

Mm	Vl(Mm)	Hv(Mm)	Hp(Mm)	Hd(Mm)

DESEA OBTENER TODOS LOS RESULTADOS DEL TRANSITO? SI/NO

SI

DESEA QUE GRAFIQUE RESULTADOS? SI/NO

SI

DESEA PROCESAR OTRO VERTEDOR? SI/NO

NO

SALIDA DE RESULTADOS

PROYECTO SAN LUIS-TECAPAN, GRO.  
 VAO SAN LUIS

INSTALACION	1	
LABORES	150.00	
MED. CRESTA	72.44	
PRATICLA	82.44	
CARGAJE DISEÑO	7.67	
ELEVACION CONTROL	72.44	
GASTO REGULARIZACION	0.00	15000.00

ORDEN	ENTRADAS	ELEVACIONES	SALIDAS	CASO	VOL. ESCUR.	ALMACENAMIENTO
1	0.000	72.440	0.000	3	0.000	200020.200
2	150.000	72.454	.389	3	135.000	200162.849
3	300.000	72.497	3.122	3	540.000	200564.666
4	400.000	72.562	9.982	3	1170.000	201182.764
5	560.000	72.651	22.951	3	2034.000	202017.129
6	820.000	72.776	47.217	3	3276.000	203195.996
7	1050.000	72.941	88.595	3	4959.000	204756.900
8	1360.000	73.145	148.659	3	7128.000	206712.576
9	1780.000	73.401	238.810	3	9954.000	209190.136
10	2220.000	73.716	369.736	3	13554.000	212242.420
11	2630.000	74.080	545.392	3	17919.000	215763.732
12	3110.000	74.481	767.333	3	23085.000	219768.189
13	3600.000	74.925	1045.267	3	29124.000	224175.634
14	4250.000	75.405	1380.028	3	36189.000	229057.585
15	4750.000	75.920	1778.627	3	44289.000	234314.007
16	5375.000	76.442	2222.940	3	53401.500	239825.245
17	5900.000	76.980	2718.177	3	63549.000	245525.854
18	6620.000	77.516	3252.960	3	74817.000	251419.995
19	7200.000	78.065	3840.850	3	87255.000	257473.799
20	7850.000	78.604	4451.541	3	100800.000	263555.976
21	8710.000	79.157	5113.682	3	115704.000	269851.703
22	9430.000	79.716	5821.173	3	132030.000	276336.923
23	10100.000	80.251	6532.495	3	149607.000	282796.186
24	10700.000	80.753	7225.389	3	168327.000	289134.834
25	11000.000	81.221	7898.991	3	187857.000	295853.842
26	10800.000	81.608	8474.066	3	207477.000	299937.967
27	10400.000	81.881	8890.889	3	226557.000	303389.201
28	9920.000	82.044	9143.405	3	244845.000	305445.953
29	9310.000	82.104	9267.912	3	262152.000	306209.351
30	8720.000	82.075	9173.127	3	278379.000	305843.015
31	8170.000	81.979	9043.555	3	293580.000	304635.651
32	7500.000	81.824	8803.991	3	307683.000	302675.573
33	7160.000	81.635	8515.245	3	320877.000	300282.135
34	6700.000	81.431	8209.033	3	333351.000	297705.342
35	6200.000	81.209	7881.906	3	345033.000	294906.441
36	5850.000	80.975	7541.771	3	355950.000	291942.968
37	5510.000	80.734	7199.277	3	366174.000	288900.761
38	5150.000	80.492	6861.605	3	375768.000	285840.612
39	4800.000	80.247	6527.150	3	384723.000	282746.239
40	4490.000	80.002	6197.870	3	393084.000	279655.312
41	4100.000	79.735	5844.898	3	400815.000	276548.413
42	3790.000	79.467	5500.268	3	407916.000	273439.287
43	3450.000	79.201	5167.198	3	414432.000	270355.007
44	3100.000	78.931	4838.060	3	420327.000	267245.676
45	2810.000	78.658	4512.785	3	425646.000	264149.256

46	2520.000	78.386	4202.037	3	430443.000	251103.196
47	2180.000	76.115	3877.100	3	434673.000	256644.207
48	1860.000	77.836	3590.916	3	438309.000	254941.199
49	1620.000	77.557	3295.854	3	441441.000	251875.268
50	1300.000	77.280	3012.963	3	444069.000	248825.452
51	1150.000	77.009	2746.918	3	446274.000	245846.671
52	920.000	76.741	2493.181	3	448137.000	242993.675
53	700.000	76.476	2252.614	3	449595.000	240180.530
54	500.000	76.215	2024.944	3	450675.000	237410.784
55	310.000	75.957	1808.589	3	451404.000	234688.758
56	200.000	75.701	1603.922	3	451863.000	232076.129
57	0.000	75.452	1414.836	3	452043.000	229538.803

\*\*\*\*\*

EL EMBALSE MAXIMO SE PRESENTA EN EL INTERVALO NUMERO 29.

LAS CARACTERISTICAS DEL PROBLEMA CUANDO SE PRESENTA EL

EMBALSE MAXIMO, SON LAS SIGUIENTES:

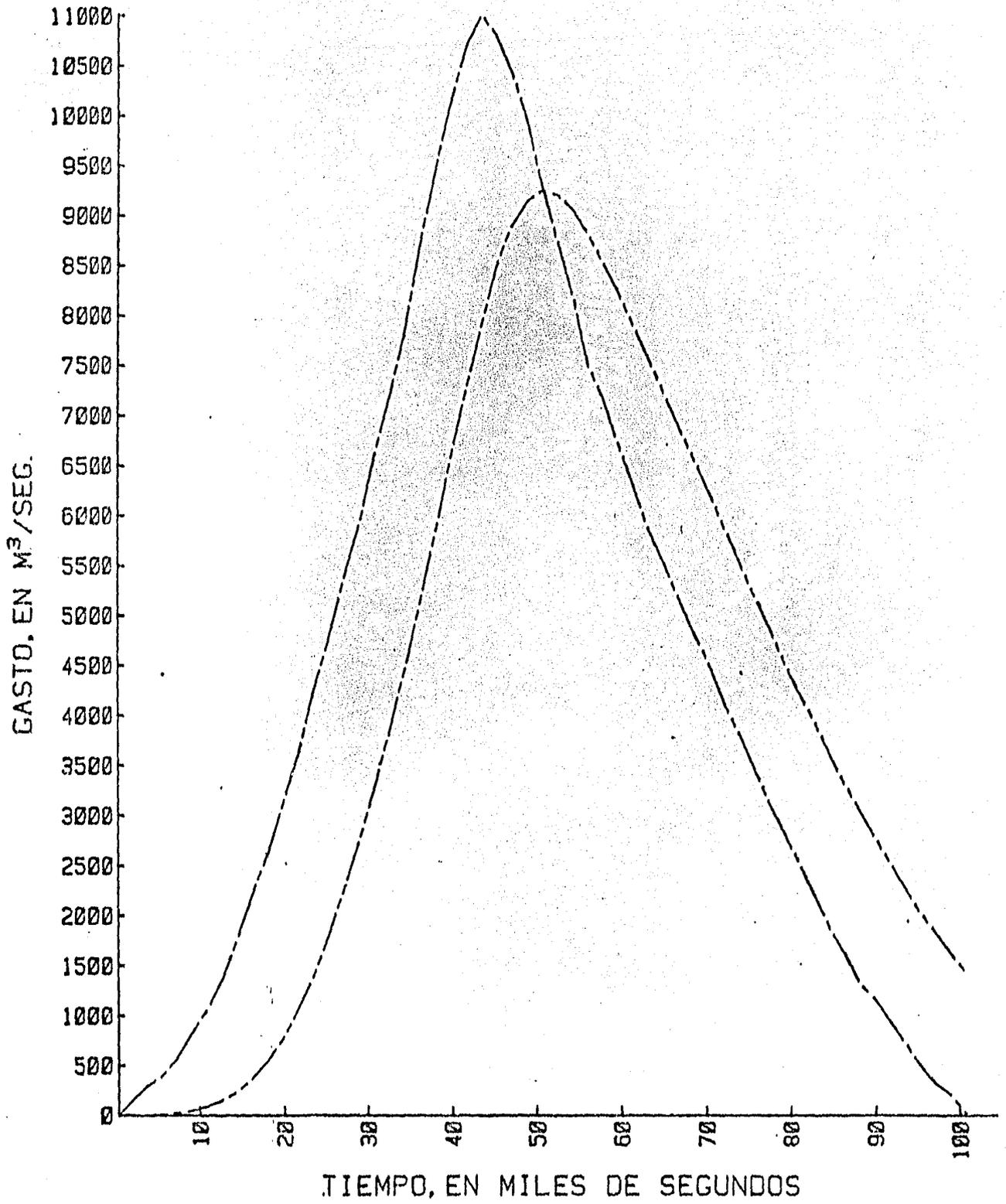
GASTO MAXIMO DEL VERTEDOR= 9237.912

ELEVACION MAXIMA DEL EMBALSE= 82.104

GASTO DE ENTRADA AL VASO(Hidrograma)= 9310.000

ALMACENAMIENTO MAXIMO EN EL VASO= 306209.4

# TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE



SIMBOLOGIA :

