



2ej 46

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**Facultad de Ingeniería**

**Hidrograma de Ingreso para el Tránsito de  
Avenidas en Redes de Drenaje**

**T E S I S**

Que para obtener el título de:

**INGENIERO CIVIL**

**p r e s e n t a :**

**ADAMASTOR HIRAM DIAZ BECRAFT**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

HIDROGRAMA DE INGRESO PARA EL TRANSITO  
DE AVENIDAS EN REDES DE DRENAJE

C O N T E N I D O

DEDICATORIA

CONTENIDO

EPIGRAFE

PREFACIO

CAPITULO	I	INTRODUCCION	1
CAPITULO	II	MODELOS DINAMICOS DE SIMULACION	5
	II.1	Generalidades	5
	II.2	Planteamiento del problema	5
	II.3	Métodos numéricos	12
	II.4	El modelo TUAVE	17
	II.5	Método de las características	20
CAPITULO	III	SENSIBILIDAD A LA FORMA DE LOS HIDROGRAMAS DE INGRESO	26
	III.1	Generalidades	26
	III.2	Descripción de las cuencas	26
	III.3	Cálculo de los hidrogramas utilizados	27
	III.4	Resultados de la simulación	32

III.5	Ajuste de curvas	40
III.6	Empleo del factor de ajuste	44
	Tablas	49
	Figuras	56
	Plano I	86
	Plano II	87
	Plano III	88
CAPITULO IV	SENSIBILIDAD A LA DEFINICION DE LOS DETALLES DE LA RED	89
IV.1	Generalidades	89
IV.2	Método de trabajo	89
IV.3	Resultados de las simplificaciones	90
IV.4	Conclusiones del capítulo	92
	Figuras	94
	Plano IV	98
	Plano V	99
CAPITULO V	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	100
	REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA	102

## EPIGRAFE

Pero como hombre que tiene que andar solo y en la oscuridad, resolví ir tan despacio y emplear tanta circunspección en todo, que, a trueque de adelantar poco, me guardaría al menos muy bien de tropezar y caer.

Descartes

Discurso sobre el Método

## P R E F A C I O

Al escribir esta tesis, que pongo a estimación de los que conocen Ingeniería, me someto a su benevolencia, esperando que sabrán perdonar las imperfecciones derivadas de la naturaleza humana y mi poca experiencia en una materia apasionante; pero de por sí difícil, como lo es la Ingeniería Hidráulica, siempre en continuo progreso junto con la evolución del hombre hacia metas lejanas pero alcanzables.

Deseo manifestar mi agradecimiento por la valiosa dirección que recibí, para realizar la presente tesis del Ingeniero Ramón Domínguez Mora, investigador del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

Asimismo quiero agradecer a los Ingenieros Jaime Tinoco Rubí, José Avila Prieto y Juan Carlos Barragán González, de DIRAC, S. A. de C. V. la ayuda prestada para la elaboración de este trabajo.

No quiero que pase inadvertida la ayuda del Ingeniero Victor Manuel Aguilera Sánchez, que con sus comentarios y valiosas opiniones acerca de esta tesis, motivó en mí la inquietud por los vastos problemas de la Hidráulica aplicada a la Ingeniería.

A mis maestros, compañeros y amigos les manifiesto también mi agradecimiento.

Mis congratulaciones para todos.

Adamastor Hiram Díaz Becraft

## I. INTRODUCCION

El agua es el recurso natural indispensable para la forma ción de la vida y el desarrollo de las sociedades humanas, este doble hecho hace que se le pueda calificar como el recurso máspreciado por el hombre.

En la actualidad: la explosión demográfica y sus consecuen cias, el incremento de la urbanización y el desarrollo industrial, hacen que la disponibilidad del recurso para nuevos usos sea cada vez más escasa y que a menudo diversos usuarios entren en conflicto por el aprovechamiento del recurso. Un aspecto importante en el manejo de las aguas es la necesidad de desalojar el agua de las ciudades, mediante sistemas hidráulicos que proporcionen un drenaje seguro y eficiente. Para ello la ingeniería hidrológica a desarrollado métodos planteando el problema de la siguiente forma:

- a) Estudios de sistemas pequeños o secundarios (fraccionamientos) que descarguen a sistemas grandes o principales, con diámetros menores que 0.90 m.
- b) Estudio de sistemas grandes o principales, que conducen las aguas que reciben de los secundarios, generalmente con diámetros de  $0.90 < \varnothing \leq 2.44$  m
- c) Estudio de la interacción de sistemas pequeños que se conecten a sistemas principales y sus efectos hidráulicos en las redes de drenaje.

El primer problema se resuelve con la utilización de métodos simplificados como el Racional Americano, Burkli Sigler, etc. (referencia 1) por los siguientes argumentos.

- 1) No se puede invertir en un estudio costoso para cada uno de los pequeños fraccionamientos.
- 2) El período de retorno ( $T_r$ ) para el diseño es relativamente chico y se busca que para este  $T_r$  no se presente desbordamientos por lo que:
- 3) El efecto de almacenamiento no es importante
- 4) Generalmente no hay datos muy detallados

El segundo problema para las grandes ciudades se puede resolver, si se conocen los ingresos al sistema, mediante la utilización de modelos matemáticos de simulación del tránsito de avenidas, por lo siguiente:

- 1) En estos sistemas es importante ver lo que pasaría con tormentas de  $T_r$  grandes, por lo que el efecto de regulación (tanto en los tubos como en las calles; al ocurrir el desbordamiento) puede ser importante.
- 2) Como son sistemas importantes, vale la pena invertir tiempo y dinero en su estudio, utilizando modelos más refinados.
- 3) Generalmente se conoce la geometría del sistema (o bien se puede invertir para medirla).

El problema que se ha estudiado poco es el (c), pues generalmente se carece de datos sobre las entradas al sistema principal, y se ha resuelto a partir de conceptos intuitivos como:

- 1) Suponer que las entradas al sistema principal son hidrogramas triangulares con tiempos de pico y recesión proporcionales al tiempo de concentración del sistema pequeño que se conecta a él.
- 2) Suponer que el sistema pequeño (secundario) tiene una capacidad fija asociada a un hidrograma triangular con un período de retorno de diseño (por ejemplo 3 años) y que, por tanto, cuando ocurre una tormenta con un  $T_r$  mayor, los hidrogramas que descarga serán trapeciales.

Por otra parte, aun tratándose del estudio de un sistema principal, el número de entradas a considerar puede hacer que el tiempo de cálculo o la memoria que requiera una computadora, resulten prohibitivos, por lo que resulta interesante preguntarse que tanto se pierde en la precisión de los cálculos si el sistema se simplifica, o dicho de otra manera, hasta donde puede simplificarse el problema sin perder precisión en los cálculos.

Esta tesis es un intento por abordar el problema (c) (estudio de las interacciones) y consta de dos partes principales:

- a) Estimar cual debe ser la forma de los hidrogramas con los que un sistema secundario alimentaría al principal.
- b) Dar una idea de hasta donde puede simplificarse un sistema en el cual se pretende simular el tránsito de avenidas, sin sacrificar la precisión de los resultados.

Para la realización del trabajo se utilizó un modelo matemático llamado TUAVE, desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, que simula el tránsito de las avenidas en sistemas colectores mediante la utilización de ecuaciones dinámicas que gobiernan el fenómeno.

Para la presentación de este trabajo se procedió con el siguiente orden:

En el capítulo II se describen de una manera sencilla, la diferencia entre los métodos explícitos, implícitos y de las características.

En el capítulo III se simula el tránsito de avenidas en tres cuencas, haciendo variar la magnitud y la forma de los hidrogramas de entrada, y se comparan los hidrogramas obtenidos a la salida de la cuenca.

En el capítulo IV se hacen simplificaciones a una de las cuencas utilizadas, transitando avenidas para un período de retorno de 20 años, y se comparan los hidrogramas obtenidos de las simplificaciones con los hidrogramas de la cuenca sin simplificar.

Finalmente, en el capítulo V, se plantean conclusiones sobre los resultados obtenidos en capítulos anteriores, así como algunas recomendaciones prácticas para el uso de estos resultados.

## II. MODELOS DINAMICOS DE SIMULACION

### II.1 Generalidades

Se dice que el escurrimiento en canales abiertos es a régimen permanente cuando las variables que definen el fenómeno, es decir, tirantes y velocidades en toda la región de flujo, permanecen invariables durante el lapso en estudio. Si bien, en la naturaleza es difícil observar un flujo como el antes descrito, es usual en proyectos de ingeniería simplificar el problema y hacer análisis bajo régimen permanente cuando las variaciones en el tiempo son de menor importancia para el funcionamiento de la obra. La simulación digital de un fenómeno como el descrito anteriormente se hace mediante un modelo estático.

Si, por el contrario, dichas variables son función del tiempo, como es el caso más frecuente en la naturaleza, se dice que el escurrimiento es no permanente o a régimen no establecido. Un modelo de simulación que reproduce tales variaciones se denomina modelo dinámico.

### II.2 Planteamiento del problema

El problema que se trata en el presente trabajo es el paso de una onda de avenida por un sistema de alcantarillado urbano, que puede estudiarse como un flujo unidimensional a régimen no establecido, es decir que las variaciones en sentido transversal a la dirección del flujo son de menor importancia, y las variaciones en cualquier punto a lo largo del eje del escurrimiento son función del tiempo.

En el planteamiento del problema se utilizan dos principios básicos: el principio de conservación de la masa, que conduce al planteamiento de la ecuación de continuidad y el de conservación del momentum o segunda ley de Newton que conduce a la ecuación dinámica.

- a) Ecuación de continuidad: el principio de conservación de la masa establece que el ingreso neto (entra menos salida) a un volumen de control es igual al cambio en almacenaje. Si se considera un volumen de control como el mostrado en la figura II.2.1, se tendrá:

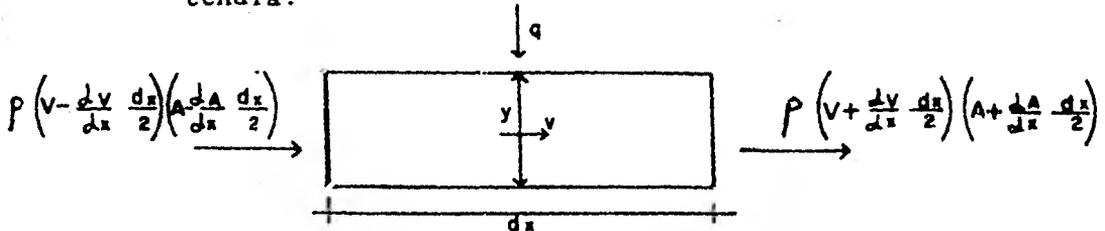


Figura II.2.1 Volumen de control para el planteamiento de la ec. de continuidad durante un intervalo de tiempo  $dt$

$$\rho \left( v - \frac{dv}{dx} \frac{dx}{2} \right) \left( A - \frac{dA}{dx} \frac{dx}{2} \right) dt - \rho \left( v + \frac{dv}{dx} \frac{dx}{2} \right) \left( A + \frac{dA}{dx} \frac{dx}{2} \right) dt = \rho \frac{dA}{dt} dx dt + \rho q dx dt$$

haciendo operaciones y despreciando derivadas de segundo orden.

$$-\rho \left( v \frac{dA}{dx} dx + A \frac{dv}{dx} dx \right) dt + \rho q dx dt - \rho \frac{dA}{dt} dx dt = 0$$

dividiendo entre  $-p \cdot dx \cdot dt$

$$v \frac{dA}{dx} + A \frac{dv}{dx} - q + \frac{dA}{dt} = 0$$

si se toma un ancho unitario  $A = Y$ , la ecuación queda

$$v \frac{dY}{dx} - Y \frac{dv}{dx} - q + \frac{dY}{dt} = 0 \quad \text{Ec. (A)}$$

- b) Ecuación dinámica: de acuerdo con la segunda ley de Newton el cambio de momentum por unidad de tiempo en un volumen de control, es igual a la resultante de todas las fuerzas externas actuando sobre dicho volumen.

$$\Sigma F = \frac{d}{dt} (mv)$$

En la derivación para flujo unidireccional se hacen las siguientes hipótesis:

- 1) La velocidad es uniforme en toda la sección transversal.
- 2) La distribución de presión es hidrostática
- 3) La ecuación de Manning puede utilizarse para evaluar la fuerza de fricción debida a los esfuerzos cortantes en todo el perímetro mojado

- 4) Las aportaciones laterales  $q$  introducen solamente gasto y no momentum al volumen de control.

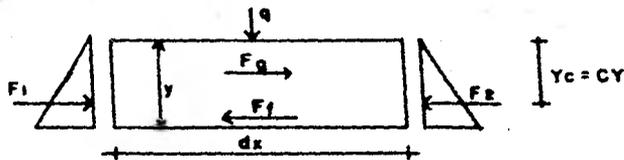


Figura II.2.2 Volumen de control para plantear la ecuación dinámica.

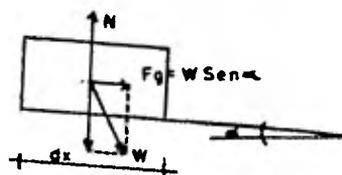
la fuerza hidrostática en las secciones 1 y 2 son

$$F_1 = \gamma(YcA - \frac{d}{dx}(YcA) \frac{dx}{2})$$

$$F_2 = \gamma(YcA + \frac{d}{dx}(YcA) \frac{dx}{2})$$

$$F_1 - F_2 = -\gamma \frac{d(YcA)}{dx} dx$$

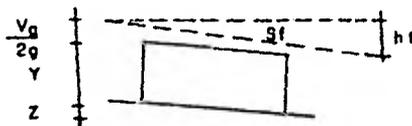
suponiendo una pendiente pequeña de canal



$$\text{Sen } \alpha \approx \text{Tan } \alpha \approx S$$

$$F_g = \gamma(A dx) S$$

El trabajo realizado por la fuerza de fricción es  $F_f dx$ ; este trabajo debe ser igual a la pérdida de energía  $hf = S_f dx$



como la carga  $h_f$  es energía por unidad de peso

$$\Delta E = \int \rho \, dx (Y A dx) = F \rho dx$$

de donde

$$F \rho = Y A \rho \, dx$$

El cambio de momentum dentro del volumen de control es

$$\frac{d}{dt} (mv) = m \frac{dv}{dt} + v \frac{dm}{dt}$$

$m$  es la masa contenida en el volumen de control

$$m = \rho A dx$$

$dm/dt$  es el cambio de masa debido a la aportación lateral  $q$ .

$$\frac{dm}{dt} = \rho q dx$$

como  $V$  es función de  $(x, t)$

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dv}{dt} + \frac{dv}{dx} \frac{dx}{dt} = \frac{dv}{dt} + v \frac{dv}{dx}$$

entonces

$$\frac{d}{dt} (mv) = \rho A dx \left( \frac{dv}{dt} + v \frac{dv}{dx} \right) + \rho q v dx$$

igualando la suma de fuerzas al cambio de momentum se llega a:

$$F_1 - F_2 - F_f - F_g = \frac{d}{dt} (mv)$$

$$-\gamma \frac{d}{dx} (YcA) dx - \gamma AS dx + \gamma AS dx = \rho A dx \left( \frac{dv}{dt} + v \frac{dv}{dx} \right) + \rho q v dx$$

dividiendo entre  $-\rho A dx$

$$\frac{q}{A} \frac{d}{dx} (YcA) + g (Sf - S) + \frac{dv}{dt} + v \frac{dv}{dx} + q \frac{v}{A} = 0$$

Reagrupando términos

$$\frac{dv}{dt} + v \frac{dv}{dx} + \frac{q}{A} \frac{d}{dx} (YcA) + \frac{Vq}{A} + g (Sf - S) = 0$$

considerando  $Yc = CY$ ,

Para un ancho unitario,  $A = Y$ , por lo que se llega a la ec B

$$\frac{dv}{dt} + v \frac{dv}{dx} + \frac{q}{Y} \frac{d}{dx} (CY^2) + \frac{vq}{Y} + g (Sf - S) = 0 \quad \text{Ec. (B)}$$

Las ecuaciones A y B forman un sistema de ecuaciones diferenciales de tipo hiperbólico, para el cual no existe una solución general con la cual se pudiera llegar a soluciones de problemas particulares, aun cuando se conozcan las condiciones iniciales y las condiciones de frontera.

En la ecuación B se observa que solamente el primer término es lineal, ya que  $v \frac{\partial v}{\partial x}$  es el producto de una función  $v(x,t)$  por su derivada parcial con respecto a  $x$ ; el siguiente término, una vez aceptado que la profundidad del centroide es una función lineal del tirante, queda como la parcial de  $y(x,t)$  al cuadrado y dividido por  $y(x,t)$ ; el siguiente término es el producto de una función  $v(x,t)$  por el recíproco de la función  $y(x,t)$ ; finalmente, el último término, aceptando que la fórmula de Manning es válida, se tiene  $S_f = \frac{(vn)^2}{R^{4/3}}$  es función de la velocidad al cuadrado y del radio hidráulico  $R$  es una función no lineal de  $Y$ .

El procedimiento de linearización consiste en separar la variable no lineal en dos partes, considerando a la parte más importante del término como variable evaluada en el tiempo  $j + 1$  y a la otra parte como constante que toma el valor en el instante anterior  $j$ : así la ecuación dinámica toma la forma:

$$\frac{dv}{dt} + v_j \frac{dv}{dx} + C_0 \frac{dy}{dx} + \frac{v_{j+1}}{Y_j} q + q \left[ \left( \frac{v_j n^2}{R_j^{4/3}} \right) v_{j+1} - S_j \right] = 0$$

El no poder encontrar soluciones analíticas  $v(x,t)$  y  $y(x,t)$  obliga a utilizar métodos numéricos de integración.

### II.3 Métodos numéricos

Los operadores diferenciales pueden ser aproximados por operadores en diferencias finitas, logrando resultados con la precisión deseada al tomar incrementos finitos de magnitud suficientemente pequeños. Con las computadoras electrónicas, esto puede lograrse con facilidad y eficiencia, al efectuar rápida y ordenadamente un gran número de cálculos.

La primera derivada de una función  $y = f(x)$  en el punto  $X = X_0$  se define por

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x_0} = \lim_{h \rightarrow 0} \frac{f(x_0 + h) - f(x_0)}{h}$$

aproximando el valor  $h$  por  $\Delta x$  suficientemente pequeño

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x_0} \approx \frac{f(x_0 + \Delta x) - f(x_0)}{\Delta x}$$

Si  $X_i = X_0 + \Delta x$  y  $f_i = f(X_i)$

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x_0} \approx \frac{f_i - f_0}{\Delta x}$$

al miembro de la derecha se le conoce como operador en diferencias finitas

Es posible encontrar operadores para derivadas de orden superior utilizando el teorema de Taylor en la vecindad del punto  $x = x_0$ .

$$f(x) = f(x_0) + (x-x_0) f'(x_0) + (x-x_0)^2 f''(x_0)/2! + (x-x_0)^3 f'''(x_0)/3! + \dots$$

Evaluando la serie en los puntos  $X_1 = X_0 + h$  y  $X_{-1} = X_0 - h$

$$f(x_1) = f(x_0) + hf'(x_0) + h^2 f''(x_0)/2! + h^3 f'''(x_0)/3! + h^4 f^{(4)}(x_0)/4! + \dots$$

$$f(x_{-1}) = f(x_0) - hf'(x_0) + h^2 f''(x_0)/2! - h^3 f'''(x_0)/3! + h^4 f^{(4)}(x_0)/4! + \dots$$

Sumando miembro a miembro

$$(f_1 + f_{-1}) = 2f(x_0) + 2h^2 f''(x_0)/2! + 2h^4 f^{(4)}(x_0)/4! + \dots$$

despreciando términos del cuarto orden o superior se obtiene:

$$f''(x_0) = \frac{f_1 + f_{-1} - 2f_0}{h^2}$$

de manera similar se pueden obtener operadores de orden mayor.

### Método explícito

Para convertir las ecuaciones diferenciales 1 y 2 en ecuaciones en diferencias e integrarlas en una región en el plano  $(x, t)$  se aplican los operadores siguientes:

$$dx = \Delta x$$

$$dt = \Delta t$$

$$\frac{dv}{dx} = \frac{v_{i+1,j} - v_{i,j}}{\Delta x}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y_{i+1,j} - y_{i,j}}{\Delta x}$$

$$\frac{dy}{dt} = \frac{y_{i,j+1} - y_{i,j}}{\Delta t}$$

$$\frac{dv}{dt} = \frac{v_{i,j+1} - v_{i,j}}{\Delta t}$$

las coordenadas  $i, j$  de la malla se muestran en la figura II.3.1

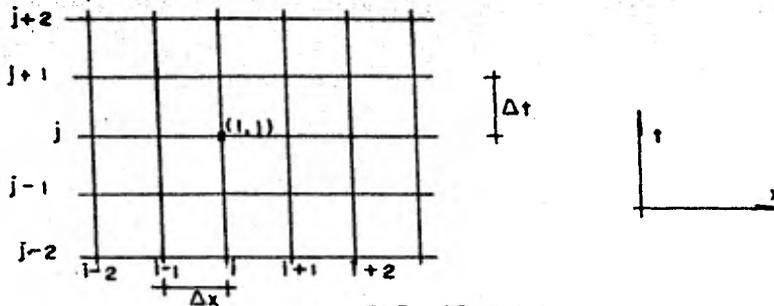


FIG. II. 3.1.

Ecuación de continuidad. Sustituyendo los operadores en la ec. A; se tiene

$$\frac{Y_{i,j} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j})}{\Delta x} + \frac{Y_{i,j} (V_{i+1,j} - V_{i,j})}{\Delta x} - q + \frac{Y_{i,j+1} - Y_{i,j}}{\Delta t}$$

La única incógnita es  $Y_{i,j+1}$  que se puede despejar en forma explícita

$$Y_{i,j+1} = Y_{i,j} + q\Delta t - V_{i,j} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) \frac{\Delta t}{\Delta x} + Y_{i,j} (V_{i+1,j} - V_{i,j}) \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

La ecuación dinámica (ec. B) se puede expresar como:

$$\frac{V_{i,j+1} - V_{i,j}}{\Delta t} + V_{i,j} \left( \frac{V_{i+1,j} - V_{i,j}}{\Delta x} \right) + c g \left( \frac{Y_{i,j} - Y_{i,j}}{\Delta x} \right) + \frac{V_{i,j+1}}{Y} q + g \left[ \left( \frac{V_{i,j+1}}{R^{1/2}} \right) V_{i,j+1} - S \right] = 0$$

donde la única incógnita es  $V_i, j + 1$

La forma explícita de plantear la ecuación tiene la ventaja de que es fácil de programar, ya que el método de solución es directo, pero tiene la desventaja de que la solución es inestable y no convergente para intervalos de tiempo  $\Delta x$  mayores de un cierto límite, lo que obliga a reducir considerablemente  $\Delta x$  y aumentar los tiempos de computación. En algunos casos el tiempo de integración llega a ser mayor que el tiempo real lo que hace impráctico el método.