GASTO DE ENTRADA: ———  
GASTO DE SALIDA: - - - -

CAPITULO IV  
COMPARACION Y ANALISIS DE RESULTADOS DEL  
METODO TRADICIONAL Y EL PROPUESTO

4.1 ) Antecedentes

Con el objeto de poder realizar el análisis y comparación entre los resultados obtenidos de las simulaciones del tránsito de avenidas, por los métodos propuestos en el Capítulo II —semigráfico y numérico—, se procedió a seleccionar un vaso que haya sido simulado, y así disponer de los datos necesarios para realizar dichas simulaciones y a su vez tener un patrón de comparación de que los resultados sean confiables. Con base en lo anterior, se determinó que en los estudios básicos necesarios para llevar a cabo el diseño del proyecto San Luis-Tecpan, Gro. existe un estudio hidrológico\* del vaso San Luis, con fines de riego, que satisface con los objetivos anteriormente mencionados y por lo cual se tomó de referencia.

4.2 ) Descripción general del proyecto

El río San Luis nace en la Sierra Filo Mayor, que es una estrinación de la Sierra Madre del Sur a unos 2 750 m de altitud en el estado de Guerrero; su rumbo general es hacia el sur. Inicialmente se le conoce como río -

---

\* "Adecuación del estudio hidrológico del proyecto San Luis, Gro." , Subdirección de Hidrología, SARH, México, D.F., agosto de 1983.

Grande por unos 35 km hasta las cercanías de la estación climatológica Gloria Escondida y a partir de allí toma el nombre de río San Luis hasta desembocar en el Océano Pacífico, unos 15 km aguas abajo, en el sitio llamado Boca de San Luis. Por la margen derecha no tiene afluentes importantes; por la izquierda en cambio sí pueden considerarse tres de ellos que corren sensiblemente hacia el suroeste y son el arrollo El Salto, el río Chiquito y el arroyo Guayabo.

La cuenca del río San Luis limita al norte con la propia del río Balsas, al este con la del río Tecpan en su parte alta, y con la del arroyo Nuxco en la baja; al sur con el Océano Pacífico y al oeste con la cuenca del río Coyuquila. Es de configuración alargada y se ubica en su totalidad en el estado de Guerrero, está comprendida entre los paralelos  $17^{\circ}12'$  y  $17^{\circ}43'$  de latitud norte y los meridianos  $100^{\circ}42'$  y  $100^{\circ}59'$  de longitud oeste.

#### 4.3 ) Información básica utilizada

Se dispone, de toda la cuenca, cartas elaboradas por el Departamento de Cartografía de la Secretaría de la Defensa Nacional a escala 1:100 000 con curvas de nivel equidistantes a 50 m. También existen planos escala 1:5 000 del vaso San Luis con curvas a cada metro de equidistancia, en el que aparece calculada y dibujada, la curva de elevaciones-capacidades que se muestra en la Figura ( 2.2.2 ).

Los escurrimientos del río San Luis han sido aforados desde 1958 en la estación hidrométrica del mismo nombre, que se localiza en las proximidades del poblado de San Luis, Gro., en el puente de la carretera Acapulco-Zihuatanejo sobre la corriente y a 1.5 km aguas abajo del sitio del proyecto.

Por otra parte en el estudio hidrológico del vaso San Luis - - -mencionado anteriormente- se recomienda la avenida máxima probable -Cuadro ( 4.3.1 )- asociada a un período de retorno de 10 000 años, que alcanza un gasto máximo de  $11\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$  y acumula en 28 horas un volumen de  $450\ \text{hm}^3$ . Dicho vaso, tiene una obra de excedencias con perfil creager, cuya cresta vertedora está a los 72.44 m de altitud y su longitud es de 150 m.

#### 4.4 ) Simulaciones del tránsito de la avenida

Para realizar las simulaciones se utilizaron los datos mostrados en el inciso anterior, considerando además que la elevación del nivel del agua en el instante que empieza a llegar al vaso la avenida correspondiente al hidrograma del Cuadro ( 4.3.1 ) es la 72.44 m, el gasto de salida por la obra de excedencias al iniciarse el hidrograma de entrada es igual a cero y el gasto de salida por la obra de toma se consideró igual a cero.

Método numérico.- Esta simulación se realizó utilizando el programa TVAS01, cuya memoria se presenta en el Capítulo III. Primeramente se - -

## CUADRO ( 4.3.1 )

## HIDROGRAMA DE ENTRADA AL VASO

PUNTO	TIEMPO -h-	GASTO -m <sup>3</sup> /s-	PUNTO	TIEMPO -h-	GASTO -m <sup>3</sup> /s-
1	0.0	0	30	14.5	8 720
2	0.5	150	31	15.0	8 170
3	1.0	300	32	15.5	7 500
4	1.5	400	33	16.0	7 160
5	2.0	560	34	16.5	6 700
6	2.5	820	35	17.0	6 280
7	3.0	1 050	36	17.5	5 850
8	3.5	1 360	37	18.0	5 510
9	4.0	1 780	38	18.5	5 150
10	4.5	2 220	39	19.0	4 800
11	5.0	2 630	40	19.5	4 490
12	5.5	3 110	41	20.0	4 100
13	6.0	3 600	42	20.5	3 780
14	6.5	4 250	43	21.0	3 450
15	7.0	4 750	44	21.5	3 100
16	7.5	5 375	45	22.0	2 810
17	8.0	5 900	46	22.5	2 520
18	8.5	6 620	47	23.0	2 180
19	9.0	7 200	48	23.5	1 860
20	9.5	7 850	49	24.0	1 620
21	10.0	8 710	50	24.5	1 300
22	10.5	9 430	51	25.0	1 150
23	11.0	10 100	52	25.5	920
24	11.5	10 700	53	26.0	700
25	12.0	11 000	54	26.5	500
26	12.5	10 800	55	27.0	310
27	13.0	10 400	56	27.5	200
28	13.5	9 920	57	28.0	0
29	14.0	9 310	--	--	--

grabaron en un disco —para realizar la grabación de los datos en un disco, se corrió el programa GENI, presentado en el Apéndice A— el nombre del proyecto y del vaso, el hidrograma de entrada y la curva elevaciones-capacidades; posteriormente se procedió a hacer la simulación cuyos resultados se presentan en el Cuadro ( 4.4.1 ) y la Figura ( 4.4.1 ), en el que se observa que para controlar la avenida máxima probable con las características de la obra de excedencias anteriormente citada, es necesario, que la carga sobre la cresta vertedora sea de 9.66 m, almacenar un volumen de 306.2 hm<sup>3</sup> y descargar por el vertedor un gasto máximo de 9 238 m<sup>3</sup>/s.

Método semigráfico.— Para realizar la simulación, por este método, se utilizó la metodología presentada en el Inciso 2.3). Para lo cual, se calcularon con la ayuda de las curvas-elevaciones-capacidades y elevaciones-gastos de salida por la obra de excedencias, que se muestran en el Capítulo II, — los valores de  $\frac{2V}{\Delta t} + 0$  y 0 —Cuadro ( 4.4.2 )— para posteriormente asociarlos y construir la curva  $\frac{2V}{\Delta t} + 0$  contra 0 mostrada en la Figura ( 2.3.1 ). Con el auxilio de ésta, se procedió a la simulación del tránsito de la avenida, cuyos resultados se muestran en el Cuadro ( 4.4.3 ) y la Figura ( 4.4.2 ), donde se puede apreciar que las características del vaso y la obra de excedencia cuando se presenta la descarga máxima, son las siguientes: el gasto máximo de descarga del vertedor cifra 9 250 m<sup>3</sup>/s, el nivel de aguas máximas extraordinarias es de 82.11 m de altitud, mientras que la carga máxima sobre la cresta vertedora, alcanza 9.67 m, y el volumen máximo almacenado en la hora pico —29— es - - - 306.31 hm<sup>3</sup>.

## CUADRO ( 4.4.1 )

## RESULTADOS DE LA SIMULACION DEL TRANSITO DE AVENIDAS POR VASOS

-método numérico-

$i$	$Qe_i$ -m <sup>3</sup> /s-	$h_i$ -msnm-	$Qs_i$ -m <sup>3</sup> /s-	$i$	$Qe_i$ -m <sup>3</sup> /s-	$h_i$ -msnm-	$Qs_i$ -m <sup>3</sup> /s-
1	0.0	72.44	0.0	30	8 720.0	82.07	9 193.2
2	150.0	72.45	0.4	31	8 170.0	81.98	9 043.5
3	300.0	72.50	3.1	32	7 500.0	81.82	8 804.0
4	400.0	72.56	10.0	33	7 160.0	81.64	8 515.2
5	560.0	72.65	23.0	34	6 700.0	81.43	8 209.0
6	820.0	72.78	47.2	35	6 280.0	81.21	7 881.9
7	1 050.0	72.94	88.5	36	5 850.0	80.97	7 541.8
8	1 360.0	73.15	148.7	37	5 510.0	80.73	7 199.3
9	1 780.0	73.40	238.8	38	5 150.0	80.49	6 861.6
10	2 220.0	73.72	369.7	39	4 800.0	80.25	6 527.1
11	2 630.0	74.08	545.4	40	4 490.0	80.00	6 197.9
12	3 110.0	74.48	767.3	41	4 100.0	79.73	5 844.9
13	3 600.0	74.93	1 045.3	42	3 790.0	79.46	5 500.3
14	4 250.0	75.40	1 380.0	43	3 450.0	79.20	5 167.2
15	4 750.0	75.92	1 778.6	44	3 100.0	78.93	4 838.0
16	5 375.0	76.44	2 222.9	45	2 810.0	78.66	4 512.8
17	5 900.0	76.98	2 718.2	46	2 520.0	78.39	4 202.0
18	6 620.0	77.52	3 253.0	47	2 180.0	78.12	3 897.1
19	7 200.0	78.06	3 840.9	48	1 860.0	77.84	3 590.9
20	7 850.0	78.60	4 451.5	49	1 620.0	77.56	3 295.9
21	8 710.0	79.16	5 113.7	50	1 300.0	77.28	3 013.0
22	9 430.0	79.72	5 821.2	51	1 150.0	77.01	2 746.9
23	10 100.0	80.25	6 532.5	52	920.0	76.74	2 493.2
24	10 700.0	80.75	7 225.4	53	700.0	76.48	2 252.6
25	11 000.0	81.22	7 899.0	54	500.0	76.22	2 024.9
26	10 800.0	81.61	8 474.0	55	310.0	75.96	1 808.6
27	10 400.0	81.88	8 890.9	56	200.0	75.70	1 604.0
28	9 920.0	82.04	9 143.4	57	0.0	75.45	1 414.8
29	9 310.0	82.10	9 237.9	—	—	—	—

Almacenamiento máximo en el vaso

306.21 hm<sup>3</sup>

Nivel de aguas máximas extraordinarias

82.10 msnm

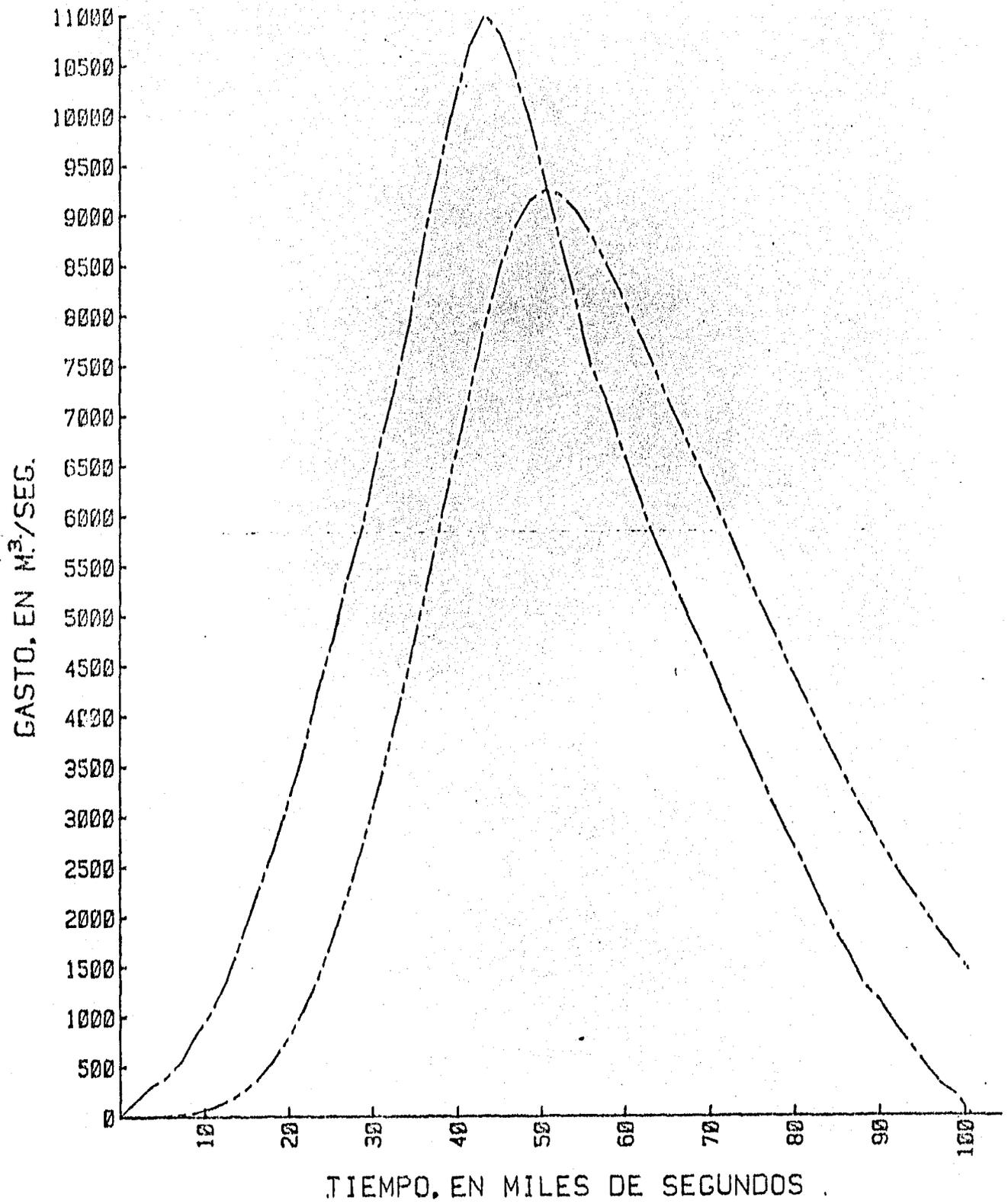
Carga sobre la cresta vertedora

9.66 m

Gasto máximo de descarga

9 237.91 m<sup>3</sup>/s

FIGURA (4.4.1).  
TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE  
- METODO NUMERICO -



SIMBOLOGIA :

GASTO DE ENTRADA: ———  
GASTO DE SALIDA: - - - -

## CUADRO ( 4.4.2 )

CALCULO DE LA CURVA  $\frac{2V}{\Delta t} + 0$  CONTRA 0

$i$	$h_i$ -msnm-	$V_i$ -miles de m <sup>3</sup> -	$\frac{2V_i}{\Delta t}$ -m <sup>3</sup> /s-	$0_i$ -m <sup>3</sup> /s-	$\frac{2V_i}{\Delta t} + 0_i$ -m <sup>3</sup> /s-
1	72.44	200 000	222 222	0.0	222 222
2	73.00	205 309	228 121	104.6	228 226
3	74.00	214 987	238 874	504.5	239 379
4	75.00	224 918	249 909	1 094.5	251 003
5	76.00	235 130	261 256	1 844.5	263 100
6	77.00	245 743	273 048	2 736.8	275 785
7	78.00	256 746	285 273	3 769.4	289 043
8	79.00	268 027	297 808	4 918.6	302 726
9	80.00	279 625	310 694	6 193.7	316 888
10	81.00	292 260	324 733	7 537.9	332 311
11	82.00	304 895	338 772	9 071.2	347 843
12	83.00	317 530	352 811	10 953.1	363 764