#### Método implícito

En el procedimiento anterior solamente las derivadas se plantearon como la diferencia hacia adelante; en este procedimiento se considera, además, que el valor de una variable es el promedio de sus valores en los tiempos  $j$  y el  $j + 1$ . La ecuación de continuidad recibe entonces el tratamiento siguiente:

$$\left( \frac{V_i^{j+1} + V_i^j}{2} \right) \left( \frac{Y_i^j - Y_i^{j-1}}{\Delta x} \right) + \left( \frac{Y_i^{j+1} + Y_i^j}{2} \right) \left( \frac{V_{i+1}^j - V_i^j}{\Delta x} \right) - q_i + \frac{Y_i^{j+1} - Y_i^j}{\Delta t} = 0 \quad *$$

donde las variables son  $V_i^{j+1}$   $Y_i^j - 1$

reagrupando términos, la ecuación se puede escribir como

$$C_1 V_i^{j+1} + C_2 Y_i^{j+1} = C_3$$

\* La notación adoptada aquí consiste en utilizar superíndices para indicar el intervalo de tiempo que se considera.

donde C1, C2 y C3 son constantes

La ecuación dinámica puede desarrollarse de la manera siguiente:

$$\frac{V_i^{j+1} - V_i^j}{\Delta t} + \left( \frac{V_i^{j+1} + V_i^j}{2} \right) \left( \frac{V_{i+1}^j - V_i^j}{\Delta x} \right) + c g \left( \frac{Y_{i+1}^{j+1} - Y_i^j}{\Delta x} \right) + \left( \frac{V_i^{j+1} - V_i^j}{Y_j} \right) a$$

donde las incognitas son  $V_i^{j+1}$   $V_{i+1}^{j+1}$   $Y_{i+1}^{j+1}$

reagrupando términos, la ecuación dinámica se puede escribir como:

$$I_1 V_i^{j+1} + I_2 V_{i+1}^{j+1} + I_3 Y_{i+1}^{j+1} = I_4$$

donde I1, I2, I3 y I4 son constantes

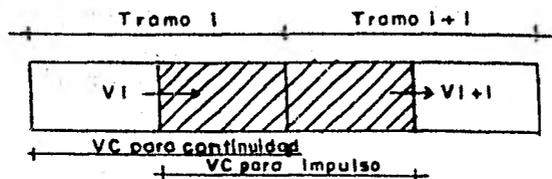
Las ecuaciones de continuidad y dinámica quedan reducidas a ecuaciones algebraicas lineales. Planteando ecuaciones similares en cada nudo de la malla de integración y tomando en consideración los valores en la frontera, se obtiene un sistema de n ecuaciones con el mismo número de incognitas, que puede resolverse por los procedimientos usuales del álgebra lineal.

La ventaja del método implícito es que mejora notablemente la estabilidad de la solución, aun para intervalos de tiempo  $\Delta t$  relativamente grandes.

Los subíndices j, j+1 representan el instante, mientras que los índices i, i+1 representan la posición en la malla de integración.

## II.4 El modelo TUAVE

El modelo TUAVE es un modelo de simulación basado en un planteamiento implícito de las ecuaciones de impulso y continuidad para tuberías de sección circular. Para mejorar la estabilidad se emplea el artificio de plantear las ecuaciones en volúmenes de control con medio tramo de defasamiento, como se ve en la figura II.4.1



Las ecuaciones de continuidad e impulso quedan

$$C_1 V_i^{j+1} + C_2 Y_i^{j+1} + C_3 V_i^{j+1} = C_4$$

$$I_1 Y_i^{j+1} + I_2 V_i^{j+1} + I_3 Y_{i+1}^{j+1} = I_4$$

Donde C e I son constantes

Se denomina celdas a los tramos o volúmenes de control utilizados para plantear la ecuación de continuidad.

Esa estructura de las ecuaciones forma un arreglo matricial en banda tridiagonal, como se ve en la figura II.4.2. Para matrices con esas características, el mejor método de solución es el conocido como doble barrido. En el primer barrido se transforma la matriz original en otra matriz, con ceros en la diagonal superior y unos en la diagonal principal; en el segundo barrido se transforma la matriz anterior en la matriz identidad. El vector de términos independientes es entonces la solución del sistema.

Como condiciones de frontera el modelo considera: fronteras de gasto o hidrogramas conocidos, generalmente se toma esta frontera en los tramos aguas arriba de cada ramal. Fronteras de tirante conocido, que son generalmente las confluencias con colectores aguas abajo; o tirante crítico en las caídas, cuando éstas se presentan en el último tramo aguas abajo.

El modelo planteado hasta aquí, para un solo cauce, se generaliza para redes o sistemas con varios afluentes, para lo cual se divide la red en dos conjuntos de cauces tales que elementos del mismo conjunto no se crucen, de esa manera, un conjunto sirve de frontera al otro. A dichos conjuntos se les denomina par e impar, como se muestra en la figura II.4.3.

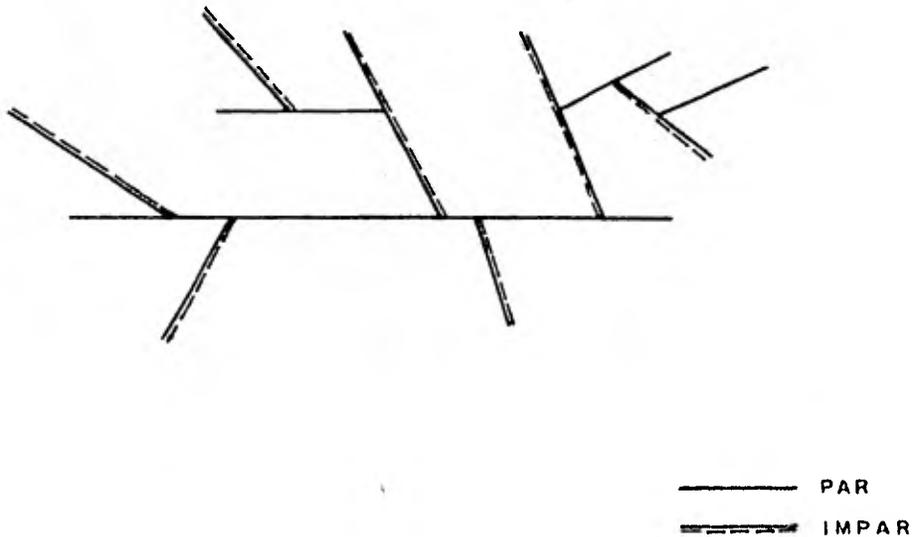


FIG. II 4.3.

Coeficiente  $\neq 0$

Coeficiente = 0

Coeficiente = 0

Coeficiente = 1

. . .  $\cdot V_{i-1} \quad Y_i \quad V_i \quad Y_{i+1} \cdot$  . . . .

	X	X								X	
	X	X	X							X	
		X	X	X						X	
$C_{i-1}$			X	X	X					X	
$I_{i-1}$				X	X	X				X	
$C_i$					$C_1$	$C_2$	$C_3$			$C_4$	
$I_i$						$I_1$	$I_2$	$I_3$		$C_4$	
$C_{i+1}$						X	X	X		X	
$I_{i+1}$							X	X	X	X	
								X	X	X	
									X	X	X

Estructura de la matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones lineales.

1	0									X
X	1	0								X
	X	1	0							X
		X	1	0						X
			X	1	0					X
				X	1	0				X
					X	1	0			X
						X	1	0		X
							X	1	0	X
								X	1	X

Estructura de la matriz después del primer barrido.

$Y_i \quad V_i$

1	0									$V_i$	
0	1	0								$Y_i$	
	0	1	0							$V_i$	
		0	1	0						.	
			0	1	0					.	
				0	1	0				$Y_i$	
					0	1	0			$V_i$	
						0	1	0		.	
							0	1	0	.	
								0	1	$Y_i$	
									0	1	$V_i$

Estructura de la matriz después del segundo barrido (solución en el intervalo  $k+1$ .)

Fig. II.4.2 Solución del sistema de ecuaciones por el método de Gauss (doble barrido).

## II.5 Método de las características

Las ecuaciones A y B forman una ecuación diferencial de segundo orden denominada hiperbólica, este tipo de ecuaciones tienen la propiedad de que existen ciertas direcciones  $\xi$  y  $\eta$  a lo largo de las cuales la derivada parcial de  $x$  con respecto a una de ellas es independiente de la otra. En el caso de las ecuaciones A y B se ha demostrado que

$$\frac{\partial x}{\partial \xi} = (v+c) \frac{\partial t}{\partial \xi} \quad \text{Ec (C)}$$

$$\frac{\partial x}{\partial \eta} = (v-c) \frac{\partial t}{\partial \eta} \quad \text{Ec (D)}$$

donde:  $C = \sqrt{g y}$  es la celeridad con que se transmite la onda.

Las ec. C y D se pueden expresar también.

$$\frac{dx}{dt} = v + c$$

$$\frac{dx}{dt} = v - c$$

Visto gráficamente en el plano  $(x,t)$ , esas derivadas corresponden a la tangente del ángulo que forman las direcciones  $\xi$  y  $\eta$  en el punto  $(x,t)$  donde  $v(x,t) = v$  y  $c = f(y) = f(x,t)$

Se puede demostrar, además, que a lo largo de la función característica  $\xi$

$$\frac{d}{dt} (v + 2c) = g (S_0 - S_f) \quad \text{Ec (E)}$$

y a lo largo de  $\eta$

$$\frac{d}{dt} (V - 2c) = g (S_0 - S_f) \quad \text{Ec (F)}$$

a las direcciones  $\xi$  y  $\eta$  se les denominan direcciones características

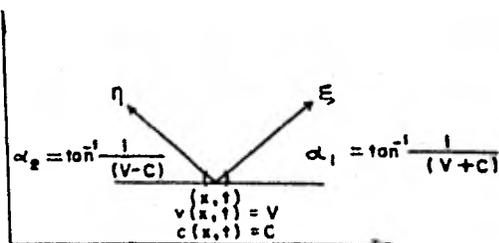


Fig. II.5.1

Esa circunstancia permite integrar las ecuaciones por medio de diferencias finitas de la siguiente manera:

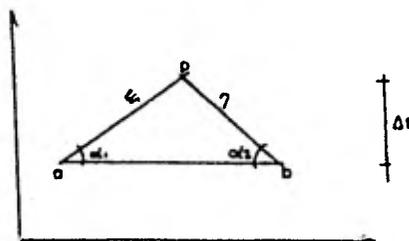


Fig. II.5.2

A partir de los puntos a y b donde las velocidades y celeridades son conocidas se puede obtener los ángulos  $\alpha_1 = \tan^{-1} 1/(V_a + C_a)$  y  $\alpha_2 = \tan^{-1} 1/(V_b - C_b)$  y localizar el punto P en la intersección de ambas rectas

Si se plantean las correspondientes diferencias finitas en el punto P, se tiene que a lo largo de  $\xi$ , de acuerdo con la ec. (E).

$$\Delta (V + 2C) = g (S_o - S_f) \Delta t$$

$$V_p - V_a + 2 (C_p - C_a) = g (S_o - S_f) \Delta t$$

$$V_p + 2C_p = K_1$$

de la misma manera, planteando a lo largo de  $\eta$  de acuerdo con la ec. (F).

$$\Delta (V - 2C) = g (S_o - S_f) \Delta t$$

$$V_p - V_b - 2(C_p - C_b) = g (S_o - S_f) \Delta t$$

$$V_p - 2C_p = K_2$$

Resolviendo el sistema de dos ecuaciones y dos incógnitas se obtiene la velocidad  $V_p$  la celeridad  $C_p$  en el punto P, y con ella el tirante  $Y_p = \frac{C_p^2}{g}$

Generalizando el procedimiento en toda la región de integración. a partir de condiciones iniciales conocidas para  $t = 0$   $v(x, t_0)$  y  $C(x, t_0)$  y teniendo cuidado de considerar las condiciones de frontera aguas abajo  $X = X_I$  y aguas arriba  $X = X_{II}$ .

El procedimiento anterior se muestra en la figura 11.5.3

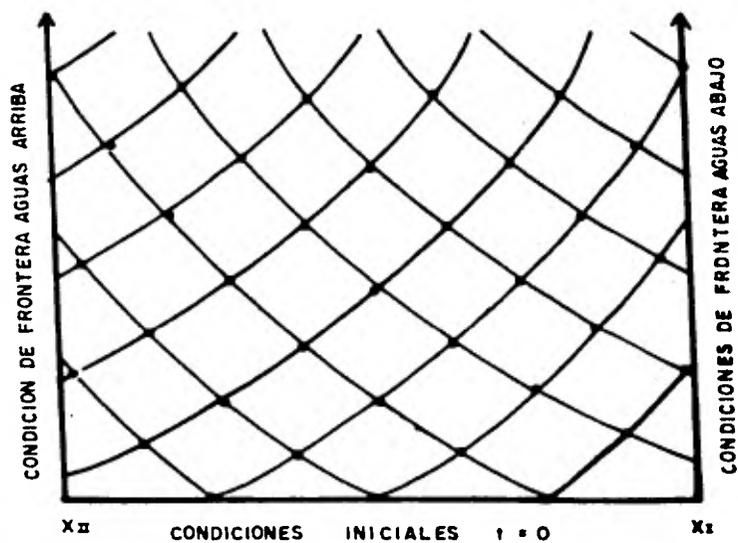


FIG: No II . 5.3

## NOTACION

En las ecuaciones anteriores se utilizó la notación siguiente

- $m$  : masa  
 $\rho$  ; masa específica  
 $\gamma$  : peso específico  
 $g$  : aceleración de la gravedad  
 $q$  : gastos de aportación lateral por unidad de longitud  
 $x$  : dirección del flujo  
 $t$  : tiempo  
 $V$  : velocidad  
 $V_i^{j+1}$  : velocidad en la celda  $i$ , en el instante  $j + 1$   
 $y$  : tirante  
 $y_i^j$  : tirante en la celda  $i$  en el instante  $j$   
 $y_c$  : profundidad del centroide de la sección transversal  
 $A$  : área de la sección transversal  
 $R$  : Radio hidráulico  
 $n$  : constante de rugosidad en la ecuación de Manning  
 $F_1, F_2$  ; Fuerza hidrostática  
 $F_g$  : Fuerza gravitacional en dirección del flujo  
 $F_f$  : Fuerza de fricción contraria al flujo  
 $S_o$  : Pendiente del fondo  
 $S_f$  : pendiente hidráulica  
 $h_f$  : pérdidas por fricción  
 $z$  : carga de posición

$f'$  : primera derivada

$f''$  : segunda derivada

$C$  : coeficiente de la ecuación de continuidad

$I_i$  : coeficiente en la ecuación dinámica

$C$  : celeridad =  $\sqrt{gy}$

$\Delta t$  = incremento de tiempo

$\Delta x$  = incremento de longitud

$\xi, \eta$  = funciones características

### III. SENSIBILIDAD A LA FORMA DE LOS HIDROGRAMAS DE INGRESO

#### III.1 GENERALIDADES

En este capítulo se hace el análisis del tránsito de avenidas realizado en las tres cuencas seleccionadas, utilizando diferentes periodos de retorno y las formas triangular y trapecial para los hidrogramas que se transitaron mediante el programa TUAVE.

Tanto el cálculo de estos hidrogramas de entrada al sistema como el resultado del tránsito de los mismos se detallan en los subcapítulos siguientes.

Finalmente, se obtiene un factor que permite ajustar el hidrograma que resulta del cálculo por alguno de los métodos tradicionales al hidrograma obtenido por medio del modelo matemático.

#### III.2 DESCRIPCION DE LAS CUENCAS

La primer cuenca utilizada para probar el modelo es un fraccionamiento llamado Acueducto y se encuentra situado al norte de la Ciudad de México; es el más pequeño de los fraccionamientos que se utilizaron, pues consta de una superficie de 2.9 Ha., la longitud total de la red es de 700 m con una pendiente ponderada de 1.5% y los diámetros utilizados van de 0.30 m a 0.38 m (ver plano 1).

La segunda cuenca es un fraccionamiento llamado Exhacienda de Enmedio, situado también al Norte de la Ciudad, con una superficie de 13.68 Ha., una longitud total de tubería de 3056 m y una pendiente ponderada de 0.34% con la característica de que se utilizaron diámetros que van desde 0.30 m a 1.52 m, porque el sistema es muy plano y resulta más econó-

mico utilizar diámetros grandes, que tener que enterrar se más de lo normal e incrementar por esta razón el cos to por volumen de excavación (ver plano II).

La tercer y última cuenca utilizada es un fraccionamiento llamado Loma Dorada, situado en la Cd. de Guadalajara, Jal. con una superficie de 23.3 ha., una longitud de tubería de 7 400 m, una pendiente ponderada de 2.6% y diámetros que van de 0.30 m hasta 1.22 m. Cabe hacer la aclaración de que aunque ésta cuenca está localizada en la Cd. de Gua dalajara, se supuso que llueve de la misma manera que en las cuencas anteriores (ver plano III).

Se puede apreciar que cada una de las cuencas posee características diferentes, tanto en area como en longitud total de tubería, pendientes y diámetros.

### III.3 CALCULO DE LOS HIDROGRAMAS UTILIZADOS

Como primer paso se calculó la intensidad de la lluvia

$$I = \frac{\text{Alfa}}{\text{Beta} + \text{Duración}} = (\text{mm/hr})$$

De las estaciones pluviográficas de la zona metropolitana de la Cd. de México, en especial la estación Fortuna, (referencia 2) se obtuvieron los siguientes coeficientes.

TABLA III.3.1

PERIODO DE RETORNO EN AÑOS	ALFA	BETA
5	2660	15.7
10	3064	15.2
20	3453	14.9
50	3958	14.6

Con los valores Alfa y Beta se calculó la intensidad para un tiempo de concentración  $t_c$ .

$$I_{t_c} = \frac{\text{Alfa}}{\text{Beta} + t_c}$$

El tiempo de concentración  $t_c$  es igual al tiempo de recorrido desde el punto más alejado de la cuenca hasta la cabeza de atarjea, para las cuencas analizadas se tiene:

Fraccionamiento	$t_c$ (min)
Acueducto	15
Exhacienda de Enmedio	20
Loma Dorada	20

Para obtener el gasto pico de los hidrogramas de entrada al sistema se necesita saber además del valor de la intensidad para el tiempo de concentración dado ( $I_{t_c}$ ) el área tributaria correspondiente. Con esta información se calcula:

$$Q_p = 0.278 \times C \times I_{t_c} \times A$$

donde:

$$Q_p = \text{gasto pico en (m}^3\text{/seg)}$$

C es el coeficiente de escurrimiento igual a 0.60 de acuerdo con las características medias de las cuencas.

$$I_{t_c} = \text{Intensidad para el tiempo de concentración en (mm/hr)}$$

$A$  = Area tributaria en ( $\text{Km}^2$ )

El volumen en exceso se calcula como:

$$V_e = C \times A \times \bar{h} \times 1000$$

donde:

$V_e$  = volumen en exceso en ( $\text{m}^3$ )

$\bar{h}$  = altura de lluvia en (mm)

Ya que se conocen el  $Q_p$  (gasto pico) y el  $V_e$  (volumen en exceso) se puede calcular el tiempo de retraso  $T_r$  de la siguiente manera:

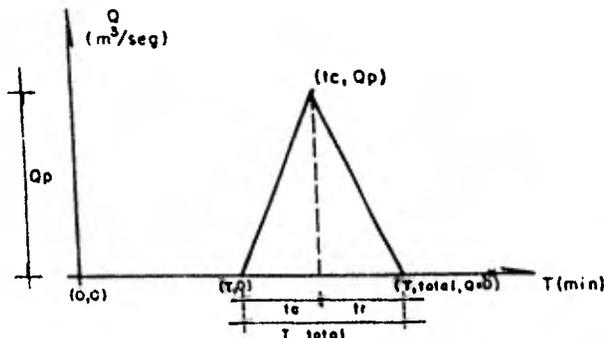
$$T_r = \frac{V_e}{30 Q_p} = t_c$$

donde:

$T_r$  = tiempo de retraso en (minutos)

$T_c$  = tiempo de concentración en (minutos)

A continuación se muestra la figura de un hidrograma triangular con los puntos que debe de tener para que el modelo de simulación (programa TUAVE) puede interpretarlos y manejarlos en la simulación.



También se utilizaron en la simulación hidrogramas trapeziales que se calculan de una manera semejante a los hidrogramas triangulares, tomando en cuenta la siguiente alcaración.

El período de retorno de estos hidrogramas es mayor que el período de retorno asociado a el gasto pico de los mismos, pues como se podrá apreciar posteriormente, la capacidad del sistema es función del gasto pico, por esta razón cuando se utilicen hidrogramas trapeziales se está suponiendo que la capacidad del sistema corresponde al período de retorno asociado a este gasto.

El primer paso a seguir es calcular el  $V_e$  para el período de retorno deseado, por ejemplo para un período de retorno de 10 años.

$$V_{e_{10 \text{ años}}} = C \times A \times \bar{h} \times 1000$$

Posteriormente se obtiene un volumen que se le ha llamado volumen nuevo ( $V_n$ ) y es la diferencia del volumen en exceso del período de retorno analizado menos el volumen en exceso del período de retorno que se quiera utilizar para no rebasar la capacidad del sistema, por ejemplo, si la capacidad del sistema correspondiera a un período de retorno de 5 años:

$$V_n = V_{e_{10 \text{ años}}} - V_{e_{5 \text{ años}}}$$

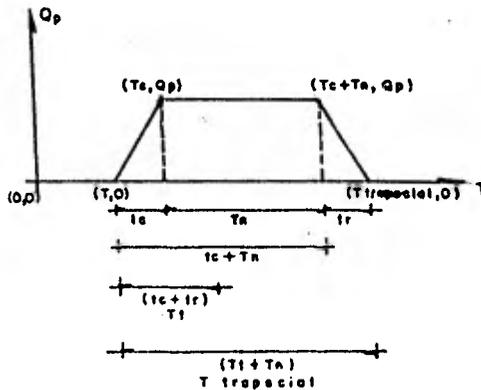
A continuación se obtiene un tiempo nuevo utilizando el volumen nuevo ( $V_n$ ) y el gasto pico ( $Q_p$ ) del período de retorno que se quiera utilizar:

$$T_n = \frac{V_n}{60 \times Q_{p5} \text{ años}}$$

Para la construcción del hidrograma trapezoidal se necesita sumar el tiempo de concentración más el tiempo nuevo (ver figura del hidrograma)

$$T_c + T_n$$

Si se tratara de un hidrograma triangular el tiempo total sería  $T_{\text{total}} = t_c + t_r$  (igual al tiempo de concentración más el tiempo de recorrido) si se le suma el tiempo nuevo del período analizado se obtiene un tiempo total nuevo para un hidrograma trapezoidal.