Carga de diseño 9.67 m

Incremento de tiempo 1.80 miles de s

Longitud del vertedor 150.00 m

## CUADRO ( 4.4.3 )

## RESULTADOS DE LA SIMULACION DEL TRANSITO DE AVENIDAS POR VASOS

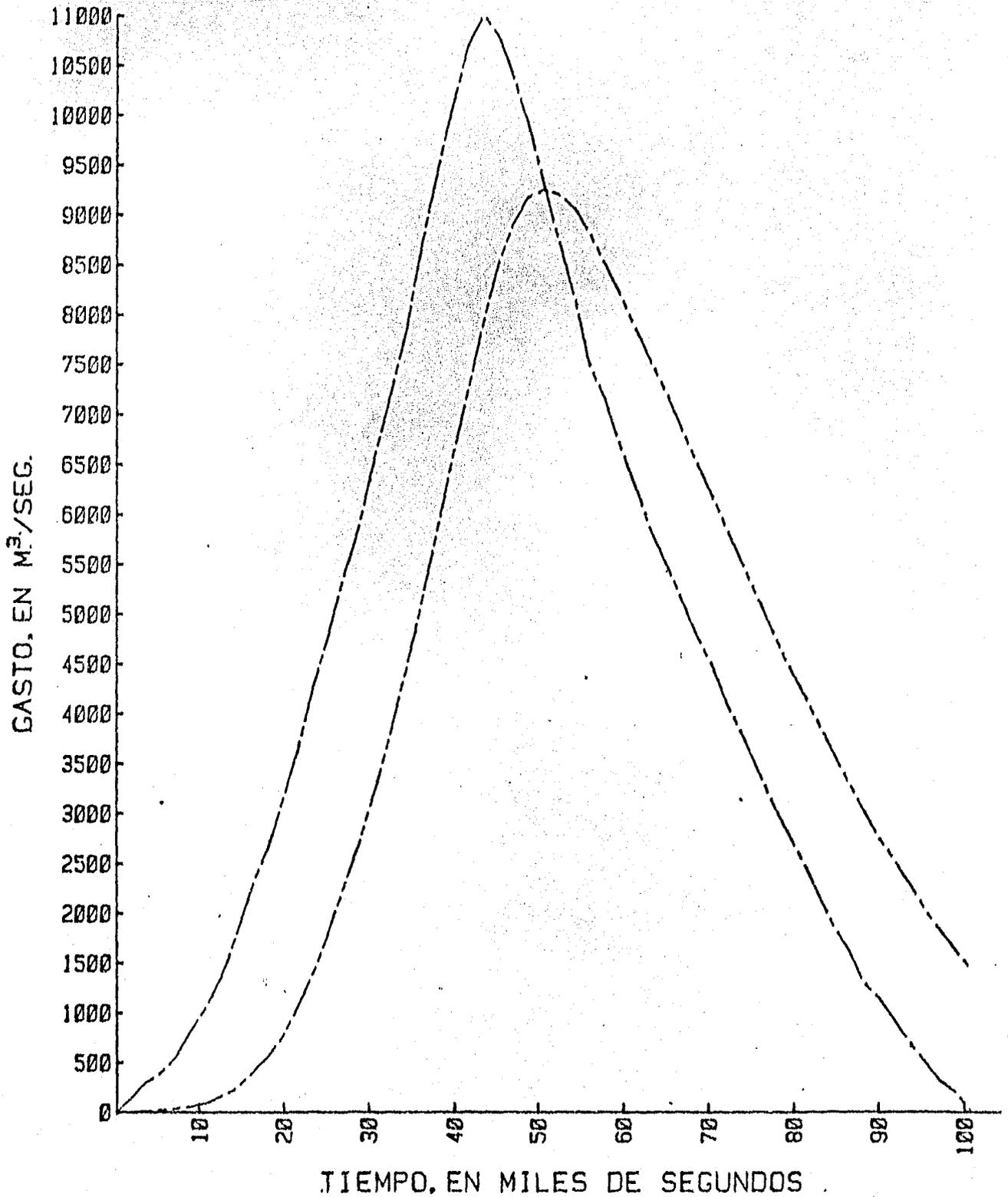
-método semigráfico-

$i$	$I_i$ -m <sup>3</sup> /s-	$O_i$ -m <sup>3</sup> /s-	$\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i$ -m <sup>3</sup> /s-	$\frac{2V_i}{\Delta t} + O_i$ -m <sup>3</sup> /s-
1	0	0	222 222	--
2	150	3	222 366	222 372
3	300	10	222 796	222 816
4	400	22	223 452	223 496
5	560	38	224 336	224 412
6	820	60	225 596	225 716
7	1 050	90	227 286	227 466
8	1 360	160	229 376	229 696
9	1 780	245	232 026	232 516
10	2 220	380	235 266	236 026
11	2 630	540	239 036	240 116
12	3 110	760	243 256	244 776
13	3 600	1 035	247 896	249 966
14	4 250	1 370	253 006	255 746
15	4 750	1 770	258 466	262 006
16	5 375	2 215	264 161	268 591
17	5 900	2 700	270 036	275 436
18	6 620	3 220	276 116	282 556
19	7 200	3 800	282 336	289 936
20	7 850	4 420	288 546	297 386
21	8 710	5 100	294 906	305 106
22	9 430	5 810	301 426	313 046
23	10 100	6 535	307 886	320 956
24	10 700	7 215	314 256	328 686
25	11 000	7 890	320 176	335 956
26	10 800	8 490	324 996	341 976
27	10 400	8 900	328 396	346 196
28	9 920	9 175	330 366	348 716
29	9 310	9 250	331 096	349 596
30	8 720	9 200	330 726	349 196
31	8 170	9 060	329 496	347 616
32	7 500	8 810	327 546	345 166
33	7 160	8 500	325 206	342 206
34	6 700	8 200	322 666	339 066
35	6 280	7 850	319 946	335 646
36	5 850	7 530	317 016	332 076
37	5 510	7 210	313 956	328 376
38	5 150	6 860	310 896	324 616
39	4 800	6 520	307 806	320 846
40	4 490	6 180	304 736	317 096
41	4 100	5 840	301 646	313 326
42	3 790	5 495	298 546	309 536
43	3 450	5 160	295 466	305 786
44	3 100	4 820	292 376	302 016
45	2 810	4 490	289 306	298 286
46	2 520	4 200	286 236	294 636
47	2 180	3 880	283 176	290 936
48	1 860	3 580	280 056	287 216
49	1 620	3 290	276 956	283 536
50	1 300	3 020	273 836	279 876
51	1 150	2 750	270 786	276 286
52	920	2 520	267 816	272 856
53	700	2 280	264 876	269 436
54	500	2 025	262 026	266 076
55	310	1 820	259 196	262 836
56	200	1 620	256 466	259 706
57	0	1 425	--	256 666

Almacenamiento máximo en el vaso  
 Nivel de aguas máximas extraordinarias  
 Carga sobre la cresta vertedora  
 Gasto máximo de descarga

306.31 m<sup>3</sup>  
 82.11 msnm  
 9.67 m  
 9 250.00 m<sup>3</sup>/s

FIGURA (4.4.2).  
 TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE .  
 - METODO SEMIGRAFICO - .



SIMBOLOGIA ; .

GASTO DE ENTRADA: ————  
 GASTO DE SALIDA: - - - - -

#### 4.5 ) Comparación y análisis de resultados

Con el propósito de disponer de los elementos que permitan hacer una comparación de los resultados de la simulación del tránsito de avenidas, entre los métodos que comprende este trabajo, se procedió primeramente a verificar si la forma de los hidrogramas de salidas son semejantes, para lo cual se procedió a obtener los porcentajes de las diferencias de cada punto de los hidrogramas respecto al método gráfico cuyos valores se presentan en el Cuadro ( 4.5.1 ); posteriormente con el objeto de verificar si las diferencias del gasto máximo, el volumen descargado, la carga de diseño, el almacenamiento máximo y el tiempo pico entre ambos métodos fueran mínimas, se procedió a calcular el porcentaje de la diferencia de estos valores respecto al método anteriormente mencionado, Cuadro ( 4.5.2 ).

De acuerdo a lo anterior, se observó, que respecto a su forma ambos hidrogramas son semejantes, con excepción en el inicio de ellos, momento en que las salidas, resultado de la simulación del tránsito por el método semi gráfico, exceden a las respectivas del método numérico, en el resto, las diferencias son aproximadamente igual al 1% y en la mayoría de ellas mucho menor a dicho porcentaje. A su vez, los porcentajes de las diferencias que guardan los valores considerados como representativas del resultado de las simulaciones son bastante menor al 1% en todos ellos, como se puede observar en el Cuadro ( 4.5.2 ), por lo que se concluye que en cuanto a precisión no existe diferencia significativa al usar cualesquiera de los dos métodos, aunque dicha precisión depende en gran medida, en el cuidado que se ponga, por un lado al

COMPARACION DE LOS HIDROGRAMAS DE SALIDA

i	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)		DIFERENCIA* -%-
	SEMIGRAFICO	NUMERICO	
1	0	0	--
2	3	1	66.67
3	10	3	70.00
4	22	10	54.54
5	38	23	39.47
6	60	47	21.67
7	90	88	2.22
8	160	149	6.88
9	245	239	2.45
10	380	370	2.63
11	540	545	- 0.93
12	760	767	- 0.92
13	1 035	1 045	- 0.97
14	1 370	1 380	- 0.73
15	1 770	1 779	- 0.51
16	2 215	2 223	- 0.36
17	2 700	2 718	- 0.67
18	3 220	3 253	- 1.02
19	3 800	3 841	- 1.08
20	4 420	4 451	- 0.70
21	5 100	5 114	- 0.27
22	5 810	5 821	- 0.18
23	6 535	6 532	0.05
24	7 215	7 225	- 0.14
25	7 890	7 899	- 0.11
26	8 490	8 474	0.19
27	8 900	8 891	0.10
28	9 175	9 143	0.35
29	9 250	9 238	0.13

i	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)		DIFERENCIA* -%-
	SEMIGRAFICO	NUMERICO	
30	9 200	9 193	0.08
31	9 060	9 043	0.19
32	8 810	8 804	0.07
33	8 500	8 515	- 0.18
34	8 200	8 209	- 0.11
35	7 850	7 882	- 0.41
36	7 530	7 542	- 0.16
37	7 210	7 199	0.15
38	6 860	6 862	- 0.03
39	6 520	6 527	- 0.11
40	6 180	6 198	- 0.29
41	5 840	5 845	- 0.09
42	5 495	5 500	- 0.09
43	5 160	5 167	- 0.13
44	4 820	4 838	- 0.37
45	4 490	4 513	- 0.51
46	4 200	4 202	- 0.05
47	3 880	3 897	- 0.44
48	3 580	3 591	- 0.31
49	3 290	3 296	- 0.18
50	3 020	3 013	0.23
51	2 750	2 747	0.11
52	2 520	2 493	1.07
53	2 280	2 253	1.18
54	2 025	2 025	0.00
35	1 820	1 809	0.60
56	1 620	1 604	0.99
57	1 425	1 415	0.70
--	--	--	--

\* Porcentaje de desviación respecto al método semigráfico

CUADRO ( 4.5.2 )

COMPARACION DE RESULTADOS

C O N C E P T O	UNIDAD	M E T O D O		DIFERENCIA* - % -
		SEMIGRAFICO	NUMERICO	
Gasto máximo de descarga del vertedor	m <sup>3</sup> /s	9 250	9 237.9	0.13
Almacenamiento máximo en el vaso	hm <sup>3</sup>	306.3	306.2	0.03
Nivel de aguas máximas - extraordinarias (NAME)	msnm	82.11	82.10	0.01
Carga sobre la cresta - vertedora	m	9.67	9.66	0.10
Intervalo donde se presenta el embalse máximo	--	29	29	--
Volumen descargado	hm <sup>3</sup>	424.16	422.54	0.38

\* Porcentaje de desviación respecto al método semigráfico.

discretizar y leer las coordenadas de los puntos seleccionados de la curva elevaciones-capacidades —método numérico— y por el otro, en la construcción de la curva auxiliar  $\frac{2V}{\Delta t} + 0$  contra 0 —método semigráfico— y su posterior lectura al efectuar la simulación.

En cuanto a rapidez y versatilidad en los cálculos es recomendable el método numérico, ya que en los casos en que es necesario transitar varias veces la misma ayenida por el vaso, los datos que se modificarían serían mínimos, aunque tiene el inconveniente de que para su aplicación es necesario disponer de una computadora. Como ejemplo de lo anterior, cuando se está diseñando el vertedor, la carga de diseño no es conocida y por lo tanto se tiene que estimar por tanteos sucesivos, en este caso los datos que tendrían que modificarse usando el método numérico, son nulos, ya que el programa calcula automáticamente el gasto de salida; en caso de que se usara el método semigráfico, necesitaríamos modificar para cada tanteo la curva auxiliar  $\frac{2V}{\Delta t} + 0$  contra 0.

Por otro lado el método semigráfico no es recomendable cuando se selecciona una política de operación compleja, ya que su aplicación requiere fijar de antemano la curva de elevaciones-gastos de salida por la obra de excedencias.

## CONCLUSIONES

El proyecto y construcción de una obra hidráulica implica una serie de problemas derivados de la realización de la estructura principal, la cortina, que en ciertos casos puede ser de importancia vital para el desarrollo del programa de ejecución, o bien, para la propia subsistencia del conjunto. Un diseño adecuado de la obra de excedencias puede evitar gran parte de estos problemas y es esencial para dar cierta garantía por la seguridad de la estructura.

Tanto en el diseño como en la operación de la obra de excedencias, tiene fundamental importancia la determinación de los gastos de descarga del vertedor. Estos son resultados de la simulación del tránsito de la avenida por el vaso, por ello, es uno de los factores más relevantes en el diseño de presas.

La simulación del tránsito de las avenidas por un vaso, involucra una gran cantidad de cálculos —todos ellos repetitivos—, estos cálculos son especialmente apropiados para realizarse por medio de sistemas electrónicos de cómputo que, en esta época, son de muy fácil acceso y bajo costo.

En este trabajo se presenta un programa de cómputo, aplicable en microcomputadoras —las cuales, dentro de estos sistemas son las de más bajo costo— que proporciona un método eficiente, versátil y económico para simular

dichos tránsitos. El programa tiene capacidad para realizar simulaciones con obras de excedencia con descarga libre y controlada o formada por vertedores a desnivel con descarga libre controlada o una combinación de ambas.

Con fundamento en lo anterior, se puede concluir que es altamente recomendable promover la utilización de estos sistemas, tanto en los estudios previos a la construcción de la presa, como durante su etapa de operación.

APENDICE A  
MEMORIA DEL PROGRAMA GEN1

A.1 ) Objeto y descripción del programa

Este programa tiene por objeto grabar en una unidad permanente de memoria —para el caso de esta tesis, una unidad de disco— los datos que en la simulación de un tránsito de avenida por un vaso, permanecen sin variar, - - como son: Nombre del proyecto y del vaso, curva de elevaciones-capacidades del vaso y el hidrograma de entradas. También se pueden modificar estos datos cuando han sido grabados anteriormente. Para lograr ambos objetivos el hardware - requerido es:

Un compilador	BASIC
Una unidad de disco ( floppy disk )	
Memoria ( Words )	180 280