Utilizando las ecuaciones anteriores se puede observar que el tamaño del hidrograma (triangular o trapezoidal) depende del área tributaria que le corresponda de la celda señalada y de la magnitud de la lluvia efectiva.

### III.4 RESULTADOS DE LA SIMULACION

#### Fraccionamiento Acueducto

Para la primera cuenca (Fraccionamiento Acueducto) se utilizaron períodos de retorno de 5, 10, 20 y 100 años para los hidrogramas triangulares; para los hidrogramas trapeciales se emplearon períodos de retorno de 10 años con gastos pico de 5 y 10 años respectivamente.

- Si se compara la altura de lluvia que corresponde a diferentes períodos de retorno se puede ver, por ejemplo, que para el período de retorno de 100 años contra el período de retorno de 20 años el incremento en la altura de la lluvia es de 72%, mientras que para el período de 100 años contra el de 5 años el incremento  $\Delta h$  es de 124%, de aquí se puede observar que los incrementos en la altura de lluvia varían bastante de un período de retorno a otro para todas las cuencas.

Para los hidrogramas triangulares de descarga (figura III.4.1 a III.4.4) se viene incrementando el gasto de descarga de un período de retorno a otro y para los hidrogramas trapeciales (figura III.4.5 a III.4.7) el gasto de descarga es relativamente el mismo, los valores aparecen en la tabla III.4.1.

Para los hidrogramas triangulares se observa que entre los períodos de retorno de 5 y 10 años el volumen del hidrograma de descarga (área bajo la curva) no presenta aumentos significativos (fig. III.4.1 y III.4.2) pero se incrementa a partir del período de retorno de 20 años. Para los hidrogramas trapeciales se aprecia un ligero incremento en el volumen de descarga entre el hidrograma con período de retorno de 10 años (figura III.4.5) y los hidrogramas con período de retorno de 20 años (figura III.4.6 y III.4.7).

Los derrames más significativos para los hidrogramas triangulares, corresponden a los períodos de retorno de 20 y 100 años (figuras III.4.3 y III.4.4) mismos períodos de retorno para los cuales la forma del hidrograma de descarga tiende a hacerse trapecial pues como se vió anteriormente el volumen se incrementa.

Si se comparan dos hidrogramas de descarga uno triangular y otro trapecial donde los derrames sean muy significativos; por ejemplo el triangular con  $Tr = 20$  años y los dos hidrogramas trapeciales para el mismo período de retorno pero diferente gasto pico se puede observar que los gastos máximos de descarga son casi los mismos, pero los derrames aumentan considerablemente con respecto al hidrograma triangular. Se puede concluir que la forma del hidrograma empieza a contar cuando los derrames son muy grandes, y para el caso de esta cuenca se puede decir que mientras no se presenten derrames la utilización de hidrogramas triangulares es conveniente pero presentándose derrames se debe cambiar la forma y utilizar hidrogramas trapeciales.

En la tabla III.4.1 se muestra un resumen de los resultados obtenidos.

Del fraccionamiento Acueducto se seleccionaron los colectores principales (Politecnico y Manuel Mena) y se dibujaron los perfiles de los mismos con las diferentes cargas alcanzadas al transitar la avenida. Se advierte que para los períodos de retorno de 20 y 100 años hay algunas partes del perfil en donde se presentan derrames considerables (figura III.4.8).

También se hace una comparación de la altura de lluvia (lámina de agua) contra el gasto a la salida de la cuenca, para diferentes períodos de retorno y el resultado obtenido es una curva que representa a el tránsito de la avenida por el sistema analizado. (fig. III.4.9)

La recta tangente a la curva obtenida representa el análisis de la cuenca por medio de algún método tradicional como el Racional Americano, etc., en los que no se considera el almacenamiento.

A continuación se muestra la manera general del cálculo de hidrogramas suponiendo que no se cuenta con un modelo que transite avenidas en redes de drenaje, pero se desea saber cual es el gasto pico que se obtendría si el sistema analizado se calcula suponiendo una sola celda (ver subcapítulo III.3. construcción de hidrogramas para el modelo), los pasos a seguir para la obtención del gasto con los siguientes:

- 1) Se selecciona un período de retorno a utilizar
- 2) Se obtiene la intensidad de la lluvia para el tiempo de concentración y el período de retorno seleccionado en 1
- 3) Se obtiene el volumen en exceso del sistema tomando en cuenta que el área será la de toda la cuenca.

- 4) Como el volumen en exceso representa el área en cualquier hidrograma, para obtener el gasto pico en un hidrograma triangular sólo se despeja la altura de esa área y se obtiene el gasto pico.

Ejemplo:

Para el fraccionamiento Acueducto:

Se trata de un hidrograma triangular:

$$V_e = \frac{\text{tiempo en segundos} \times Q_p}{2}$$

entonces para un  $T_r = 5$  años se tiene

$$Q_p = \frac{2 V_e}{\text{tiempo en segundos}} = \frac{2 (698.26)}{55.20 \times 60} = 0.4217 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

En la figura III.4.10 se presentan de un lado los hidrogramas obtenidos de hacer el tránsito de la avenida para los diferentes períodos de retorno y del otro lado se presentan, los hidrogramas calculados obtenidos como se mencionó anteriormente; nótese que los hidrogramas calculados tiene valores muy superiores a los transitados.

Esta manera de comparar hidrogramas se hace con el objeto de que se pueda apreciar el error que se cometería si no se toma en cuenta el tránsito de la avenida

De manera general en la tabla III.4.2 se muestran los valores obtenidos del cálculo de los hidrogramas para las tres cuencas seleccionadas, considerando para cada una de las cuencas como si se tratara de una sola celda.

#### Fraccionamiento Exhacienda de Enmedio

Para este fraccionamiento se hace un análisis similar al expuesto anteriormente con la salvedad de que esta cuenca presenta características diferentes a la anterior.

Para los hidrogramas triangulares se usaron períodos de retorno de 5, 10, 20 y 100 años, mientras que para los trapeciales solamente se utilizó el período de 20 años, con gastos picos de 5 y 10 años, respectivamente.

Tanto los incrementos en la altura de lluvia ( $\Delta\bar{h}$ ) como en los gastos pico se pueden observar en la figura III.4.15 y III.4.16) el aumento en el gasto como en el volumen de salida es muy marcado, además de que la forma trapecial se aprecia claramente.

Al comparar el hidrograma triangular de 20 años de período de retorno contra los dos hidrogramas trapeciales con el mismo período de retorno, se comprueba lo visto para el fraccionamiento Acueducto, o sea que, mientras el sistema no derrame, se pueden utilizar hidrogramas triangulares, pero en el momento en que ocurre el derrame se debe cambiar la forma de los hidrogramas de ingreso a trapecial; esto se puede apreciar fácilmente, pues el gasto del hidrograma triangular contra el gasto de los hidrogramas trapeciales es prácticamente el mismo pero los derrames son muy diferentes (tabla III.4.3).

Para observar de una manera sencilla la evolución que sufren las cargas para los diferentes períodos de retorno se seleccionó al Colector Cecilia, por ser el colector principal en esta cuenca (ver plano II) para trazar su perfil y graficar las cargas correspondientes a cada período de retorno; así se puede observar en la figura III.4.17 que para la carga correspondiente a los períodos de retorno 20 y 100 años, el derrame sufrido se presenta en las celdas del principio del colector; no hay que pasar por alto que el derrame presentado se va a repartir en un área mucho mayor a la analizada con el fraccionamiento Acueducto. En la figura III.4.18 se grafican los valores de lámina contra gasto a la salida de la cuenca, la recta representa el cálculo por algún método tradicional. Se puede apreciar que la recta tangente a la curva, se empieza a separar de esta después del período de retorno de 20 años, esto quiere decir que el sistema tiene una gran capacidad o sea que el sistema está sobrediseñado, pues para este período de retorno el derrame llega escasamente a los  $90 \text{ m}^3$ .

Otra manera de apreciar que la capacidad de este sistema va muy arriba de lo presumido, es realizando el cálculo de los hidrogramas considerando que se trata de una sola celda, esto con la finalidad de comparar los hidrogramas transitados contra los calculados. En la figura III.4.19 se aprecia que los gastos pico para los hidrogramas calculados como una sola celda con períodos de retorno de 5, 10 y 20 años están muy por abajo de los gastos pico del tránsito de la avenida, esto quiere decir que si los hidrogramas transitados tienen valores superiores a los encontrados con los hidrogramas calculados, entonces el gasto de la capacidad

del sistema es del orden de los valores encontrados con el tránsito de la avenida.

#### FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA

Finalmente para el fraccionamiento Loma Dorada, que es la última cuenca simulada, se procedió exactamente igual que en las cuencas vistas anteriormente, con la salvedad de que dentro de esta cuenca se hizo una subdivisión de cuencas trabajando simultáneamente dos cuencas. La primera, considerando el área total de la cuenca y la segunda, tomando una parte de la misma, a la cual se denomina el sistema celda 59 (ver plano III).

Para estas cuencas solo se trabajó con hidrogramas triangulares y períodos de retorno de 10, 20 y 100 años pues con lo visto las cuencas anteriores era de suponerse que los resultados serían semejantes.

Si se comparan los hidrogramas de 10 y 20 años de período de retorno (fig. III.4.20 y III.4.21), se observó que el gasto máximo de descarga se incrementa sensiblemente pero además el volumen de salida para el hidrograma de 20 años también aumenta y hace que este hidrograma tienda a hacerse trapecial. Si se compara el hidrograma de 100 años contra el de 10 años (fig. III.4.22 y III.4.20) el gasto aumenta mientras que la tendencia a hacerse trapecial no es muy marcada para el período de retorno de 10 años. Por último si se cotejan los hidrogramas de 100 y 20 años de período de retorno (fig. III.4.21 y III.4.22), el incremento en el gasto es un poco menor que con el hidrograma de 10 años pero la forma de estos tiende a hacerse trapecial

en forma especial para el Tr de 100 años en las celdas 82, 59 y 15. Para la subcuenca llamada sistema celda 59, el incremento en los gastos para los diferentes períodos de retorno es semejante, pero la forma tiende a hacerse trapezoidal conforme aumenta el período de retorno. (ver figura III.4.20 a III.4.22 y tabla III.4.4).

Tomando en consideración que esta cuenca es la mayor de todas, se seleccionaron tres colectores principales para trazar su perfil y poder observar las cargas máximas para sus diferentes períodos de retorno. Así se tiene que el colector principal de esta cuenca es el colector Rhin, pues a él le llegan todos los colectores (ver plano III); se puede ver en este colector que, para el período de retorno de 10 años no se presentan derrames mientras que para los períodos de 20 y 100 años hay zonas donde claramente se aprecia el derrame (fig. III.4.23).

El colector Grijalva drena otra parte de la cuenca y se puede advertir que para los períodos de retorno de 10 y 20 años los derrames son casi nulos, pero para el período de 100 años los derrames abarcan casi todo el colector (fig. III.4.24.)

Por último el colector Sena drena la subcuenca llamada sistema celda 59, que es la zona más baja de la cuenca. En ella se presentan para los tres períodos de retorno analizados derrames en casi todo el colector acrecentándose en la celda 57 pues aquí llegan los colectores Usumacinta y Orinoco (fig. III.4.25).

Si se analizan las gráficas en las que se comparan la altura de lluvia (lámina) contra el gasto máximo a la salida de la cuenca, se puede observar que la recta tangente a la curva

se separa mucho antes de haber llegado a el punto correspondiente al período de retorno de 10 años por lo que se puede concluir que para esta parte de la cuenca el sistema esta subdiseñado (fig. III.4.27).

Si en el fraccionamiento Loma Dorada se hace la comparación entre los hidrogramas transitados y los calculados para los períodos de retorno de 10 y 20 años se puede ver que la diferencia entre estos es aceptable mientras que para el período de retorno de 100 años la diferencia es muy grande, esto se traduce (como se ha visto anteriormente) a que si se transita la avenida, la capacidad del sistema se logrará con mayor exactitud que si se calcula con métodos aproximados (fig. III.4.28 y III.4.29). Para ésta cuenca en particular no hay que pasar por alto que el área de la misma es mucho mayor en comparación con las cuencas analizadas anteriormente y el derrame que se presenta para el período de retorno de 100 años es mínimo.

### III.5 Ajuste de Curvas

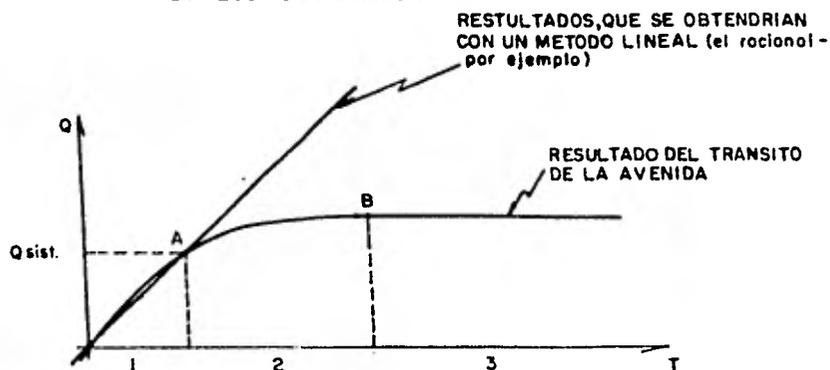
Se ha mencionado en los capítulos anteriores la importancia de conocer el hidrograma que represente condiciones más o menos realistas en todos los puntos de la red, ya que ello se traduce en diseños más racionales.

Como resultado de la investigación se obtuvieron las gráficas III.4.9, III.4.18, III.4.26 y III.4.27 en las que se muestra el gasto de salida de la cuenca contra la precipitación en exceso. Las cuencas analizadas se comportan de una manera semejante, por lo que se puede suponer un comportamiento teórico de los sistemas.

Dicho comportamiento, mostrado en la figura III.5.1 es el siguiente:

- 1) Hasta un cierto gasto  $Q_{sist}$ . (que corresponde a la capacidad del sistema), la capacidad de regulación de la tubería es pequeña, por lo que la salida del sistema prácticamente no sufre modificaciones y se puede usar sin restricciones un hidrograma triangular.
- 2) Para gastos mayores que  $Q_{sist}$ , el sistema empieza a sufrir derrames, lo que constituye una regulación al gasto de salida. La curva se aleja de la fórmula racional.
- 3) Finalmente al aumentar los derrames la curva se hace asintótica a un cierto valor que depende fundamentalmente de las características de la curva tirante-almacenamiento en superficie.

Figura III.5.1 Curva descriptiva del comportamiento general de los sistemas.



Dado el comportamiento similar de las curvas, se pensó que tratándolas en forma adimensional se pudiera obtener una función:  $Q/Q_{sist} = f(h/h_{sist})$  que fuera posible extrapolar a otras cuencas, de manera que conociendo el factor correspondiente a una capacidad dada, se pudiera calcular el gasto de salida correspondiente sin necesidad de hacer una corrida para transitar la avenida.

Los resultados se grafican en los ejes cartesianos (figura III.5.2) lo cual permite ajustar la recta

$$Y = a + bx \quad \text{Ec. (G)}$$

Donde:

$$Y = Q/Q_{sist}$$

$$X = h/h_{sist}$$

Los valores de  $Q/Q_{sist}$  y  $h/h_{sist}$  aparecen en la tabla III.5.1 para cada una de las cuencas, los factores  $a$  y  $b$  ajustados por mínimos cuadrados son los siguientes:

$$a = 0.76$$

$$b = 0.32$$

En la figura III.5.2 se muestra gráficamente este ajuste.

Con un coeficiente de correlación de 0.94, la Ec. (G) toma la forma

$$(Q/Q_{sist}) = 0.76 + 0.32 (h/h_{sist})$$

y en la tabla III.5.2 se presenta el factor de ajuste  $Q/Q_{sist}$  para las diferentes capacidades del sistema.

TABLA III.5.2

$$h/h_{\text{sist}} = \frac{Q_{\text{racional}}}{Q_{\text{sistema}}} = \frac{Q_c}{Q_{\text{sist}}}$$

$$Q_{\text{real}}/Q_{\text{sistema}} = \text{F.A.}$$

1.00	1.08 *
1.10	1.11 *
1.20	1.14
1.30	1.18
1.40	1.21
1.50	1.24
1.60	1.27
1.70	1.30
1.80	1.34
1.90	1.37
2.00	1.40
2.10	1.43
2.20	1.46
2.30	1.50
2.40	1.53
2.50	1.56
3.00	1.72
3.50	1.88
4.00	2.04

\*Estos factores se deben al ajuste hecho por mínimos cuadrados y no deben ser mayores que la capacidad del sistema por lo que para este caso se debe tomar la unidad como factor de ajuste.

### III.6 Empleo del Factor de Ajuste

Si se hace la suposición de que no contamos con un modelo que transite las avenidas en un sistema determinado, los pasos a seguir para estimar de que magnitud son los gastos máximos de descarga del sistema son los siguientes:

#### 1. Obtención de la capacidad del sistema.

1.1 Se traza el perfil del tubo con la finalidad de dibujar las cargas para cuando el sistema está derramando.

1.2 Con el perfil del terreno y tubo, se seleccionan los puntos más bajos del terreno y se obtiene la pendiente entre estos puntos. Con la fórmula de Manning, se calcula el gasto, teniendo en cuenta los diferentes diámetros del colector.

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2}$$

para un conducto circular se tiene

$$Q = \frac{0.312}{n} D^{8/3} S^{1/2}$$

Si se desea mayor exactitud en la obtención de la capacidad del sistema se puede recurrir a el teorema de Bernoulli

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g}$$

2. Se selecciona un período de retorno
3. Se obtiene el gasto para el período de retorno seleccionado, calculando como si se tratara de una sola celda (visto en la sección III.4).
4. Se divide el gasto calculado en el punto 3 entre la capacidad del sistema ( $Q_{sist}$ ) y se supone que el valor obtenido corresponde a la relación  $h/h_{sist}$  de la tabla III.5.2. Con este valor se pasa a la columna derecha de la tabla para obtener el factor de ajuste.
5. Con el factor de ajuste se obtiene un gasto transitado, sin la necesidad de hacer una corrida para transitar la avenida, que será igual a:

$$Q = Q_{sist} \times F.A$$

#### EJEMPLOS:

##### Fraccionamiento Acueducto

- 1) La capacidad del sistema es: (ver figura III.4.9)

$$Q_{sist} = 0.25 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

- 2) El gasto calculado para un  $Tr = 5$  años, suponiendo una sola celda, es:

$$Q_c = 0.42 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

- 3) Dividiendo el gasto calculado  $Q_c$  entre la capacidad del sistema  $Q_{sist}$

$$\frac{Q_c}{Q_{sist}} = \frac{0.42}{0.25} = 1.68$$

- 4) Con este número se entra a la tabla III.5.2 y se obtiene el factor de ajuste

$$F.A. = 1.29$$

- 5) Multiplicando el factor de ajuste por la capacidad del sistema se obtiene el gasto transitado sin la necesidad de hacer la corrida

$$Q = 0.25 \times 1.29 = 0.32 \text{ m}^3/\text{seg}$$

- 6) Si se compara este gasto ( $0.32 \text{ m}^3/\text{seg}$ ) con el gasto obtenido de hacer la corrida ( $0.30 \text{ m}^3/\text{seg}$ ) se puede apreciar que la diferencia no es muy grande y se toma como una aproximación aceptable.

#### Fraccionamiento Exhacienda de Enmedio

- 1) La capacidad del sistema es: (ver figura III.4.18)

$$Q_{sist} = 2.47 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

- 2) El gasto calculado para un  $Tr = 100$  años es

$$Q_c = 3.09 \text{ m}^3/\text{seg}$$

3) Dividiendo

$$\frac{Q_c}{Q_{sist}} = \frac{3.08}{2.47} = 1.25$$

4) Entrada en la tabla III.5.2 se tiene

$$F.A. = 1.16$$

5) Multiplicando el factor se tiene

$$Q = 2.47 \times 1.16 = 2.87 \text{ m}^3/\text{seg}$$

6) Comparando con la figura III.4.19 se puede apreciar que el gasto transitado ( $2.86 \text{ m}^3/\text{seg}$ ) es aproximadamente igual al obtenido con el factor ( $2.87 \text{ m}^3/\text{seg}$ )

Fraccionamiento Loma Dorada

1) La capacidad del sistema es: (ver figura III.4.26)

$$Q_{sist} = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

2) El gasto calculado para un  $Tr = 20$  años es:

$$Q_c = 3.05 \text{ m}^3/\text{seg}$$

3) Dividiendo

$$\frac{Q_c}{Q_{sist}} = \frac{3.05}{2.00} = 1.53$$

4) Entrando a la tabla III.5.2 se tiene

$$F.A. = 1.25$$

5) Multiplicando el factor se tiene:

$$Q = 2.0 \times 1.25 = 2.50 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

6) Comparando este gasto (2.50 m<sup>3</sup>/seg) con el transitado (2.37 m<sup>3</sup>/seg), se observa que hay una diferencia que puede ser aceptada sin mayores complicaciones

Sistema Celda 59

1) La capacidad del sistema es: (ver figura III.4.27)

$$Q_{\text{sist}} = 0.22 \text{ m}^3/\text{seg}$$

2) El gasto calculado para un Tr = 10 años es

$$Q_c = 0.79 \text{ m}^3/\text{seg}$$

3) Dividiendo

$$\frac{Q_c}{Q_{\text{sist}}} = \frac{0.79}{0.22} = 3.59$$

4) Entrando a la tabla III.5.2 se tiene

$$F.A. = 1.88$$

5) Multiplicando al factor

$$Q = 0.22 \times 1.88 = 0.41 \text{ m}^3/\text{seg}$$

6) Comparando este gasto (0.41 m<sup>3</sup>/seg) contra el transitado (0.32 m<sup>3</sup>/seg) se puede ver que la aproximación es tolerable.

## FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO (2,9 Hectáreas)

TABLA III.4.1

Incrementos de altura de lluvia para cada periodo de retorno

Tr (años)	$\bar{h}$ (mm)	$\Delta h \frac{100}{20}$	$\Delta h \frac{100}{10}$	$\Delta h \frac{100}{5}$	$\Delta h \frac{20}{10}$	$\Delta h \frac{20}{5}$	$\Delta h \frac{10}{5}$
100	90.00	<u>90.00</u>	<u>90.00</u>	<u>90.00</u>	<u>52.35</u>	<u>52.35</u>	<u>46.35</u>
20	52.35	52.35	46.35	40.13	46.35	40.13	40.13
10	46.35	1.72	1.94	2.24	1.13	1.30	1.15
5	40.13						

Gastos picos para hidrogramas triangulares a la salida de la cuenca

Tr (años)	Qmáx salida (m <sup>3</sup> /seg)	$\Delta Q \frac{100}{20}$	$\Delta Q \frac{100}{10}$	$\Delta Q \frac{100}{5}$	$\Delta Q \frac{20}{10}$	$\Delta Q \frac{20}{5}$	$\Delta Q \frac{10}{5}$
100	0.338	<u>0.338</u>	<u>0.338</u>	<u>0.338</u>	<u>0.323</u>	<u>0.323</u>	<u>0.309</u>
20	0.323	0.323	0.309	0.297	0.309	0.297	0.297
10	0.309	1.05	1.09	1.14	1.05	1.09	1.04
5	0.297						

Derrames hidrogramas triangulares

Tr (años)	Derrame m <sup>3</sup>
100	482.76
20	103.81
10	18.01
5	10.63

Gastos picos para hidrogramas trapeciales a la salida de la cuenca

Tr (años)	Qmáx salida (m <sup>3</sup> /seg)	$\Delta Q \text{ Tr}=20 \frac{10}{5}$	$\Delta Q \text{ Tr}=20/\text{Tr}=10$	$\Delta Q \text{ Tr}=20/\text{Tr}=10$
20 Qp=10	0.314	<u>0.314</u>	<u>0.314</u>	<u>0.311</u>
20 Qp= 5	0.311	0.311	0.306	0.306
10 Qp= 5	0.306	1.01	1.03	1.02

## Derrames hidrogramas trapeciales

## Derrames hidrogramas trapeciales

Tr (años)	Derrame $m^3$
20 $Q_p = 10$	38.76
20 $Q_p = 5$	37.91
10 $Q_p = 5$	23.21

## Comparación para 10 años

Forma	Tr	$Q_{max}$	Derrame
Triangular	10	0.309	18.01
Trapezoidal	10 $Q_p = 5$	0.306	23.21

## Comparación para 20 años

Forma	Tr (años)	$Q_{m\acute{a}x}$ ( $m^3/s$ )	Derrame ( $m^3$ )
Triangular	20	0.323	103.81
Trapezoidal	20 $Q_p = 10$	0.314	38.76
Trapezoidal	20 $Q_p = 5$	0.311	37.91

# HIDROGRAMAS CALCULADOS

## TABLA III.4.2

FRACCIONAMIENTO	Tr (años)	I (mm/hr)	h (mm)	Ve (m <sup>3</sup> )	Qp (m <sup>3</sup> /seg)
ACUEDUCTO 0.029 Km <sup>2</sup>	5	16.05	40.13	698.26	0.42
	10	18.54	46.35	806.49	0.48
	20	20.94	52.35	910.00	0.55
	100	36.00	90.00	1566.00	0.94
EXHACIENDA DE ENMEDIO 0.1368 Km <sup>2</sup>	5	16.05	40.13	3293	1.37
	10	18.54	46.35	3804	1.58
	20	20.94	52.35	4296	1.79
	100	36.00	90.00	7387	3.08
LOMA DORADA 0.233 Km <sup>2</sup>	10	18.54	46.35	6479	2.70
	20	20.94	52.35	7318	3.05
	100	36.00	90.00	12582	5.25
LOMA DORADA CELDA 59 0.0597 Km <sup>2</sup>	10	18.54	46.35	1660.26	0.79
	20	20.94	52.35	1875.18	0.89
	100	36.00	90.00	3223.80	1.53

## FRACCIONAMIENTO EXHACIENDA DE ENMEDIO (13.68 Hectáreas)

TABLA III.4.3

Incrementos de altura de lluvia para cada período de retorno

Tr (años)	$\bar{h}$ (mm)	$\Delta h \frac{100}{20}$	$\Delta h \frac{100}{10}$	$\Delta h \frac{100}{5}$	$\Delta h \frac{20}{10}$	$\Delta h \frac{20}{5}$	$\Delta h \frac{10}{5}$
100	90	$\frac{90}{52.35}$	$\frac{90}{46.35}$	$\frac{90}{40.13}$	$\frac{52.35}{46.35}$	$\frac{52.35}{40.13}$	$\frac{46.35}{40.13}$
20	52.35						
10	46.35	1.72	1.94	2.24	1.13	1.30	1.15
5	40.13						

Gastos picos para hidrogramas triangulares a la salida de la cuenca

Tr (años)	Q <sub>máx salida</sub> (m <sup>3</sup> /seg)	Q $\frac{100}{20}$	Q $\frac{100}{10}$	Q $\frac{100}{5}$	Q $\frac{20}{10}$	Q $\frac{20}{5}$	Q $\frac{10}{5}$
100	2.862	$\frac{2.862}{2.010}$	$\frac{2.862}{1.823}$	$\frac{2.862}{1.611}$	$\frac{2.010}{1.823}$	$\frac{2.010}{1.611}$	$\frac{1.823}{1.611}$
20	2.010						
10	1.823	1.42	1.57	1.78	1.10	1.25	1.13
5	1.611						

Derrames hidrogramas triangulares

Tr (años)	Derrame (m <sup>3</sup> )
100	1490.75
20	90.80
10	27.43
5	0.20

Gastos picos para hidrogramas trapeciales a la salida de la cuenca

Tr (años)	Q <sub>máx</sub> salida	$Q \frac{Q_p=10}{Q_p=5}$
Tr=20 Q <sub>p</sub> =10	1.911	$\frac{1.911}{1.761}$
Tr=20 Q <sub>p</sub> = 5	1.761	1.09

Derrame hidrogramas trapeciales

Tr (años)	Derrame m <sup>3</sup>
Tr = 20 Q <sub>p</sub> = 10	57.00
Tr = 20 Q <sub>p</sub> = 5	22.55

Comparación de hidrogramas para 20 años

Forma	Tr	Q <sub>máx</sub>	Derrame m <sup>3</sup>
Triangular	20	2.010	90.80
Trapecial	20 Q <sub>p</sub> = 10	1.911	57.00
Trapecial	20 Q <sub>p</sub> = 5	1.761	22.55

TABLA III.4.4

## FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA (23.3 Hectáreas)

Incrementos de altura de lluvia para cada periodo de retorno

Tr (años)	$\bar{h}$ (mm)	$\Delta h \frac{100}{20}$	$\Delta h \frac{100}{10}$	$\Delta h \frac{20}{10}$
100	90.00	$\frac{90.00}{52.35}$	$\frac{90.00}{46.35}$	$\frac{52.35}{46.35}$
20	52.35			
10	46.35	1.72	1.94	1.13

Gastos picos para hidrogramas triangulares a la salida

Tr (años)	Qmáx salida m <sup>3</sup> /seg	$\Delta Q \frac{100}{20}$	$\Delta Q \frac{100}{10}$	$\Delta Q \frac{20}{10}$
100	3.050	$\frac{3.050}{2.389}$	$\frac{3.050}{2.228}$	$\frac{2.389}{2.228}$
20	2.389			
10	2.228	1.28	1.37	1.07

## Derrames

Tr (años)	Derrame m <sup>3</sup>
100	4401.16
20	1250.17
10	1017.03

## Gasto celda 59

Tr (años)	Qmáx	$\Delta Q \frac{100}{20}$	$\Delta Q \frac{100}{10}$	$\Delta Q \frac{20}{10}$
100	0.425	$\frac{0.425}{0.336}$	$\frac{0.425}{0.314}$	$\frac{0.336}{0.314}$
20	0.336			
10	0.314	1.26	1.35	1.07

TABLA III.5.1

## FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO

$$Q_{sist} = 0.25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_{sist} = 30 \text{ mm}$$

Tr	h	Q	h/h <sub>sist</sub>	Q/Q <sub>sist</sub>
5	40.1	0.297	1.34	1.19
10	46.4	0.309	1.55	1.24
20	52.4	0.323	1.75	1.29
100	90.0	0.338	3.00	1.35

## EXHACIENDA DE EMMEDIO

$$Q_{sist} = 2.47 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_{sist} = 67.5 \text{ mm}$$

Tr	h	Q	h/h <sub>sist</sub>	Q/Q <sub>sist</sub>
100	90	2.862	1.33	1.16

## LOMA DORADA

$$Q_{sist} = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_{sist} = 39.7 \text{ mm}$$

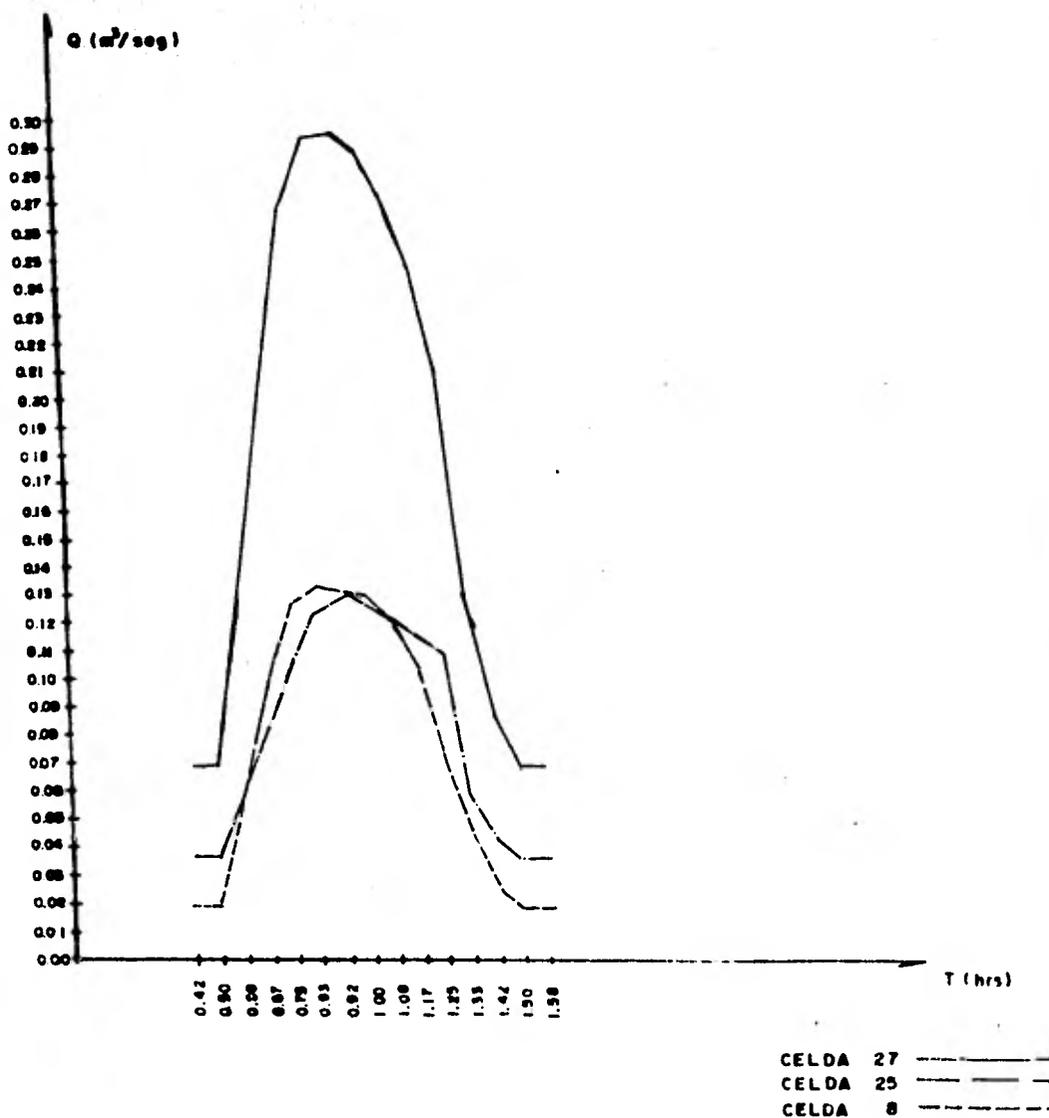
Tr	h	Q	h/h <sub>sist</sub>	Q/Q <sub>sist</sub>
10	46.4	2.228	1.17	1.11
20	52.4	2.389	1.32	1.19
100	90.00	3.050	2.27	1.53

## CELDA 59

$$Q_{sist} = 0.22 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_{sist} = 27.5 \text{ mm}$$

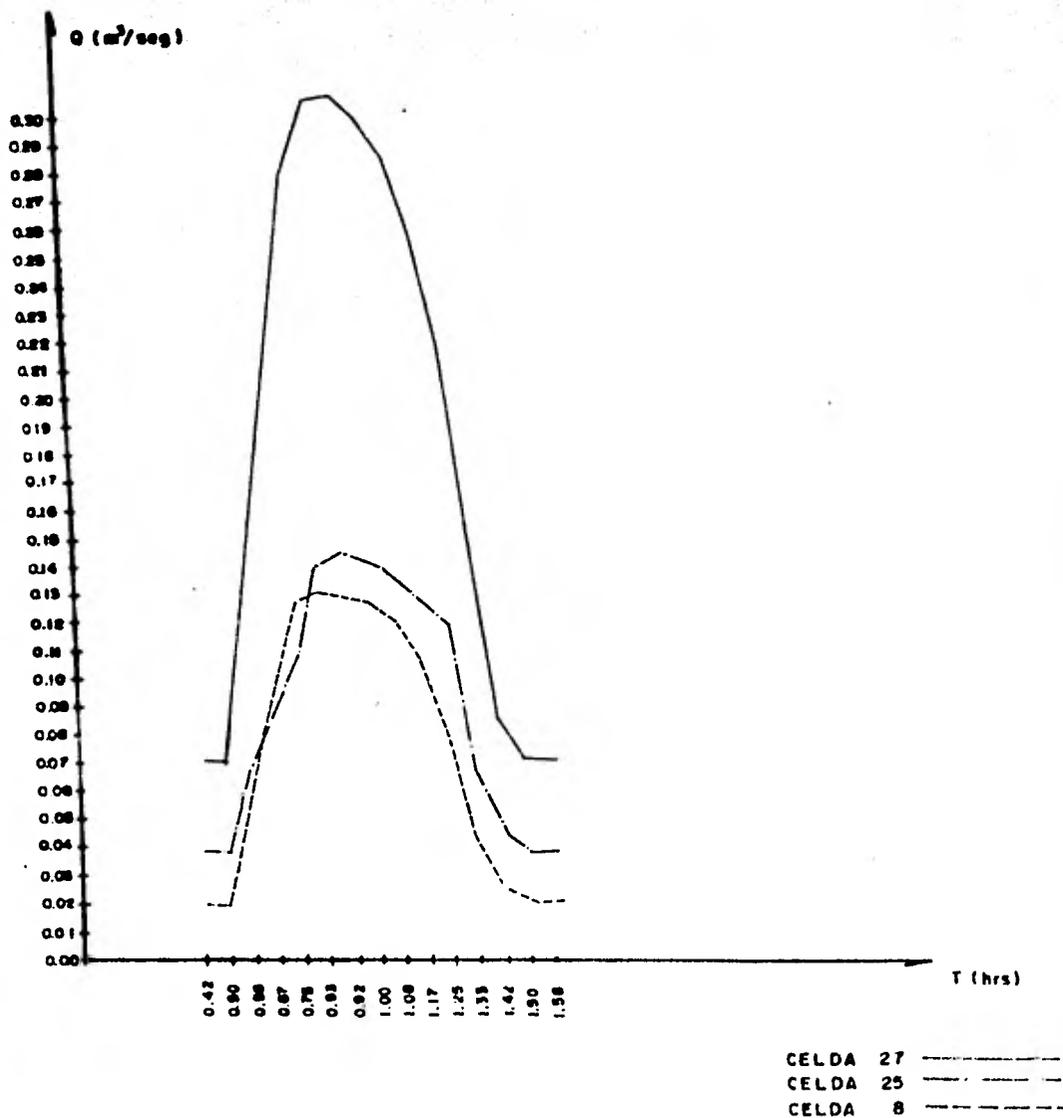
Tr	h	Q	h/h <sub>sist</sub>	Q/Q <sub>sist</sub>
10	46.4	0.314	1.69	1.43
20	52.4	0.336	1.91	1.53
100	90.00	0.425	3.27	1.93



FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO  $T_r = 5$  años  $Q_p = 5$  años

( HIDROGRAMA TRIANGULAR )

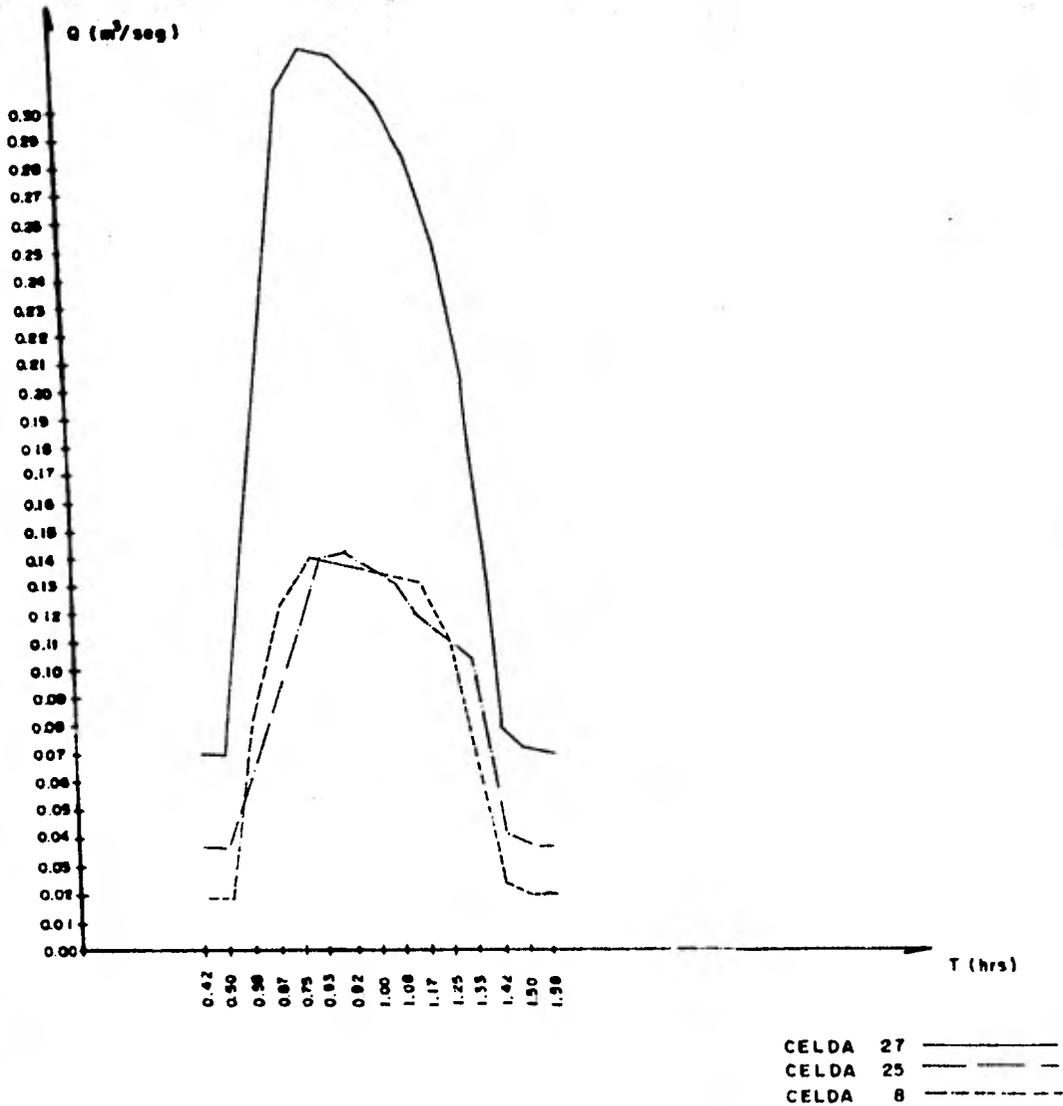
FIG. III. 4.)



FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO  $T_r = 10$  años  $Q_p = 10$  años

( HIDROGRAMA TRIANGULAR )

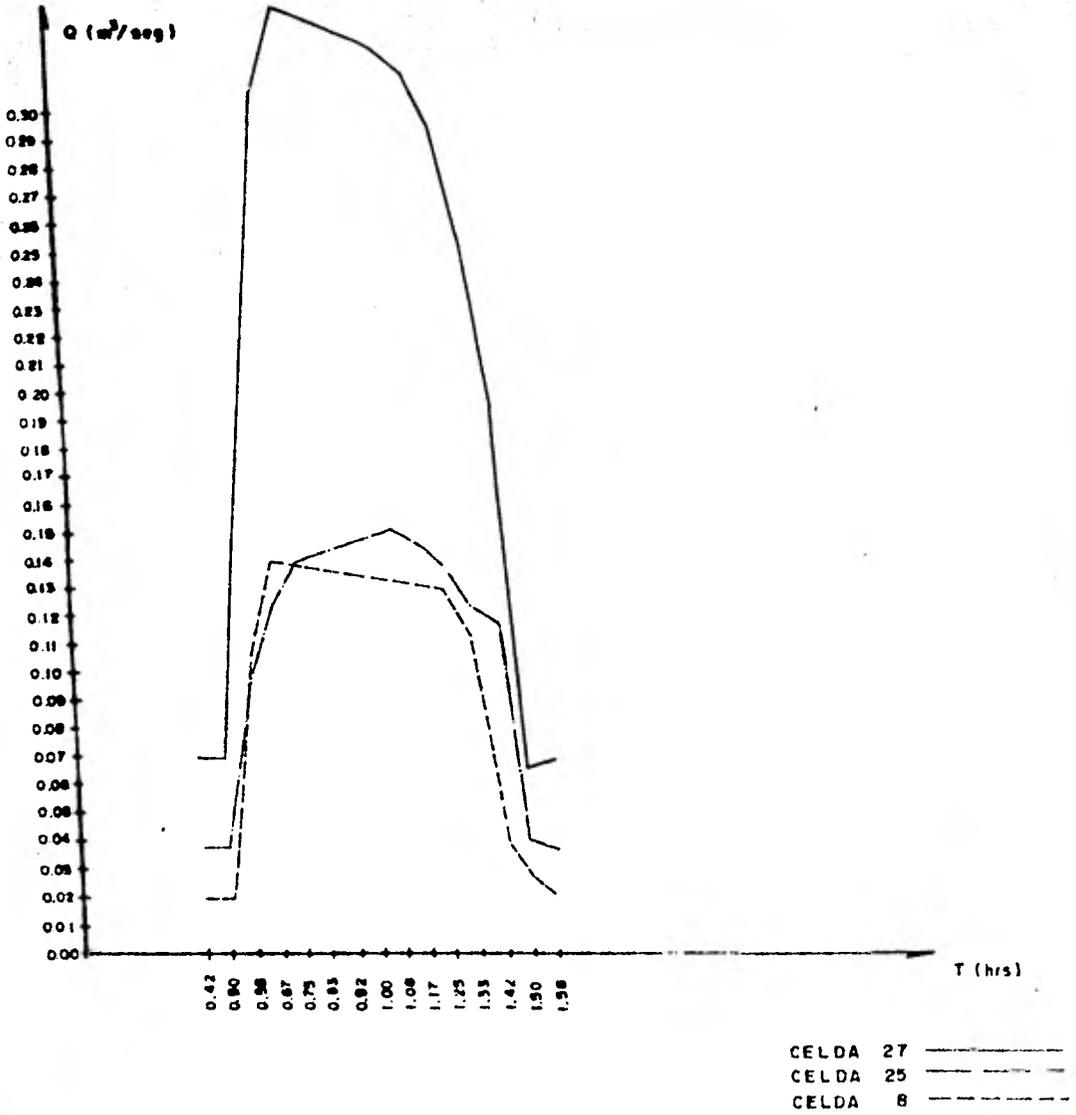
FIG. III. 4.2



FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO  $T_r = 20$  años  $Q_p = 20$  años

(HIDROGRAMA TRIANGULAR)

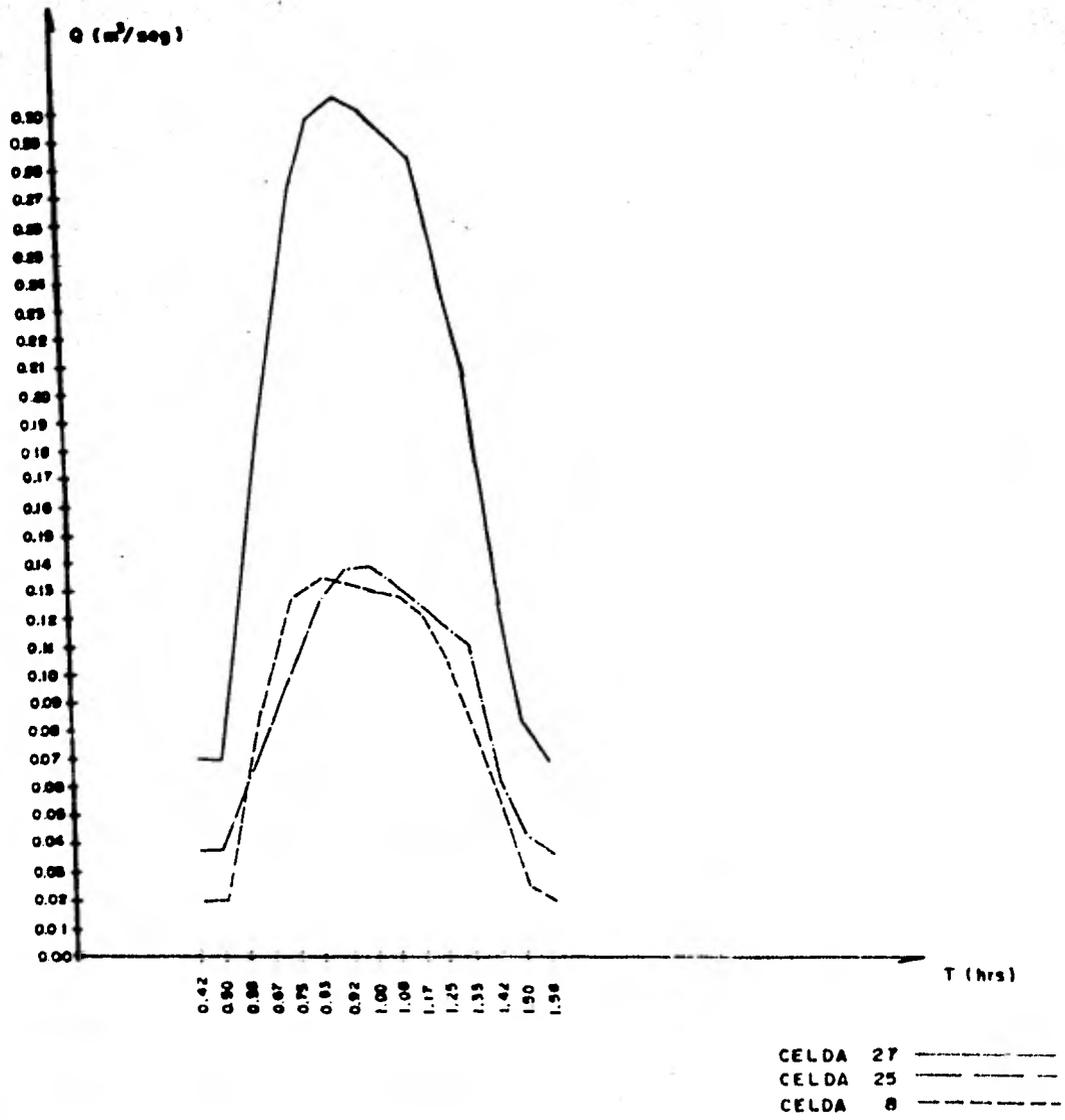
FIG. III. 4.3



FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO  $T_r = 100$  años  $Q_p = 100$  años

( HIDROGRAMA TRIANGULAR )

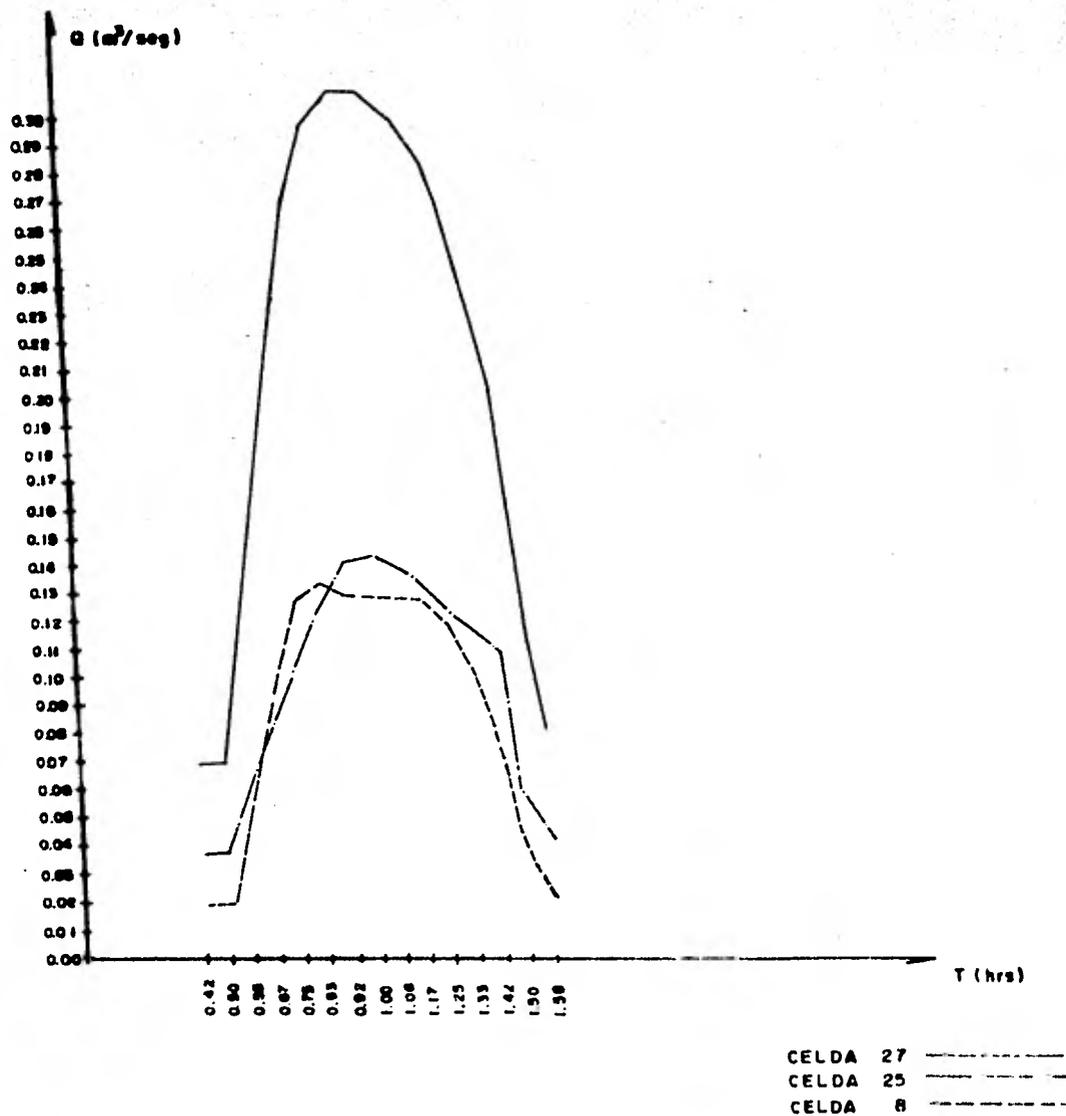
FIG. III. 4.4



FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO  $T_r = 10$  años  $Q_p = 5$  años

( HIDROGRAMA TRAPEZIAL )

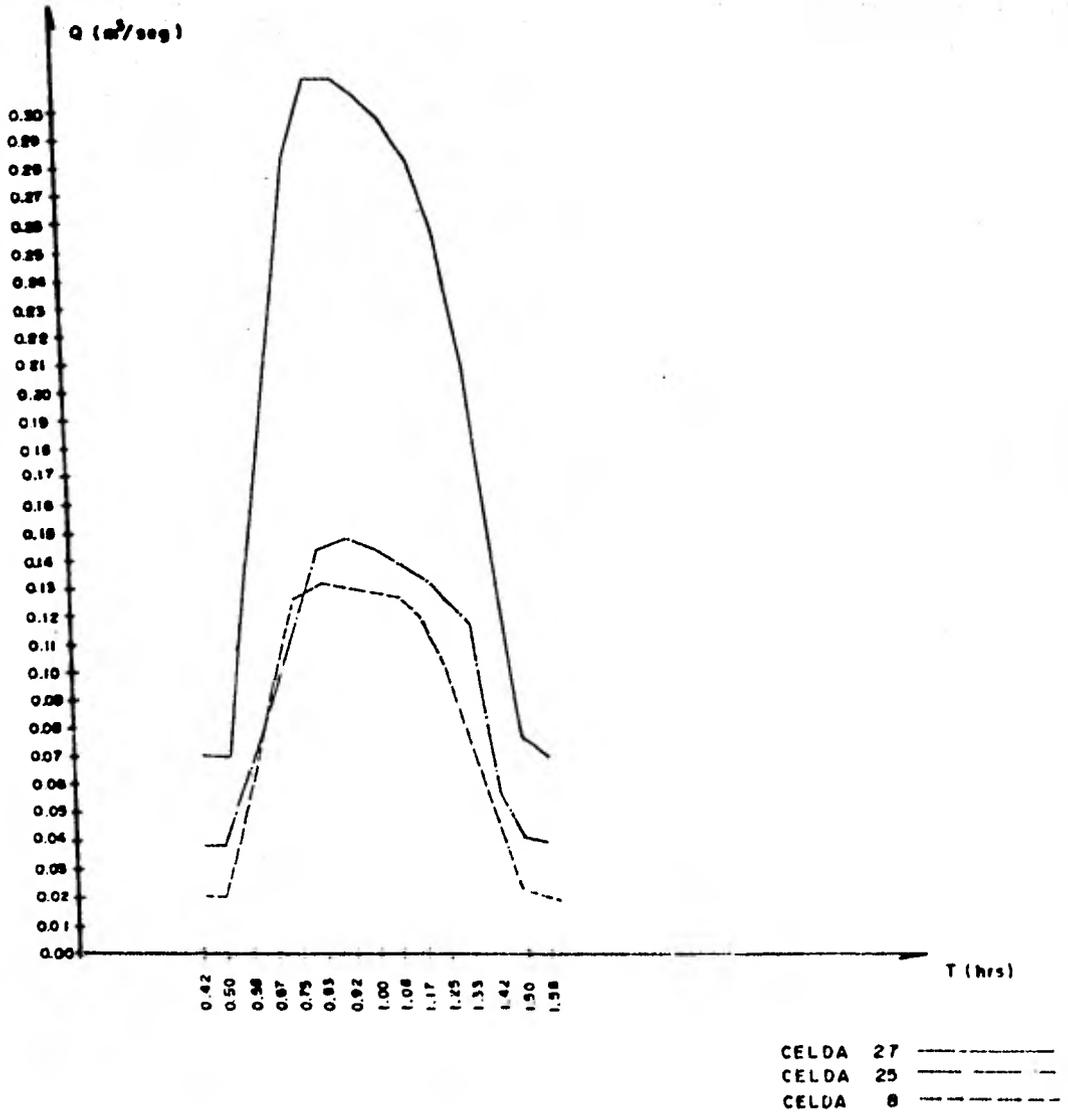
FIG. III. 4.5



FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO  $T_r = 20$  años  $Q_p = 5$  años

( HIDROGRAMA TRAPEZIAL )

FIG. III. 4.6

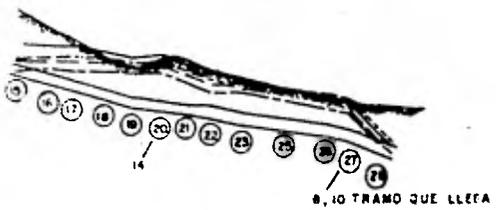


FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO  $T_r = 20$  años  $Q_p = 10$  años

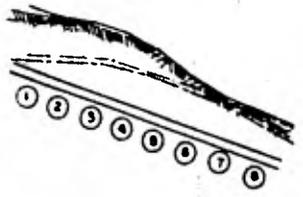
( HIDROGRAMA TRAPEZIAL )

FIG. III. 4.7

100  
99  
98  
97  
96  
95  
94



COLECTOR POLITECNICO



COLECTOR MANUEL MENA

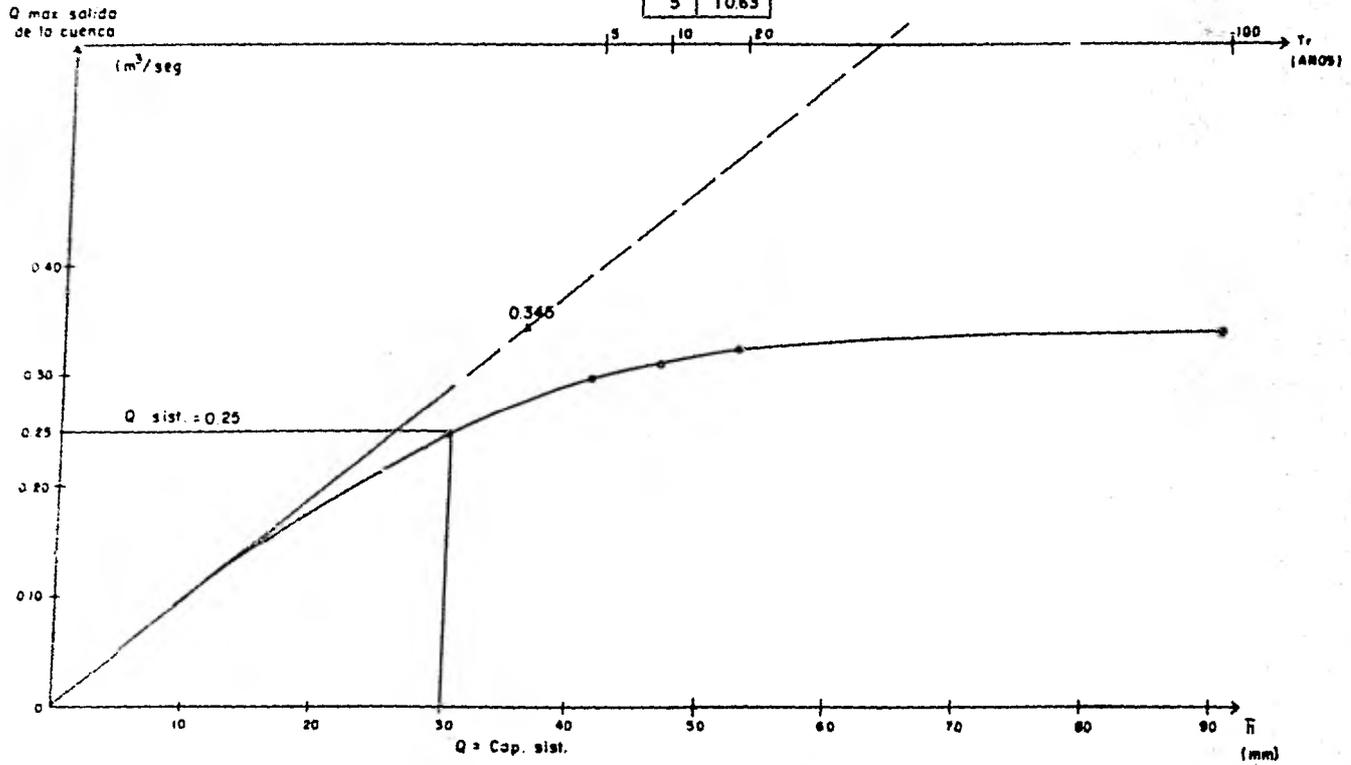
-----	Tr = 100 años
-----	20 "
-----	10 "
-----	5 "

EVOLUCION DE LAS CARGAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO

FIG. III 4.8

T R AÑOS	DEBIDAME m <sup>3</sup>
100	482.76
20	103.81
10	18.01
5	10.63



FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO

FIG. III. 4.9

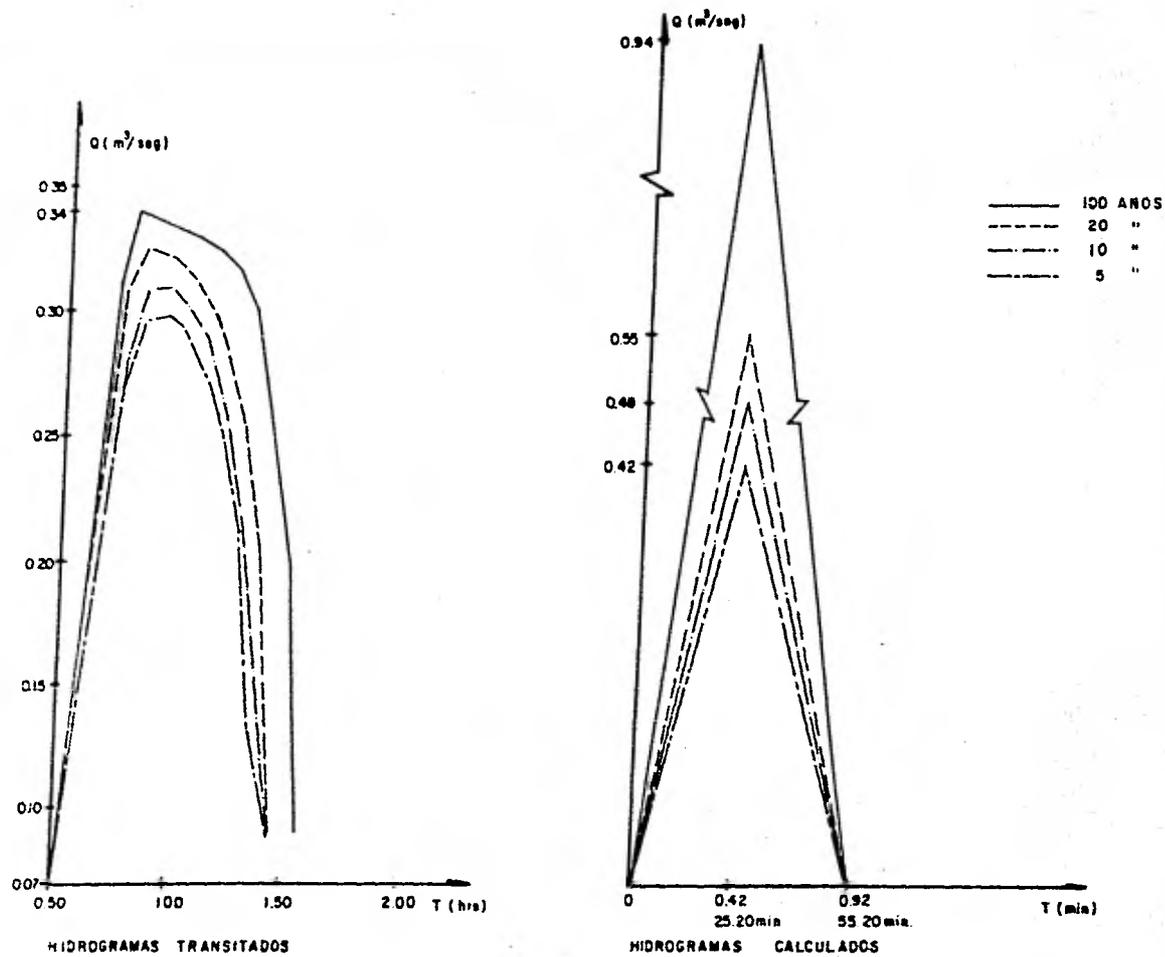
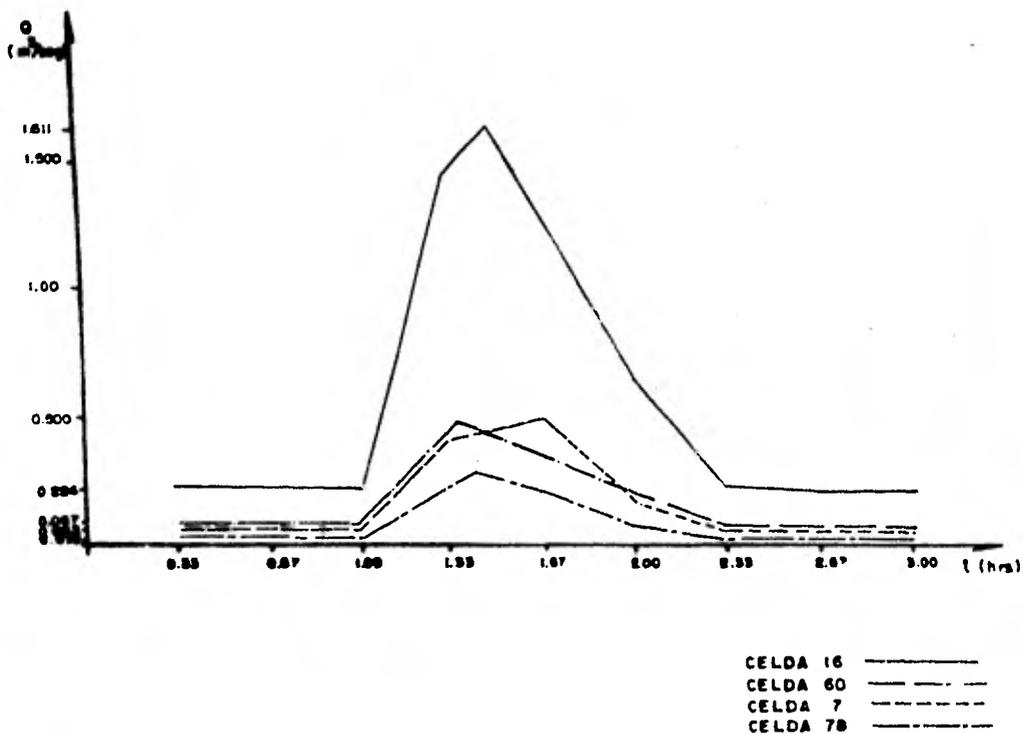
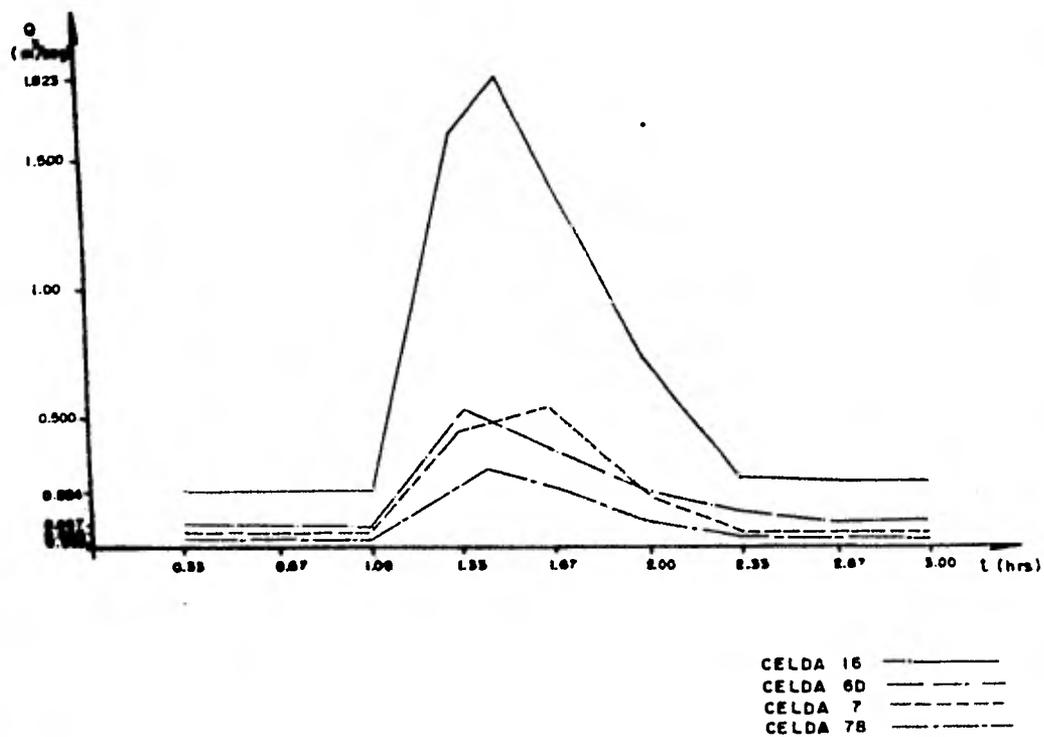