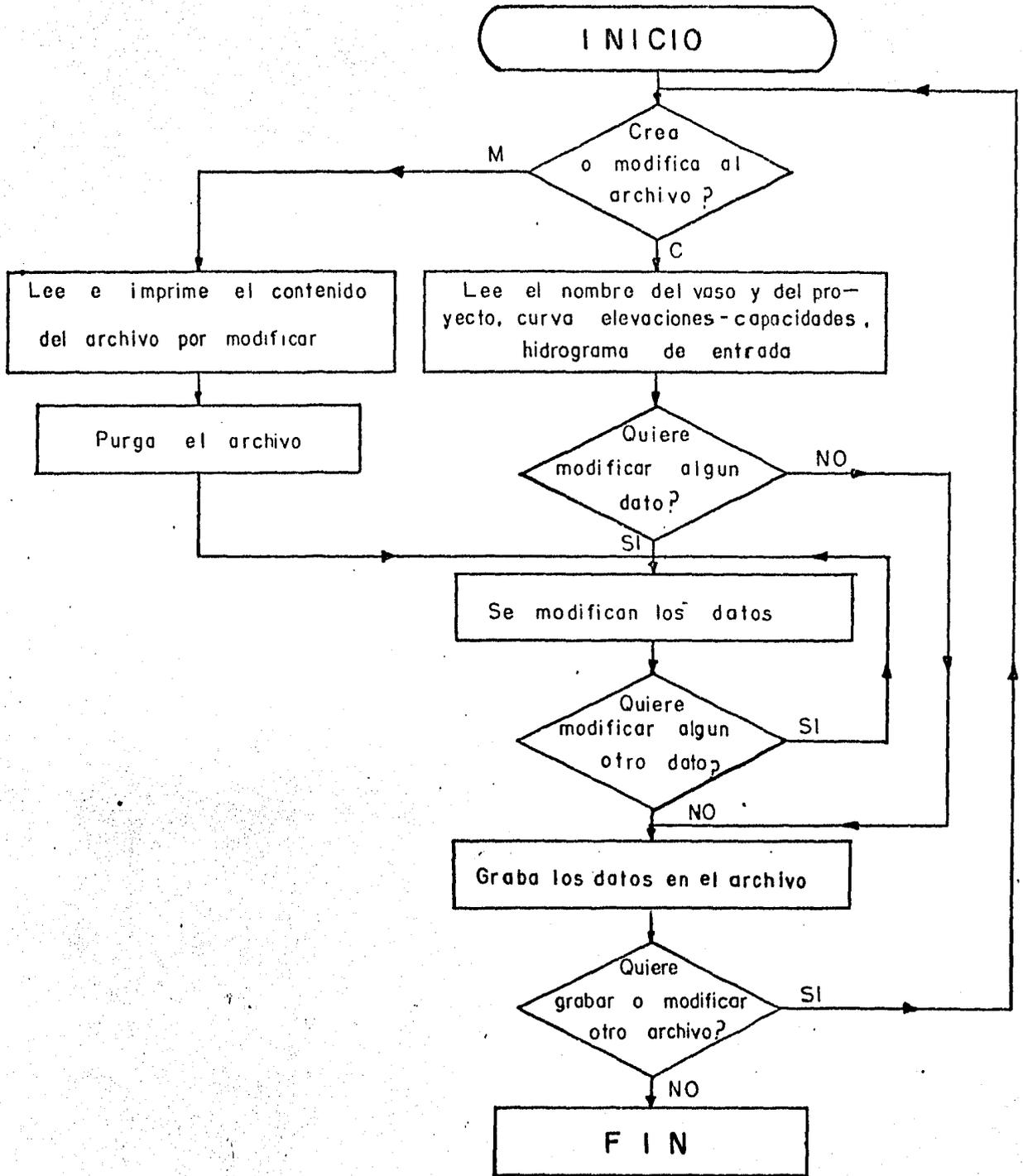
En la Figura ( 1 ), se presenta un diagrama de bloques de las funciones del programa. Los principales rasgos son:

- 1) Opción para crear o modificar. Por medio de la variable - K\$, se puede escoger si desea crear o modificar el archivo de datos, conforme ésta tome los valores "C" o "M"

K\$ = "C" Cuando se graba por primera vez el archivo de -

FIGURA ( 1 )

DIAGRAMA DE BLOQUES



datos, es decir se crea,

K\$ = "M" Se usará, en el caso de que exista un archivo -  
grabado con anterioridad, pero se desea modifi-  
carlo o complementarlo.

Cuando se hacen modificaciones al archivo, de una gran canti-  
dad de los datos grabados en él, es preferible purgarlo y crearlo, que utili-  
zar la opción de modificar, dado que, para este caso dicha opción utiliza dema-  
siado tiempo de máquina.

2) Opción error. Cuando al estar grabando un archivo, se co-  
mete algún o algunos errores al introducir los datos, -  
estos se pueden modificar haciendo la variable - - - - -  
Modif\$ = "SI"

## A.2 ) Preparación de datos de entrada

Los datos necesarios, para alimentar este programa para su -  
funcionamiento, se especifican a continuación en orden cronológico:

1) "VA A CREAR O MODIFICAR UN ARCHIVO? C/M" , K\$  
Valor alfanumérico, "C" o "M". Se utilizará "C", cuando

se crea un archivo y "M" cuando un archivo grabado anteriormente se modifica o complementa.

2) "DONDE TIENE ALMACENADO O VA A ALMACENAR LOS DATOS", N\$

Un solo valor alfanumérico. Se refiere al nombre de la unidad donde están o estarán grabados los datos del archivo, siendo:

"T14" Unidad lectora de cassette derecha  
"T15" Unidad lectora de cassette izquierda  
"H8" Unidad lectora de discos izquierda  
"H8,0,1" Unidad lectora de discos derecha

después de introducir este valor, aparecen en la pantalla los nombres de los archivos contenidos en dicha unidad, Cuadro ( 1 ).

3) "NOMBRE DEL ARCHIVO", Archi\$

Valor alfanumérico, no mayor de seis caracteres. De los archivos contenidos en el Cuadro anterior, se escoge el que tenga los datos que necesitamos modificar - - - - -  
-K\$ = "M"; en caso de que K\$ = "C" el cuadro mencionado sirve para no duplicar el nombre de un archivo, pues en caso de hacerlo, se pierde la información anteriormente - -

CUADRO ( 1 )

RELACION DE ARCHIVOS GRABADOS

NAME	PRO	TYPE	REC/FILE	BYTES/REC	ADDRESS
H8			148		
TWAS01		PROG	74	256	1/70/22
GEN1		PROG	25	256	0/72/ 6
TG		PROG	9	256	0/60/ 5
TJALPA		DATA	500	256	1/ 9/17
TWAS04		PROG	64	256	0/18/ 7
TLUIS2		DATA	500	256	1/28/16
TWAS06		PROG	75	256	1/27/ 1
DTN		DATA	200	256	1/66/24
G/S/GR		PROG	38	256	0/70/14
CAPER		PROG	56	256	0/41/ 1
DTG		DATA	200	256	0/60/14
TLUIS3		DATA	200	256	1/63/ 4
G1		PROG	1	256	1/72/ 1
GRAFI		PROG	1	256	1/72/ 2
GRAFIC		PROG	1	256	1/72/ 3
CAR5		PROG	9	256	1/72/ 4
DECE10		PROG	9	256	1/72/13
PRIOR		PROG	9	256	1/72/22
Func2		PROG	9	256	0/73/ 1
DIGIT		PROG	9	256	0/73/10
HITOG		PROG	9	256	0/73/19
LOG1		PROG	9	256	0/73/28
RPL0T		PROG	9	256	1/73/ 7
SIN(X)		PROG	9	256	1/73/16
COSUMI		PROG	9	256	1/73/25
GRADE2		PROG	9	256	0/74/ 4
EJECON		PROG	9	256	0/74/13
CONTIN		PROG	9	256	0/74/22
SCAMIL		PROG	9	256	1/74/ 1
P5		PROG	9	256	1/74/10
D1		PROG	9	256	1/74/19
AG		PROG	9	256	0/ 1/ 0
GRUP		PROG	9	256	0/ 1/ 9
LASDE		PROG	9	256	0/ 1/18
CAR30		PROG	9	256	0/ 1/27
PANU1		PROG	9	256	1/ 1/ 6
PANU2		PROG	9	256	1/ 1/15
PANU3		PROG	9	256	1/ 1/24

grabada,

Si el valor que toma K\$ es "C", la siguiente lectura es -  
la de orden 4), en caso de que dicho valor sea "M" el paso por ejecutar sería  
el 12).

4) "NOMBRE DEL PROYECTO", Name\$

Valor alfanumérico, cuyo número de caracteres no debe ser  
mayor de ochenta. Esta variable representa al nombre del  
proyecto.

5) "NOMBRE DEL VASO", Tit\$

Valor alfanumérico, hasta de 80 caracteres. Se refiere -  
al nombre del vaso.

6) "NUMERO DE PUNTOS DE LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES", -  
Nelca

Valor numérico. Se refiere al número de puntos en los -  
que se discretiza la curva elevaciones-capacidades.

Los valores referidos en la orden siguiente, deben repetirse,  
tantas veces, como puntos contenga la curva de elevaciones-capacidades.

- 7) "COORDENADA DEL PUNTO J QUE FORMA LA CURVA ELEV-CAP", Elev (J), Capa (I).

Dos valores numéricos. Corresponde a la coordenada —Elevación y capacidad— del punto J que forma la curva elevaciones-capacidades, en msnm y miles de  $m^3$  respectivamente.

- 8) "INTERVALO DE TIEMPO CONSTANTE EN QUE SE DIVIDIO EL HIDROGRAMA", Delt

Valor numérico. Se refiere al intervalo de tiempo constante en que se dividió el hidrograma de entrada, en miles de segundos.

- 9) "NUMERO DE PUNTOS QUE FORMAN EL HIDROGRAMA DE ENTRADA", Nqe

Valor numérico. Es el número de puntos en que se dividió el hidrograma de entrada.

La siguiente orden de lectura, se deberá repetir tantas veces como puntos formen al hidrograma de entrada,

- 10) "GASTO DE ENTRADA",  $Q_e(M)$

Valor numérico. Es la ordenada del punto M, que forma el hidrograma de entrada, en  $m^3/s$ .

11) "QUIERE MODIFICAR ALGUN DATO?. SI/NO" , Modif\$

Valor alfanumérico de dos caracteres, "SI" o "NO". Se utilizará "SI", cuando se haya cometido algún error al grabar los datos y éste se desee modificar, se usa "NO", cuando no existe modificación.

Para el caso en que Modif\$ = "NO" la siguiente orden de -

lectura es la 14). Si modif\$ = "SI" la orden de lectura es la siguiente

12) ...

...

...

La orden de lectura anterior, representa en realidad una serie de instrucciones de entrada que nos permiten modificar o complementar los datos que se grabaron o se van a grabar, cuando estos se desean modificar. Las modificaciones aparecen en el mismo orden en que se grabaron los datos y con el mismo formato. Las instrucciones para realizarlas están comprendidas del nivel - 640 al 1060.

13) "QUIERE MODIFICAR ALGUN OTRO DATO? SI/NO" , Modif\$

Valor alfanumérico de dos caracteres, "SI" o "NO". Se utiliza "SI", en caso de haber cometido algún error en la nueva grabación de los datos y la siguiente orden de lectura

es la 12), Se utiliza "NO" cuando no se desea modificar los datos y se ejecuta la siguiente orden de entrada.

A continuación aparece el siguiente comentario en la pantalla "La siguiente instrucción purga al archivo XXXXXX, en caso de error activar la tecla STOP y correr de nuevo el programa. En caso contrario activar la tecla CONT".

- 14) "LONGITUD DEL ARCHIVO", Long  
 Valor numérico. Para determinar la longitud del archivo consultar el manual del usuario\*.
- 15) "QUIERE ALMACENAR OTRO PAQUETE DE DATOS? SI/NO" , Modif\$  
 Valor alfanumérico de dos caracteres, "SI" o "NO". Se utiliza "SI", cuando se desee grabar otro archivo, en caso de usar "NO" termina el proceso.

### A.3 ) Datos de prueba

A continuación se presenta un ejemplo para la grabación de un archivo, mismo que se utiliza en el ejemplo de la simulación del tránsito de avenidas por vaso, mostrado en la memoria del programa TVAS01. Se muestra el programa fuente, así como los datos de entrada —los formatos de yaciado de

---

\* System 45, operating and programming for the HP 9845B/C Hewlett-Packard, Co., USA, 1980. capítulo 11.

datos se encuentran en el Apéndice B y salida, los cuales son grabados directamente en un disco - archivo permanente.

PROGRAMA FUENTE

```

10      !
20      !
30      !           PROGRAMA GEN1
40      !
50      !           ELABORADO POR EFRAIN CRUZ MARTINEZ
60      !
70      !           ENERO DE 1984
80      !
90      ! GRABA EN UN ARCHIVO O MODIFICA, LOS DATOS BASICOS PARA SIMULAR EL
100     ! TRANSITO DE UNA AVENIDA POR VASO, SEGUN EL PROGRAMA TVASO1.
110     !
120     ! OPTION BASE 1
130     ! DIM Elev(50),Capa(50),Qe(300),Name$(80),Tit$(80),Archi$(6)
140     ! PRINTER IS 16
150     ! PRINT PAGE
160     ! PRINT LIN(5)
170     ! PRINT SPA(10),"PROGRAMA PARA ALMACENAR O MODIFICAR LOS DATOS NECESARIOS"
180     ! PRINT SPA(10),"PARA SIMULAR EL TRANSITO DE AVENIDAS POR VASOS, PARA EL"
190     ! PRINT SPA(10),"PROGRAMA TVASO1."
200     ! INPUT "VA A CREAR O MODIFICAR UN ARCHIVO? C/M",K$
210     !
220     !
230     ! LEE POR PANTALLA EL NOMBRE DEL PROYECTO, DEL VASO, SUS CARACTERISTICAS,
240     ! ASI COMO LAS DEL HIDROGRAMA DE ENTRADA.
250     !
260     !
270     ! DISP "DONDE TIENE ALMACENADO O VA ALMACENAR LOS DATOS T14;T15;H8;H8,0,1";
280     ! INPUT "",N$
290     ! PRINT PAGE
300     ! CRT CHR$(34)&CHR$(58)&N$&CHR$(34)
310     ! INPUT "NOMBRE DEL ARCHIVO",Archi$
320     ! PRINT PAGE
330     ! IF K$="M" THEN 1080
340     ! INPUT "NOMBRE DEL PROYECTO ",Name$
350     ! INPUT "NOMBRE DEL VASO",Tit$
360     ! INPUT "NUMERO DE PUNTOS DE LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES",Nelca
370     ! PRINT SPA(10);"Archivo";SPA(3);Archi$
380     ! PRINT USING 390;Name$
390     ! IMAGE 10X,"Proyecto",2X,80A
400     ! PRINT USING 410;Tit$
410     ! IMAGE 10X,"Vaso",6X,80A/
420     ! FOR I=1 TO Nelca
430     ! DISP "COORDENADAS DEL PUNTO";I;"QUE FORMA LA CURVA DE ELEV-CAP";
440     ! INPUT "",Elev(I),Capa(I)
450     ! PRINT USING 470;I,Elev(I),Capa(I)
460     ! NEXT I
470     ! IMAGE 10X,"Punto #",3D,3X,"Elev.",4D.2D,3X,"Cap.",7D.3D
480     ! INPUT "INTERVALO DE TIEMPO CONSTANTE EN QUE SE DIVIDIO EL HIDROGRAMA",Delt
490     ! PRINT LIN(1),SPA(10);"Intervalo";Delt,LIN(1)
500     ! INPUT "NUMERO DE PUNTOS QUE FORMAN EL HIDROGRAMA DE ENTRADA",Nqe
510     ! FOR M=1 TO Nqe
520     ! DISP "GASTO DE ENTRADA";M;
530     ! INPUT "",Qe(M)
540     ! PRINT USING 560;M,Qe(M)