FIG. III. 4. 10.  
FRACCIONAMIENTO ACUEDUCTO



FRACCIONAMIENTO EXHACIENDA DE ENMEDIO  
 $T_r = 5 \text{ años}$      $Q_p = 5 \text{ años}$  (TRIANGULAR)

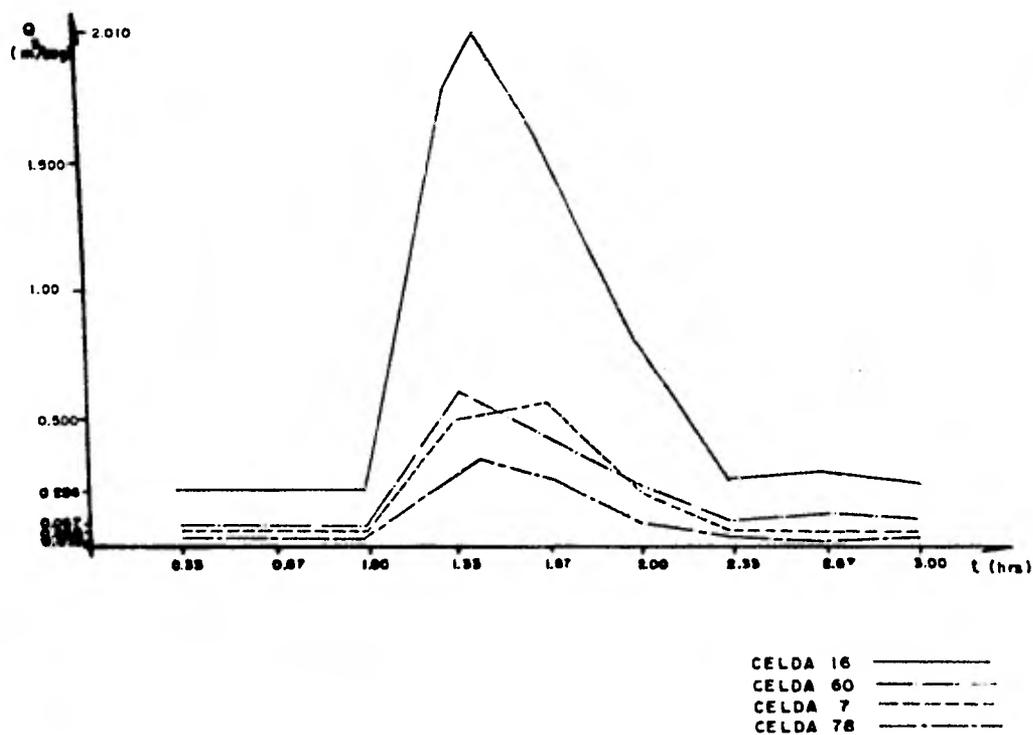
FIG. III. 4.11



**FRACCIONAMIENTO EXHACIENDA DE ENMEDIO**

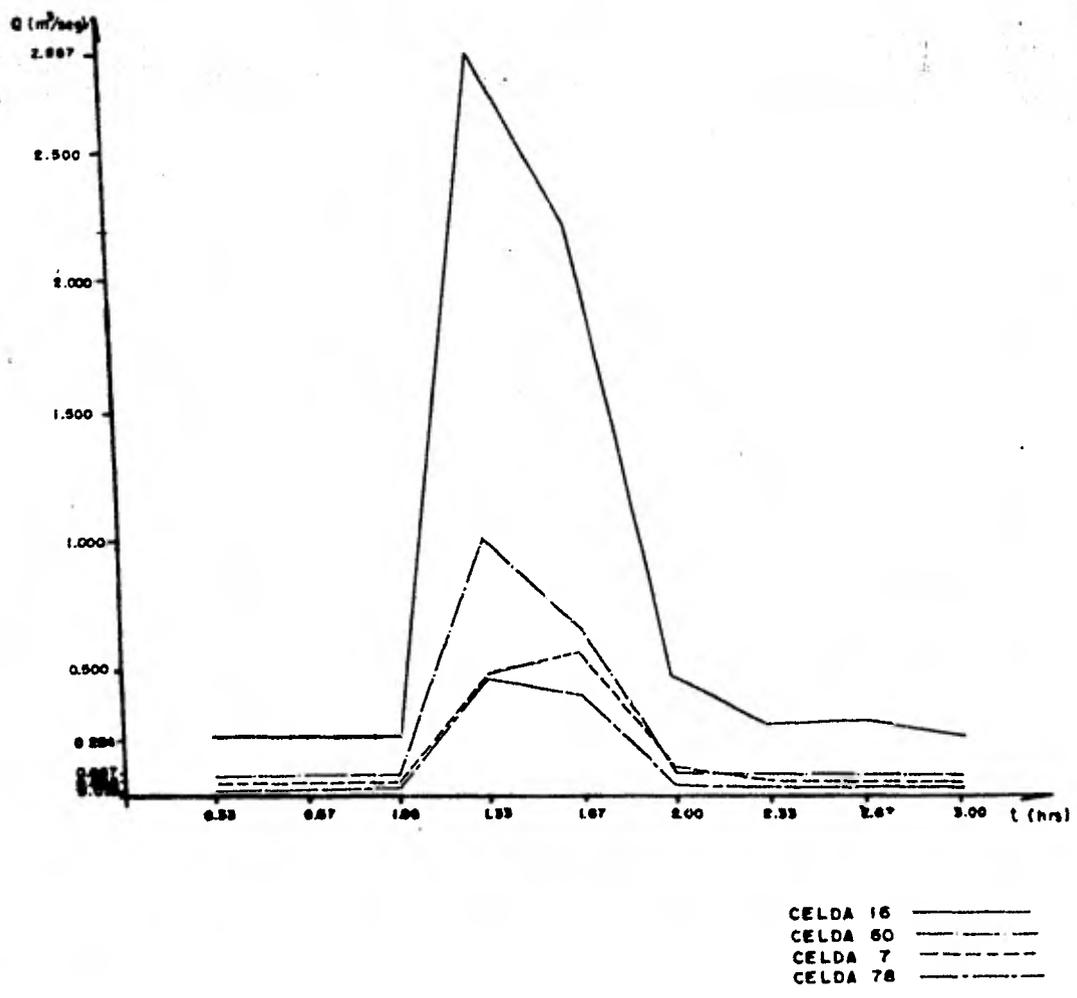
$T_r = 10$  años       $Q_p = 10$  años (HIDROGRAMA)  
TRIANGULAR

FIG. III. 4.12



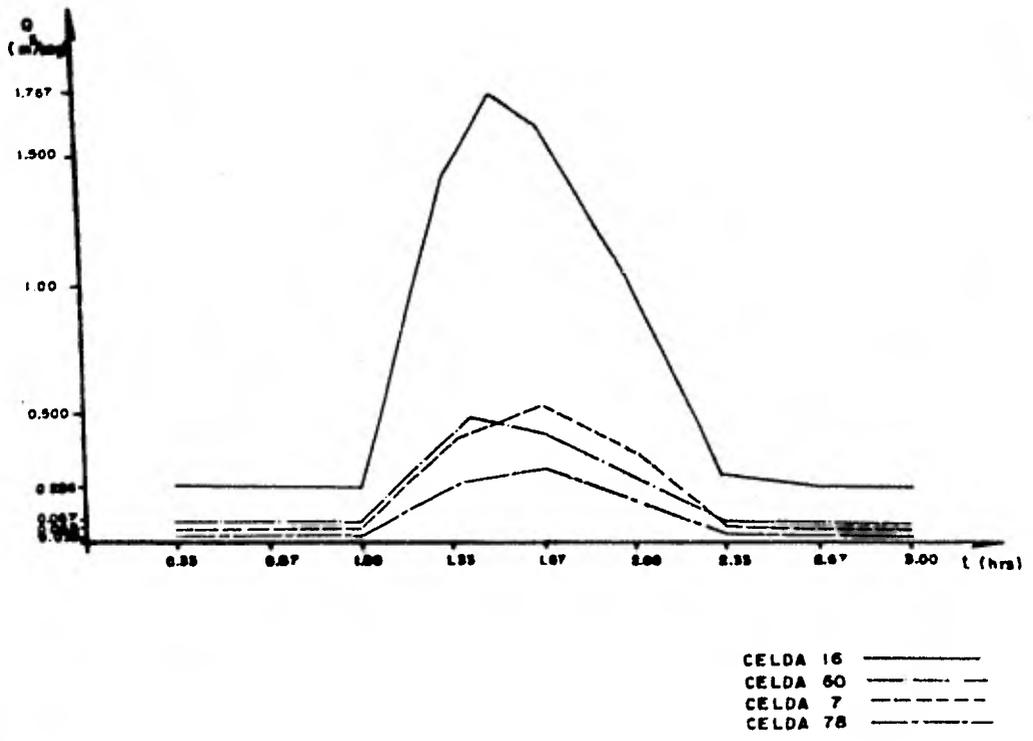
FRACCIONAMIENTO EXHACIENDA DE ENMEDIO  
 $T_r = 20$  años     $Q_p = 20$  años (HIDROGRAMA)  
 TRIANGULAR

FIG. III. 4. 13



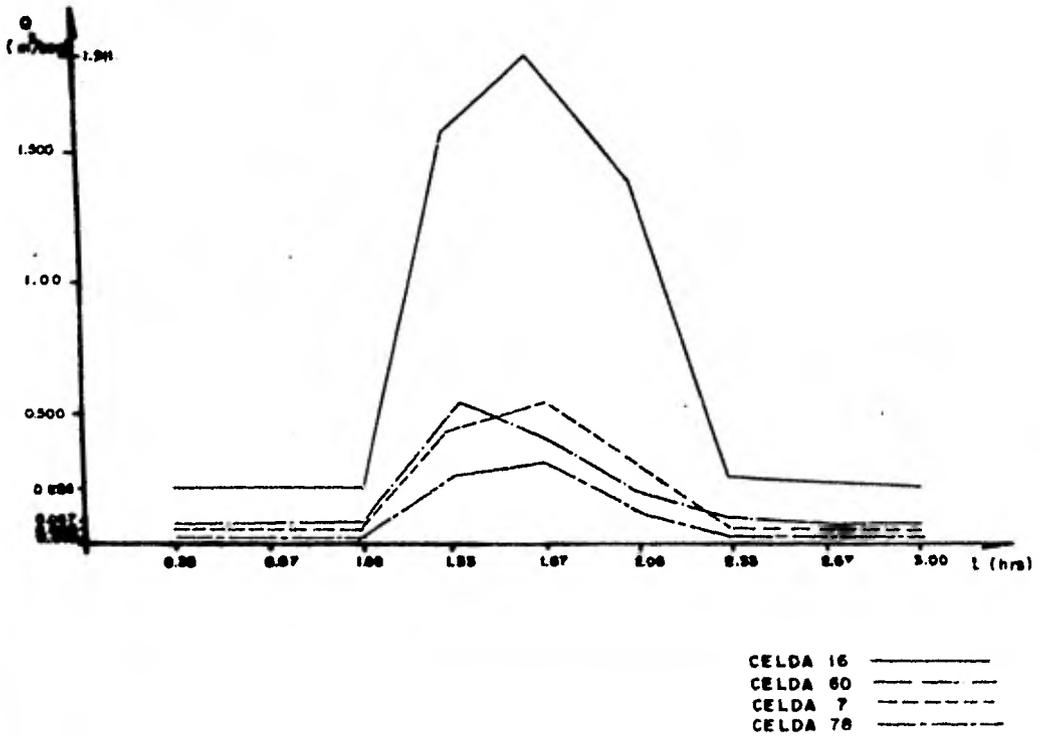
FRACCIONAMIENTO EXHACIENDA DE ENMEDIO  
Tr = 100 años Qp = 100 años (HIDROGRAMA)  
TRIANGULAR

FIG. III. 4. 14



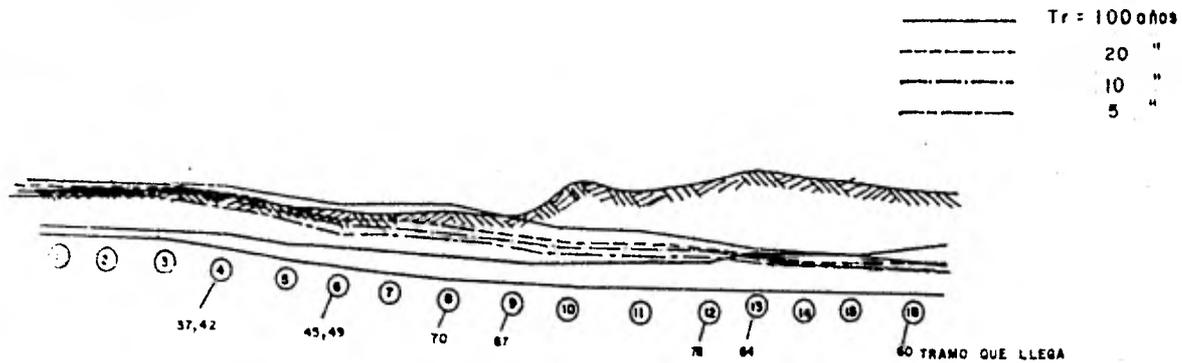
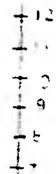
FRACCIONAMIENTO EXHACIENDA DE ENMEDIO  
 $T_r = 20$  años     $Q_p = 5$  años (HIDROGRAMA)  
 (TRAPEZIAL)

FIG. III. 4. 15



FRACCIONAMIENTO EXHACIENDA DE ENMEDIO  
 $T_r = 20$  años  $Q_p = 10$  años (HIDROGRAMA)  
 TRAPEZIAL

FIG. III. 4.16



EVOLUCION DE CARGAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

EXHACIENDA DE ENMEDIO COLECTOR CECILIA

FIG III. 4.17



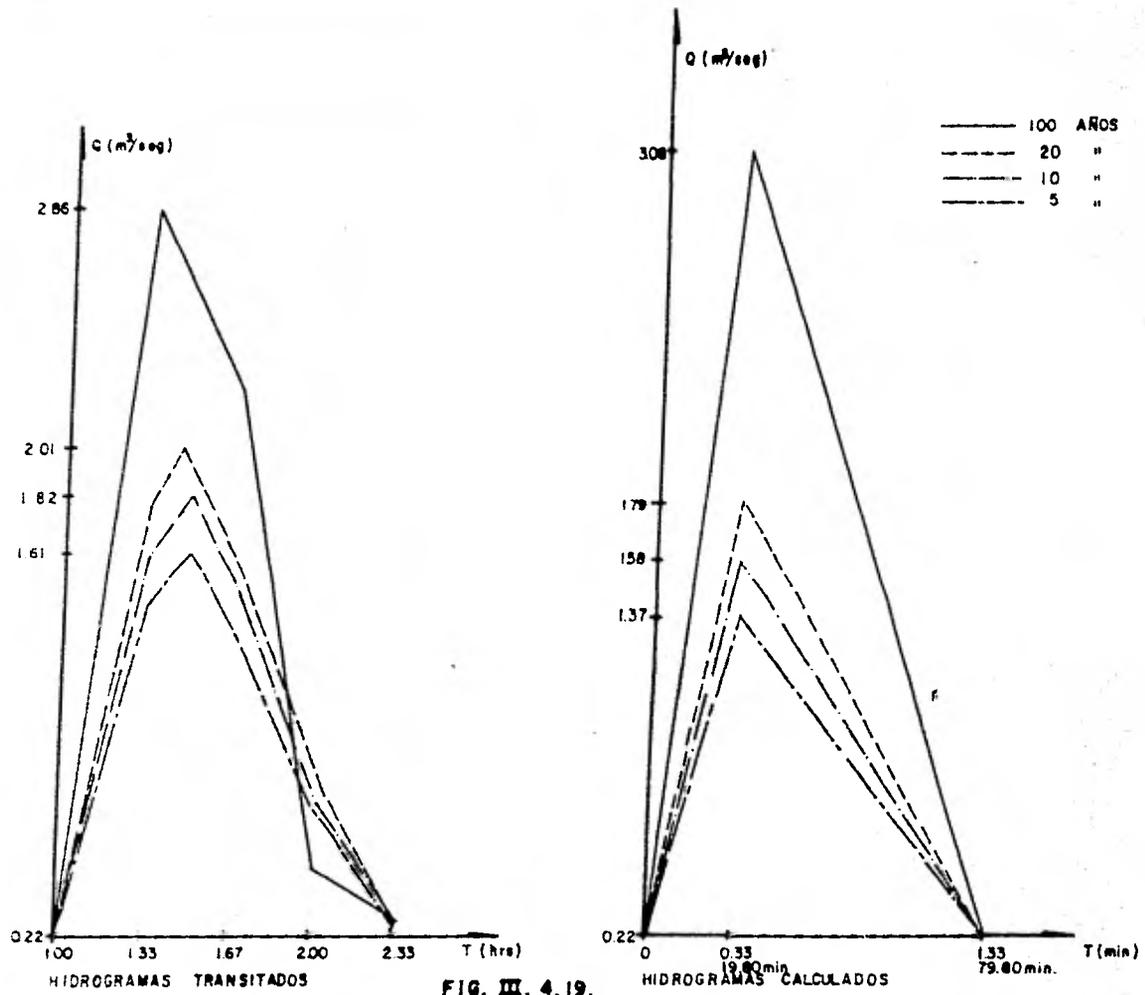
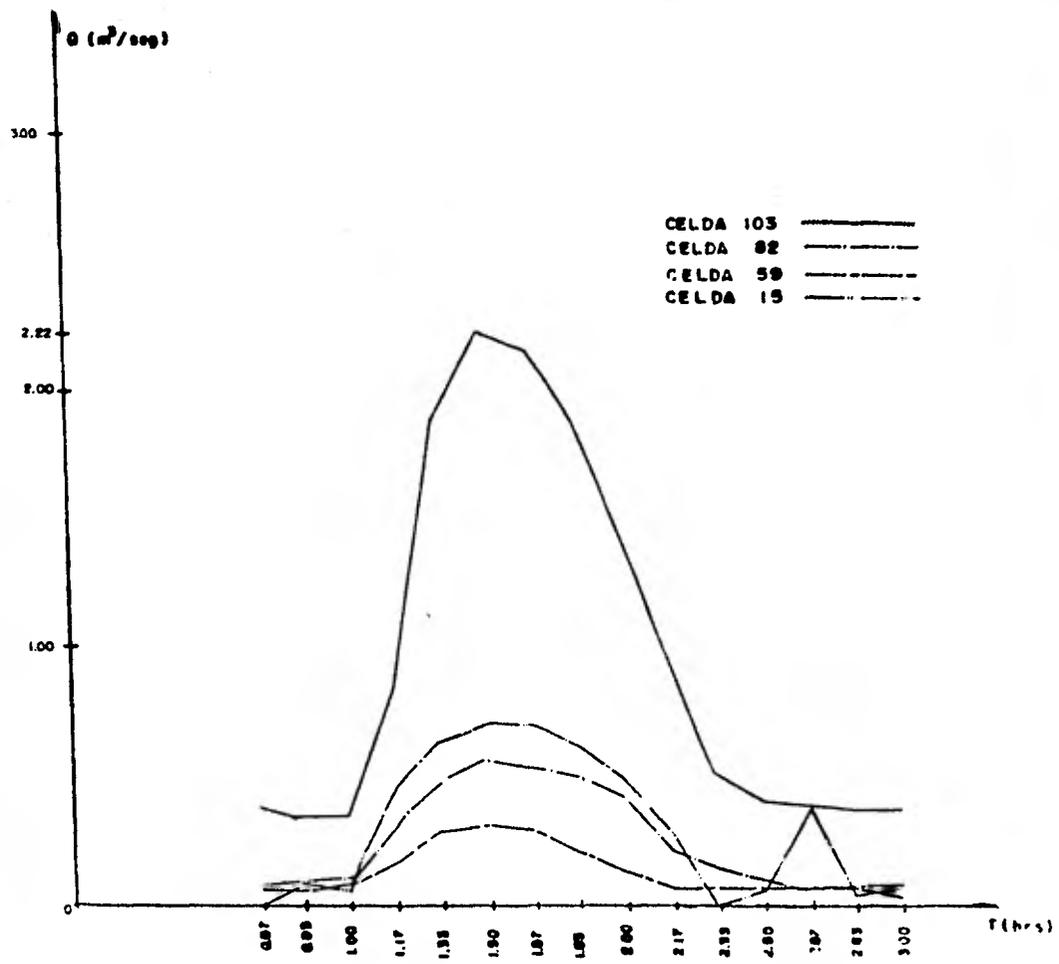


FIG. III. 4. 19.  
 FRACCIONAMIENTO EXHACIENDA DE ENMEDIO



FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA  $T_r = 10$  años  $Q_p = 10$  años  
(HIDROGRAMA TRIANGULAR)

FIG. III. 4.20

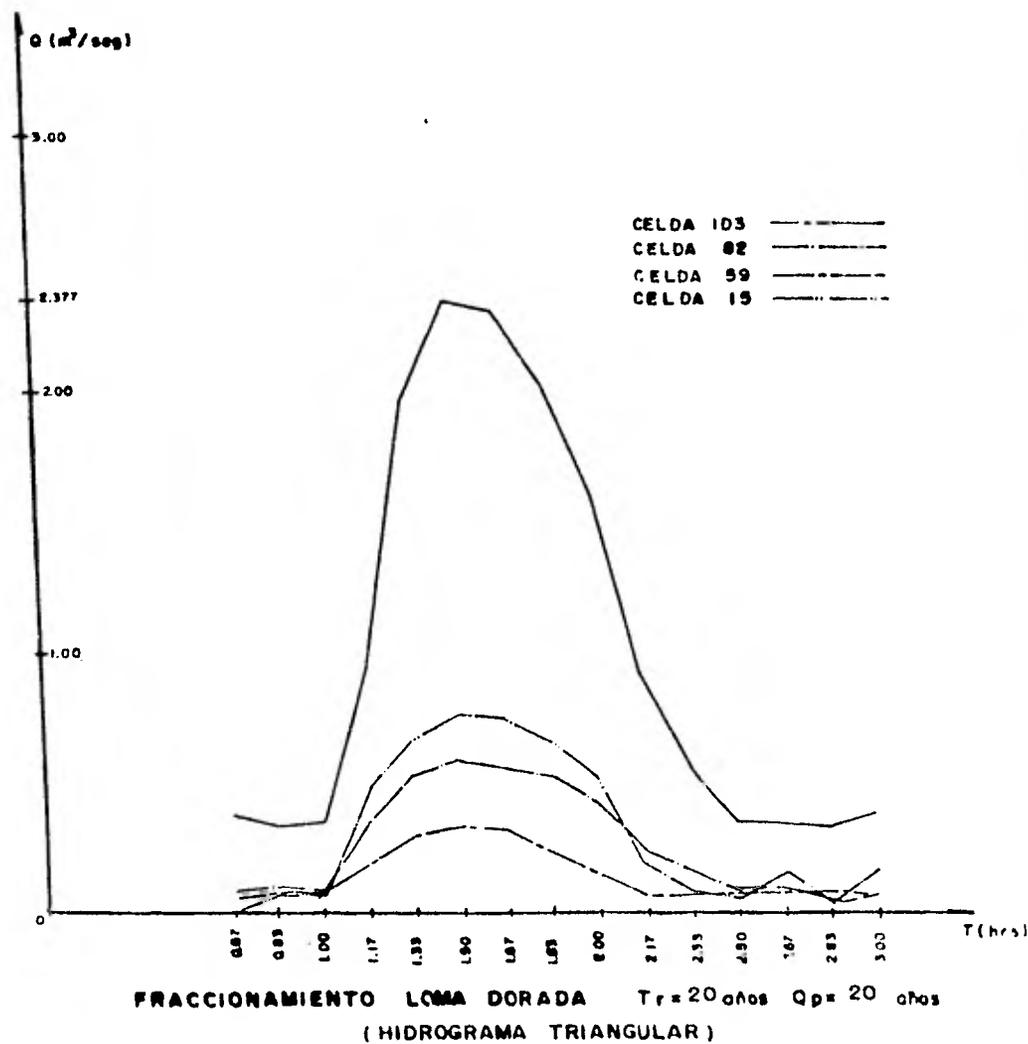


FIG. III. 4.21

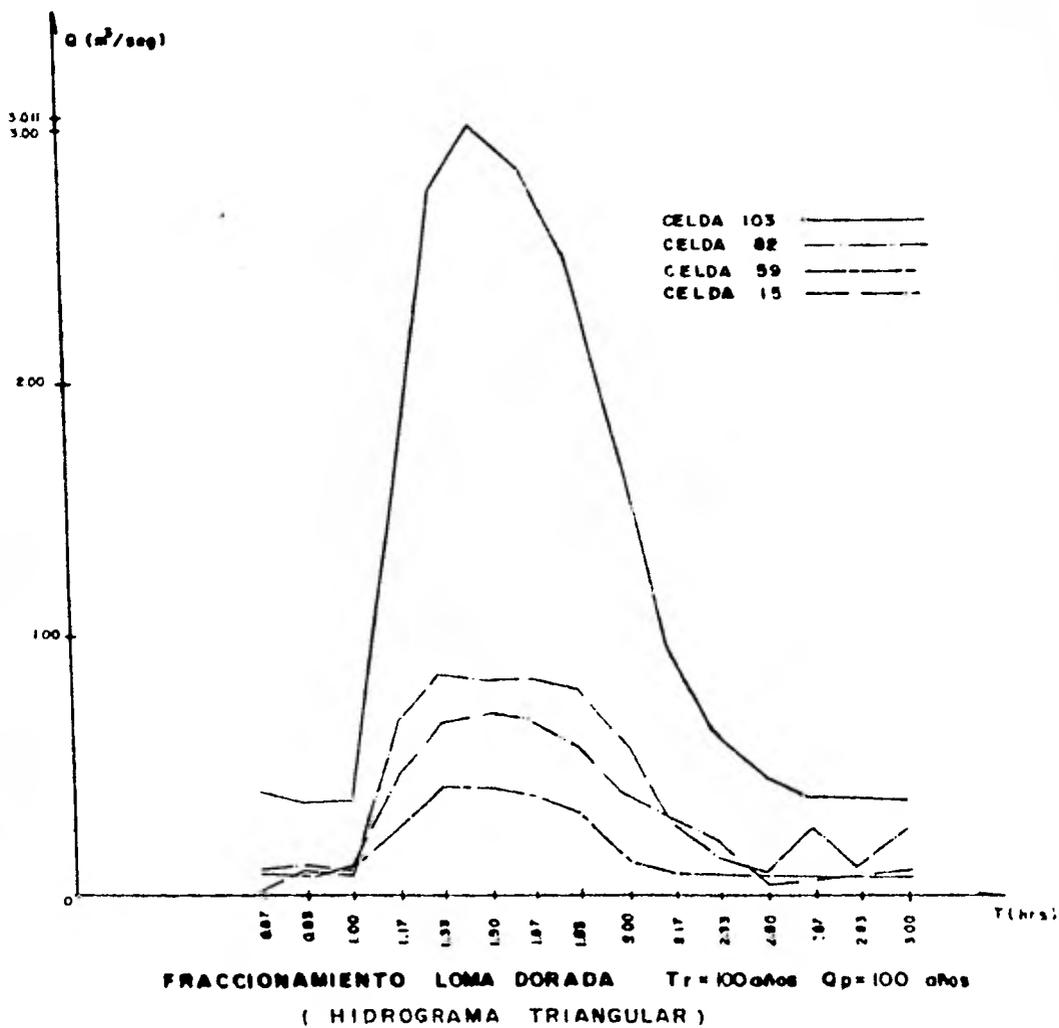


FIG. III. 4.22

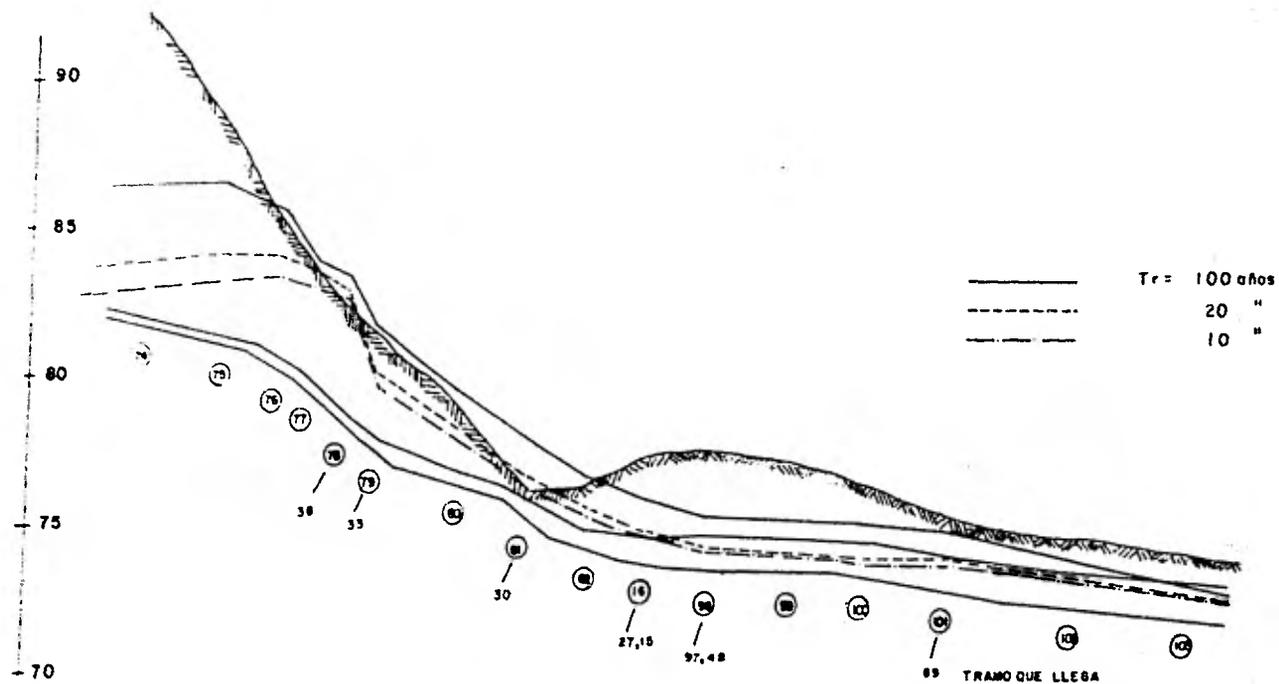


FIG. III. 4.23  
 EVOLUCION DE CARGAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO  
 FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA. COLECTOR RHIN

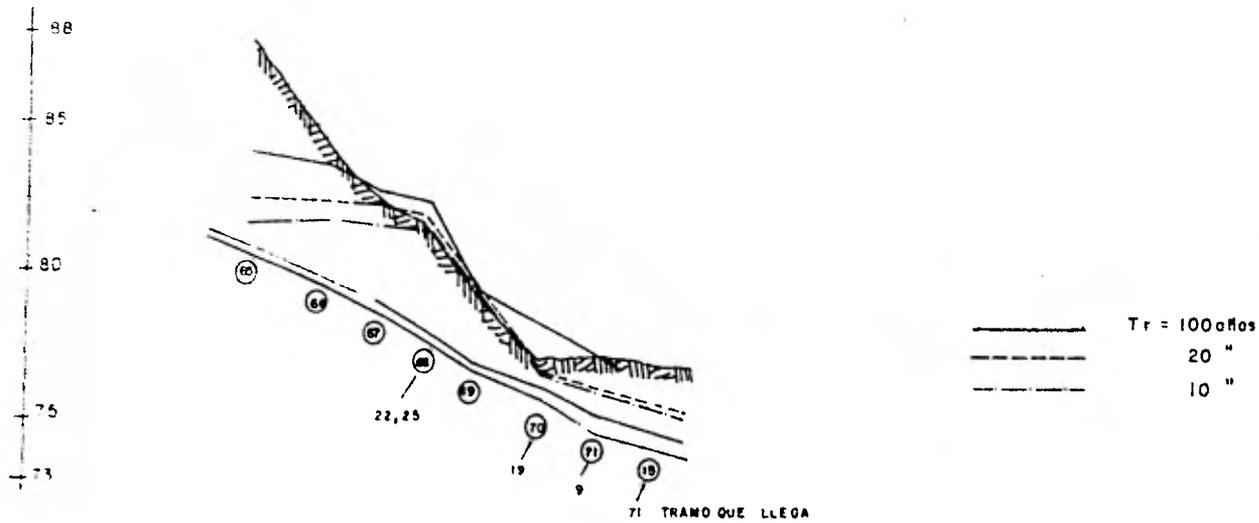


FIG. III. 4. 24.

EVOLUCCION DE CARGAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO  
 FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA COL. GRIJALVA Y CELDA 15

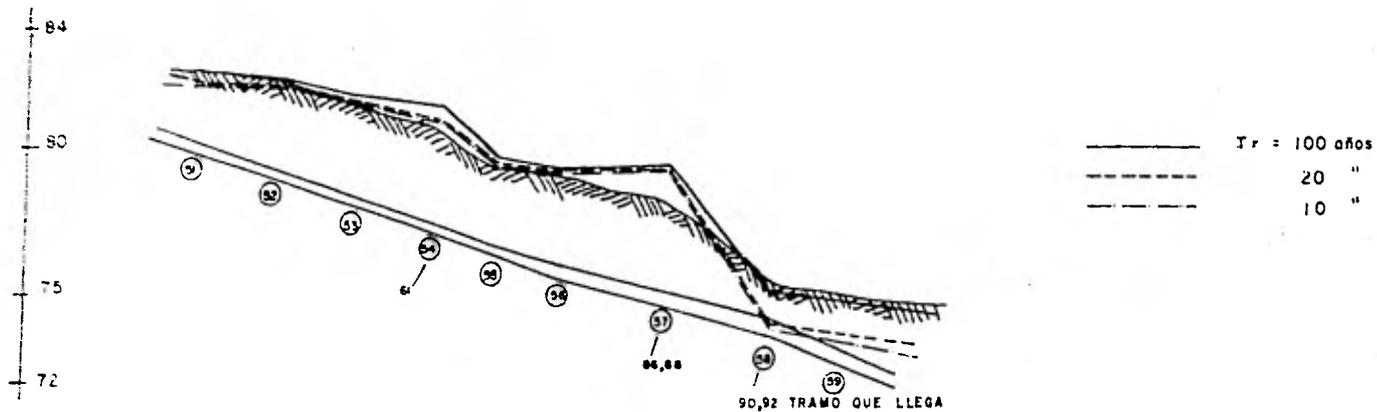


FIG. III. 4. 25  
 EVOLUCION DE CARGAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO  
 FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA  
 COLECTOR SENA