```

```

550 NEXT M
560 IMAGE 10X,"Punto #",4D,3X,"Gasto",2X,5D.2D
570 !
580 !
590 ! MODIFICA O CORRIGE LOS DATOS POR GRABAR EN EL ARCHIVO.
600 !
610 !
620 INPUT "QUIERE MODIFICAR ALGUN DATO? SI/NO",Modif$
630 IF Modif$="NO" THEN 1080
640 INPUT "QUIERE MODIFICAR EL NOMBRE DEL ARCHIVO? SI/NO",Modif$
650 K$="C"
660 IF Modif$="NO" THEN 680
670 INPUT "DEME EL NUEVO NOMBRE DEL ARCHIVO",Archi$
680 INPUT "QUIERE MODIFICAR EL NOMBRE DEL PROYECTO? SI/NO",Modif$
690 IF Modif$="NO" THEN 710
700 INPUT "DEME EL NUEVO NOMBRE DEL PROYECTO",Name$
710 INPUT "QUIERE MODIFICAR EL NOMBRE DEL VASO? SI/NO",Modif$
720 IF Modif$="NO" THEN 740
730 INPUT "DEME EL NUEVO NOMBRE DEL VASO",Tit$
740 INPUT "QUIERE MODIFICAR ALGUN PUNTO DE LA CURVA ELEV-CAP? SI/NO",Modif$
750 IF Modif$="NO" THEN 800
760 INPUT "QUE PUNTO QUIERE MODIFICAR? (Numero) ",J
770 INPUT "DEME EL PUNTO CORRECTO (Coordenadas) ",Elev(J),Capa(J)
780 INPUT "QUIERE MODIFICAR OTRO PUNTO DE LA CURVA? SI/NO",Modif$
790 IF Modif$="SI" THEN 760
800 INPUT "QUIERE ALMACENAR MAS PUNTOS DE LA CURVA ELEV-CAP? SI/NO",Modif$
810 IF Modif$="NO" THEN 880
820 INPUT "CUANTOS PUNTOS MAS VA A TENER LA CURVA",L
830 FOR J=Nelca+1 TO Nelca+L
840 DISP "INTRODUZCA LAS COORDENADAS DEL PUNTO";J;
850 INPUT "",Elev(J),Capa(J)
860 NEXT J
870 Nelca=Nelca+L
880 INPUT "QUIERE MODIFICAR EL INTERVALO DE TIEMPO? SI/NO",Modif$
890 IF Modif$="NO" THEN 910
900 INPUT "DEME EL NUEVO INTERVALO DE TIEMPO",Delt
910 DISP "QUIERE MODIFICAR ALGUN PUNTO DEL HIDROGRAMA DE ENTRADA? SI/NO";
920 INPUT "",Modif$
930 IF Modif$="NO" THEN 980
940 INPUT " QUE PUNTO QUIERE MODIFICAR? (Numero )",J
950 INPUT "DEME EL GASTO DE ENTRADA CORRECTO",Qe(J)
960 INPUT "QUIERE MODIFICAR OTRO PUNTO DEL HIDROGRAMA? SI/NO",Modif$
970 IF Modif$="SI" THEN 940
980 INPUT "QUIERE ALMACENAR MAS PUNTOS DEL HIDROGRAMA? SI/NO",Modif$
990 IF Modif$="NO" THEN 1060
1000 INPUT "CUANTOS PUNTOS MAS VA A TENER EL HIDROGRAMA",J
1010 FOR I=Nqe+1 TO Nqe+J
1020 DISP "INTRODUZCA EL GASTO DEL PUNTO";I;
1030 INPUT "",Qe(I)
1040 NEXT I
1050 Nqe=Nqe+J
1060 INPUT "QUIERE MODIFICAR ALGUN OTRO DATO? SI/NO",Modif$
1070 IF Modif$="SI" THEN 680
1080 MASS STORAGE IS CHR$(58)&N$
1090 IF K$="C" THEN 1540

```

```

1100 !
1110 !
1120 ! IMPRIME EN LA PANTALLA, LOS DATOS GRABADOS EN EL ARCHIVO QUE-
1130 ! DESEA MODIFICAR.
1140 !
1150 !
1160 ASSIGN #1 TO Archi#
1170 PRINT PAGE,LIN(2),SPA(10);"LOS DATOS SON",LIN(1)
1180 READ #1;Name#,Tit#,Nelca
1190 PRINT USING 390;Name#
1200 PRINT USING 410;Tit#
1210 PRINT USING 1230;Nelca
1220 WAIT 800
1230 IMAGE 10%,"Numero de puntos de la curva",8D
1240 FOR I=1 TO Nelca
1250 READ #1;Elev(I),Capa(I)
1260 PRINT USING 470;I,Elev(I),Capa(I)
1270 WAIT 800
1280 NEXT I
1290 READ #1;Delt,Nqe
1300 PRINT SPA(10);"Intervalo";Delt
1310 PRINT SPA(10);"Puntos del Hidrograma";Nqe
1320 FOR J=1 TO Nqe
1330 READ #1;Qe(J)
1340 PRINT USING 560;J,Qe(J)
1350 WAIT 800
1360 NEXT J
1370 !
1380 !
1390 ! PURGA EL ARCHIVO POR MODIFICAR.
1400 !
1410 !
1420 PRINT LIN(5),"La siguiente instruccion purga al archivo";Archi#
1430 PRINT "en caso de error, activar la tecla STOP y correr de nuevo "
1440 PRINT "el programa. En caso contrario activar la tecla CONT"
1450 PAUSE
1460 PRINT PAGE
1470 PURGE CHR$(34)&Archi#&CHR$(34)
1480 GOTO 640
1490 !
1500 !
1510 ! GRABA EL ARCHIVO.
1520 !
1530 !
1540 INPUT "LONGITUD DEL ARCHIVO",Long
1550 CREATE CHR$(34)&Archi#&CHR$(34),Long
1560 ASSIGN #1 TO Archi#
1570 PRINT #1;Name#,Tit#,Nelca
1580 FOR I=1 TO Nelca
1590 PRINT #1;Elev(I),Capa(I)
1600 NEXT I
1610 PRINT #1;Delt,Nqe
1620 FOR J=1 TO Nqe
1630 PRINT #1;Qe(J)
1640 NEXT J

```

```
1650 PRINT #1;END
1660 INPUT "QUIERE ALMACENAR OTRO PAQUETE DE DATOS? SI/NO",Alter#
1670 IF Alter#="SI" THEN 200
1680 PRINT PAGE
1690 DISP "PROCESO TERMINADO"
1700 END
```

DATOS DE ENTRADA





APENDICE B  
FORMATOS PARA VACIADO DE DATOS

# PROGRAMA TVASOI

## FORMA PARA EL VACIADO DE DATOS DE ENTRADA

### PARA CADA HIDROGRAMA

DONDE TIENE ALMACENADO LOS DATOS? TI4; TI5; H8; H8,0,1

NOMBRE DEL ARCHIVO

FACTOR PARA MAXIMIZAR EL HIDROGRAMA DE ENTRADA

### PARA CADA VERTEDOR

NUMERO DE PUNTOS ADICIONALES DEL HIDROGRAMA DE SALIDA

DESEA QUE TANTEE LA CARGA DE DISEÑO? SI/NO

ELEVACION INICIAL

NUMERO DE PUNTOS DONDE EXISTE CONTROL

### PUNTOS DE CONTROL

J	Hc(J)	Qr(J)

J	Hc(J)	Qr(J)

J	Hc(J)	Qr(J)

J	Hc(J)	Qr(J)

COEFICIENTE DE DESCARGA DEL VERTEDOR LIBRE

NUMERO DE ESCOTADURAS QUE FORMAN EL VERTEDOR

### CARACTERISTICAS DE CADA ESCOTADURA

Mm	Vl(Mm)	Hv(Mm)	Hp(Mm)	Hd(Mm)

Mm	Vl(Mm)	Hv(Mm)	Hp(Mm)	Hd(Mm)

DESEA OBTENER TODOS LOS RESULTADOS DEL TRANSITO? SI/NO

DESEA QUE GRAFIQUE RESULTADOS? SI/NO

DESEA PROCESAR OTRO VERTEDOR? SI/NO





## BIBLIOGRAFIA

- 1) CONSULTORES, S.A. *Recomendaciones para el diseño y revisión de estructuras para el control de avenidas.* CPNH, SARH, México, D.F.
- 2) CHOW, VEN TE. *Hand book of applied hidrology.* Mc Graw-Hill Book Co. New York, USA, 1977.
- 3) LINSLEY, R. K. y FRANZINI, B.J. *Ingeniería de los recursos hidráulicos.* CECSA, México, 1977.
- 4) LINSLEY, R. K., KOHLER, M. A. y PAULUS, J. L. *Hidrology for engineers.* Mc Graw-Hill Book Co. New York, USA, 1977.
- 5) SPRINGALL. *Análisis estadístico y probabilístico de datos hidrológicos.* Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1975.
- 6) *Adecuaciones del estudio hidrológico del proyecto San Luis, Gro.* Subdirección de Hidrología, SARH, México, D.F., agosto de 1983.
- 7) *Diseño de presas pequeñas.* CECSA. SRH, México, 1979.
- 8) *Manual de diseño de obras civiles.* CFE. México, 1982. Sección A, tema 1, hidrología.
- 9) *Hewlett-Packard 9872 B and 9872S graphics plotters, operating and programming manual, using HP-GL instruction.* Hewlett-Packard, Co., San Diego, California, USA, 1979.
- 10) *System 45, operating and programming for the HP 9845B/C.* Hewlett-Packard, Co., Fort Collins, Colorado, USA, 1980.