T R AÑOS	DERRAME m <sup>3</sup>
100	4401.16
20	1250.17
10	1017.03

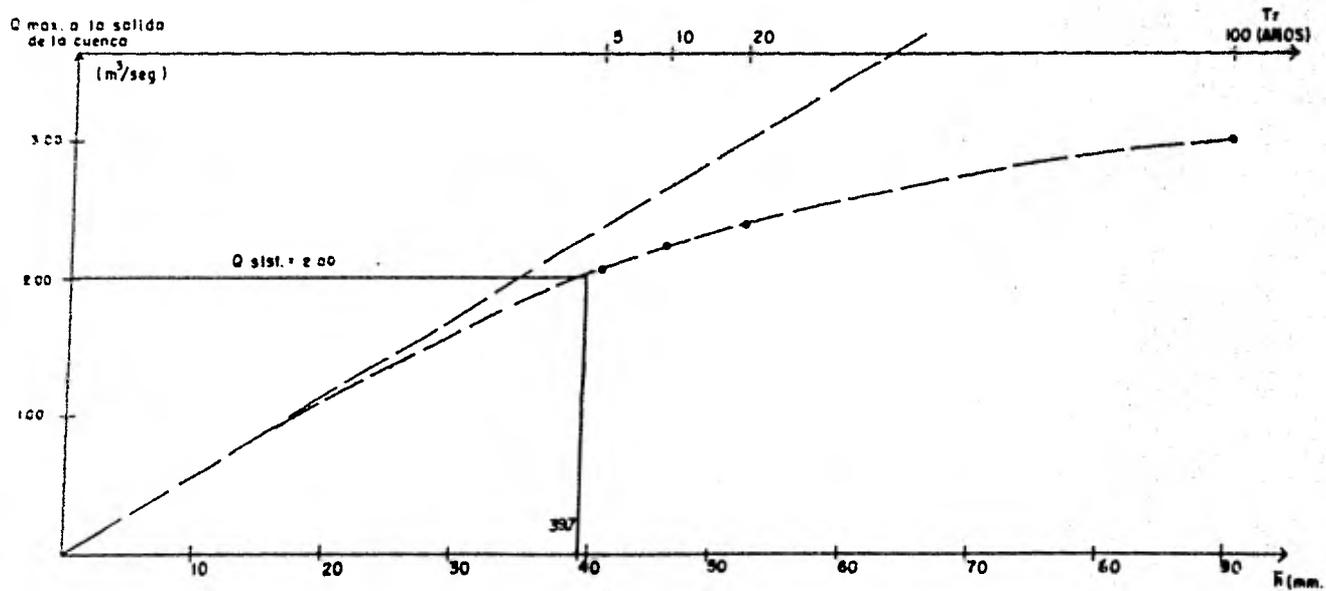


FIG. III. 4. 26  
FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA

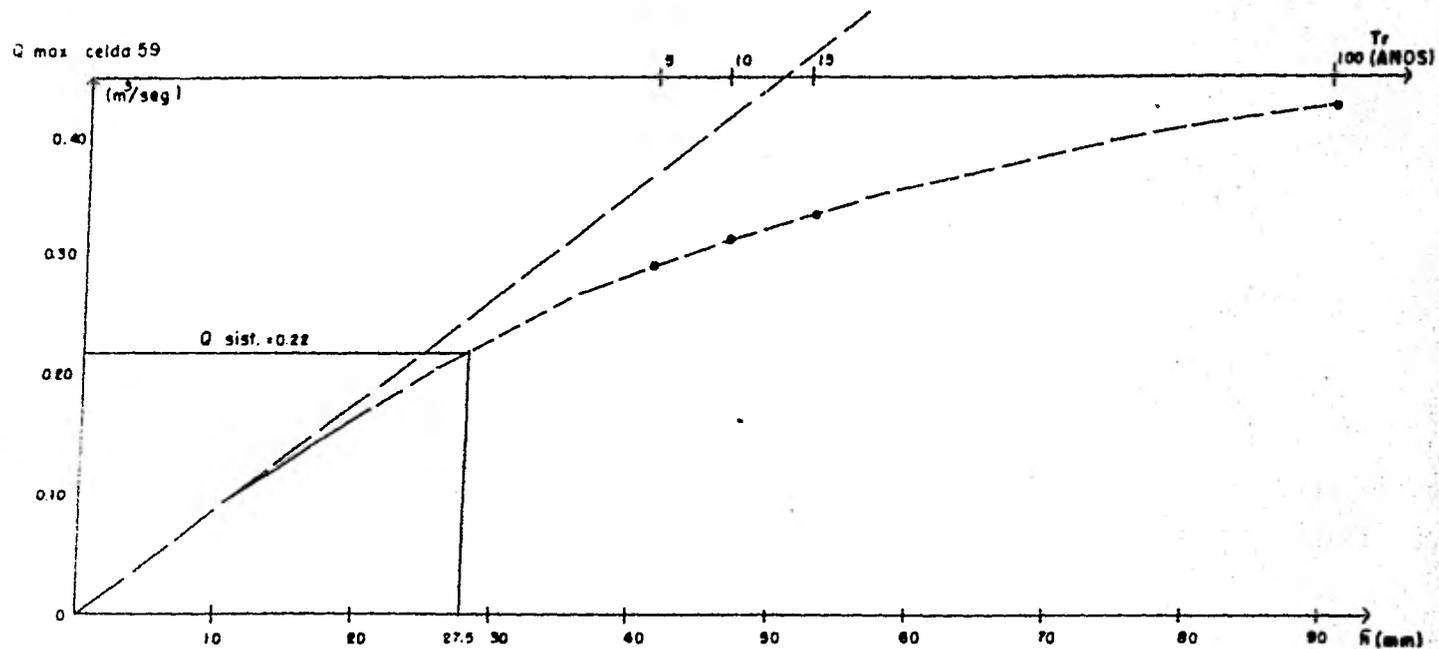
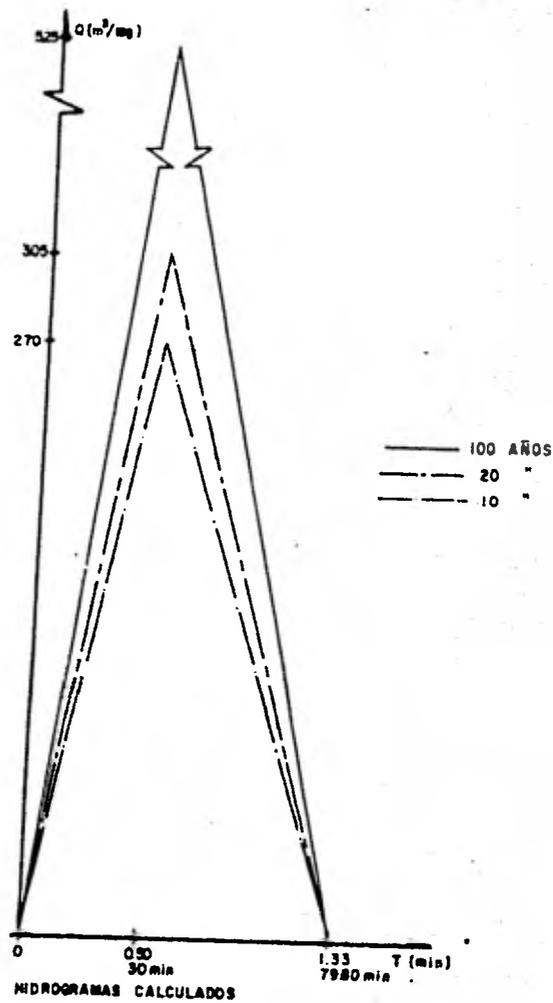
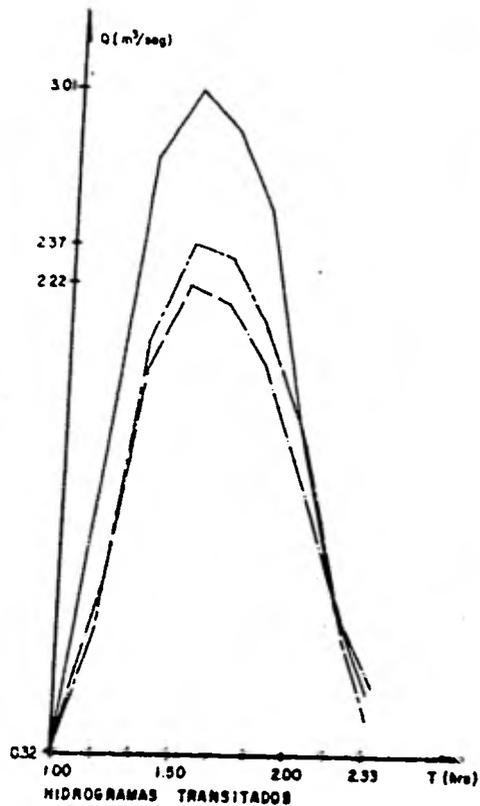
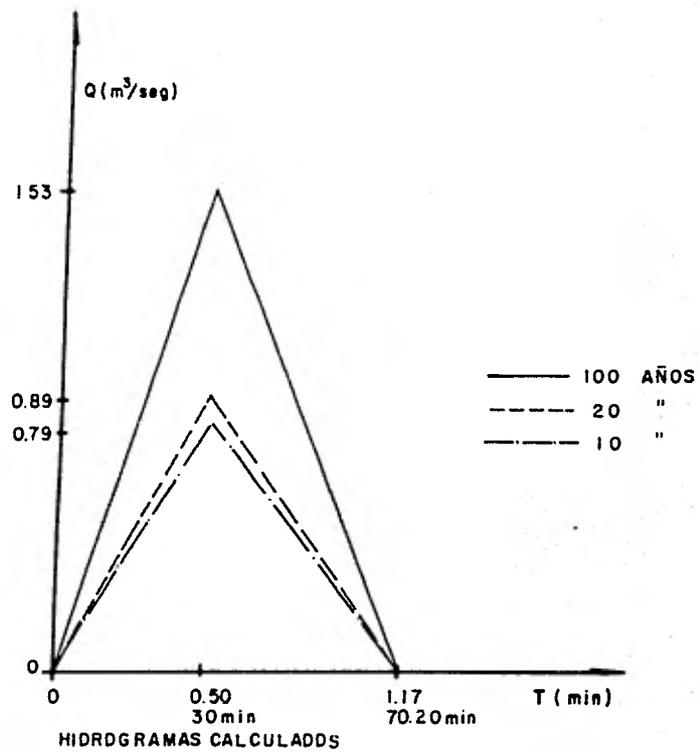
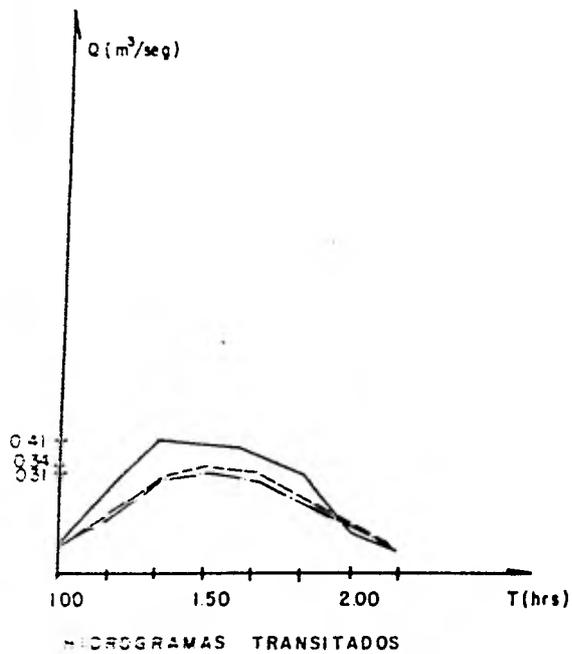


FIG. III. 4. 27  
FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA CELDA 59

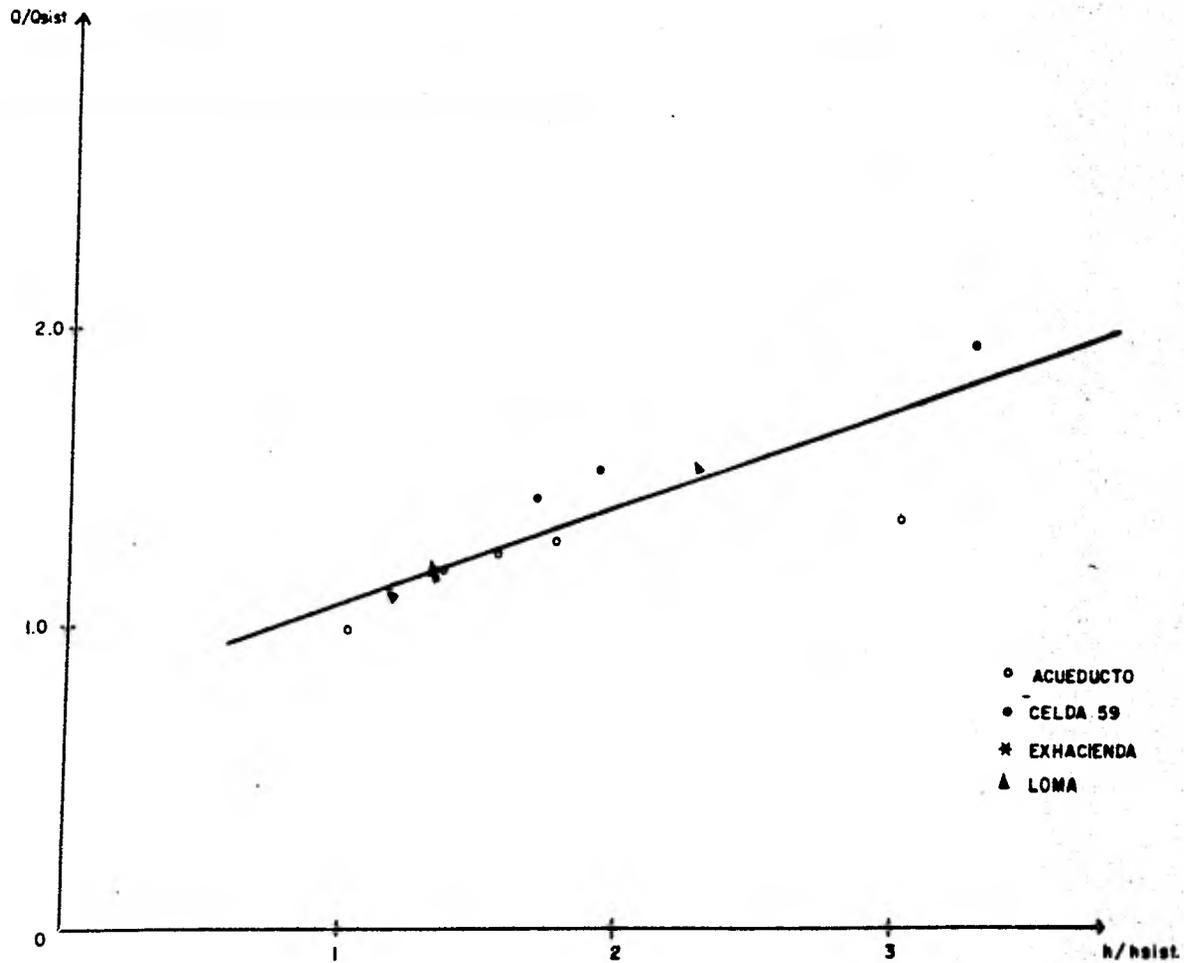


**FIG. 4.28.**  
**FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA**

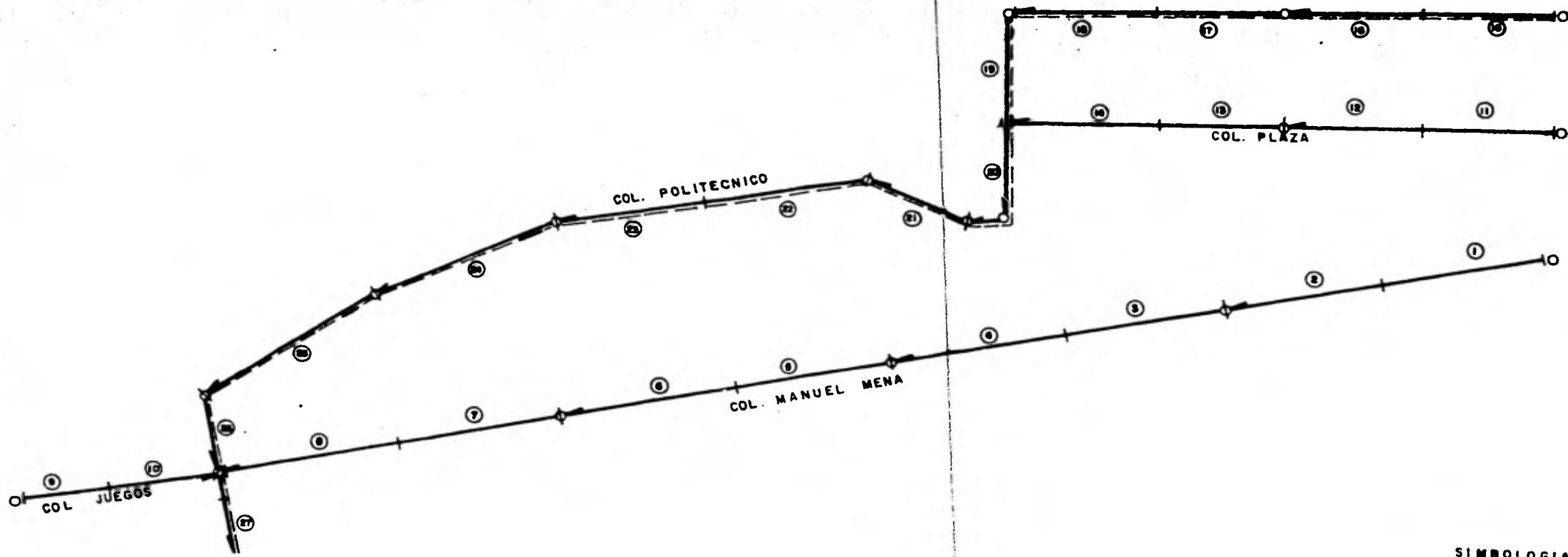


FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA CELDA 59

FIG. III. 4. 29.

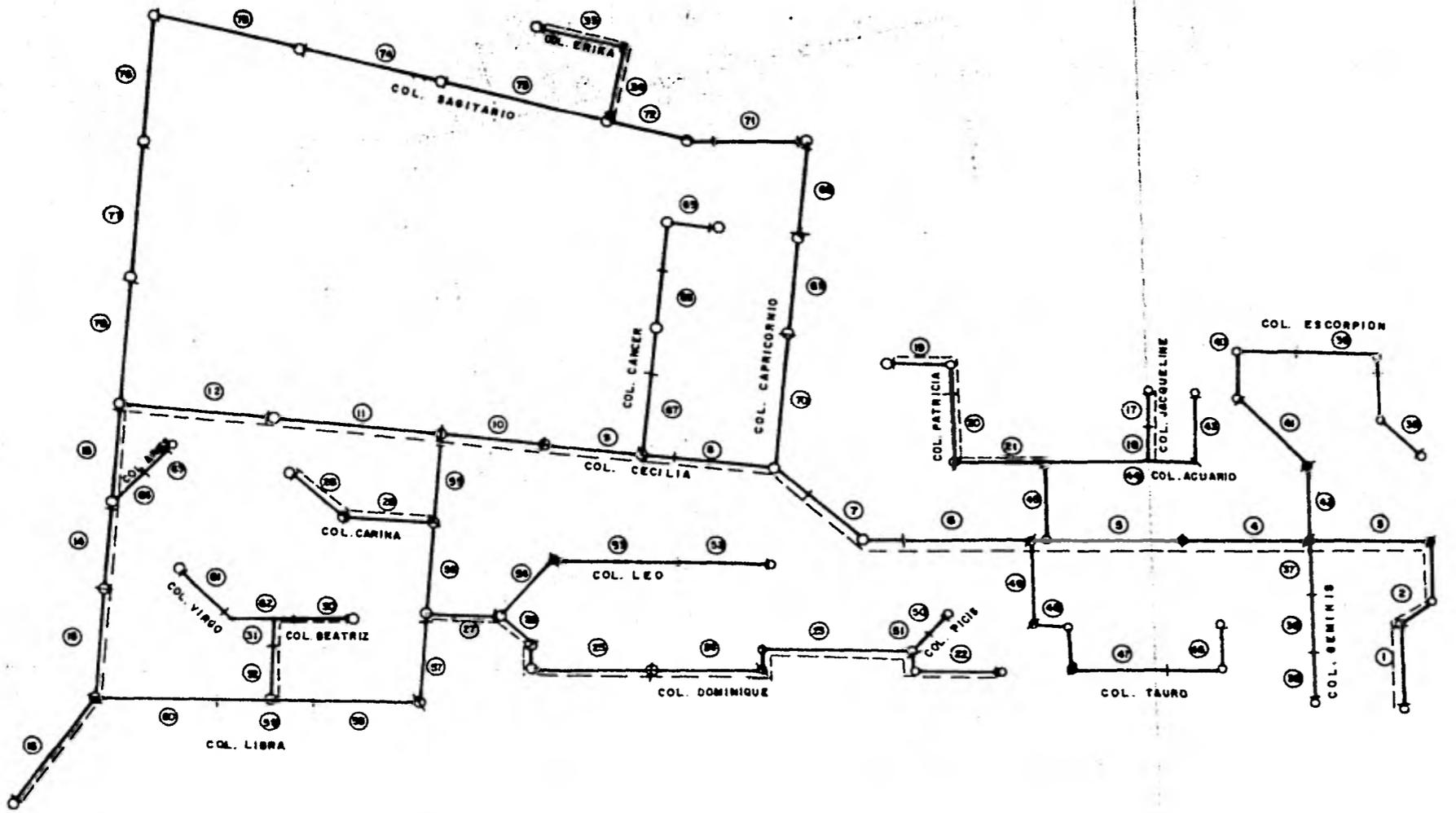


AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS  
 FIG. III. 5.2



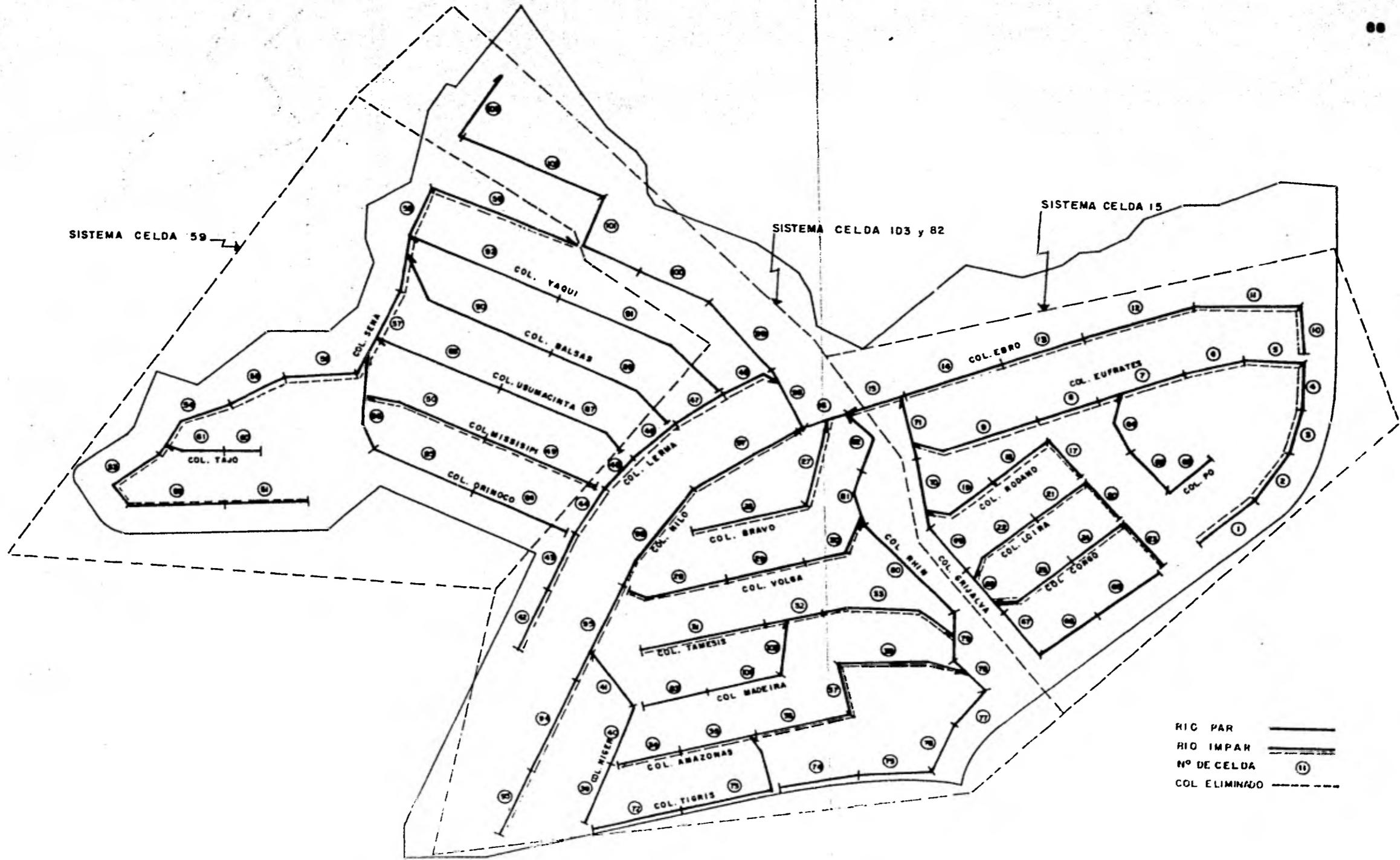
SIMBOLOGIA  
—— RIO PAR  
- - - RIO IMPAR  
⊙ N° de CELDA

PLANO I



———— RIOS PAR  
- - - - RIOS IMPAR  
① N° DE CELDA

PLANO II



PLANO III

#### IV. SENSIBILIDAD A LA DEFINICION DE LOS DETALLES DE LA RED

##### IV.1 Generalidades

En la utilización del modelo TUAVE mencionado en los capítulos anteriores es muy importante que el tiempo de simulación o tiempo de computadora no sea demasiado grande, pues algunas ocasiones resulta prohibitivo correr un programa ya que la memoria de la máquina se puede saturar y los tiempos incrementar grandemente. Es por esta razón que en este capítulo se hacen una serie de simplificaciones a un sistema con la finalidad de saber que tanta precisión se pierde con estas simplificaciones.

##### IV.2 Método de trabajo

Se seleccionó el Fraccionamiento Loma Dorada para hacer las simplificaciones, debido a que es la cuenca de mayor extensión y además presenta colectores o ríos de primero, segundo, tercer orden, etc., también presenta una gran variedad de diámetros.

La manera como se simplificó el sistema fue la siguiente:

- a) Se simuló para el período de retorno de 20 años sin ha-cer ninguna simplificación (ver fraccionamiento Loma Dorada capítulo III).
- b) La primera simplificación se hizo quitando algunos ríos de segundo, tercer y cuarto orden para el período de retorno seleccionado, repitiendo la simulación.

Los 14 colectores eliminados fueron los siguientes: el colector Po, Congo, Loira, Rodano, Tigris, Niger, Madeira, Volga, Bravo, Missisipi, Usumacinta, Balsas, Yaqui y Tajo.

El área tributaria correspondiente a cualquier colector eliminado se le sumó al hidrograma del tramo que recibía a este colector. (ver plano IV).

- c) La segunda simplificación se hizo eliminando algunos otros colectores como el Amazonas y el Támesis también se redujo la longitud de algunos colectores como el Eufrates, Ebro, Grijalva, Rhin, Nilo y Lerma a los cuales se les quitaron de dos a seis tramos aproximadamente (ver plano V).

#### IV.3 Resultados de las simplificaciones

Si se comparan los hidrogramas obtenidos de las simplificaciones con los hidrogramas de la simulación del sistema original, se puede ver la influencia de la eliminación de colectores y del acortamiento de la longitud de algunos de estos.

##### Análisis de todo el sistema (Sistema celda 103)

Tomando en consideración toda la cuenca, los hidrogramas a la salida de la misma se presentan en la figura IV.3.1, se puede ver que existe una pequeña diferencia entre el hidrograma de descarga de la cuenca sin simplificar (celda 103) y el de la primera simplificación (celda 66), con la primera simplificación, el pico aumenta pero la amplitud se reduce; con respecto a la segunda simplificación. (celda 37) el pico es también similar pero la forma del hidrograma tiende a hacerse triangular reduciéndose la amplitud y en consecuencia el volumen.

Esto sucede porque al eliminar colectores (por ejemplo en la zona del sistema celda 59) los derrames se reducen y por esto los gastos aumentan; por otro lado, si se eliminan más colectores y además se acortan algunos de estos, el volumen se reduce porque el agua de la avenida está esperando entrar al sistema ya que la capacidad del mismo se redujo.

#### Analisis del sistema celda 15

En la figura IV.3.2 se analiza la influencia de la climinación de los colectores Po, Congo Loira y Ródano, así como la eliminación de algunas celdas a los colectores Eufrates, Erbo, Grijalva. Si se compara el hidrograma de la celda sin simplificar (15) con el de la primera simplificación (celda 15) se puede observar que la forma es relativamente la misma mientras que existe una pequeña diferencia, entre sus picos. Para el hidrograma resultante de la segunda simplificación celda (6) se observa que tanto el gasto pico como la forma cambian con respecto al hidrograma de la celda sin simplificar.

#### Análisis del sistema celda 82

La figura IV.3.3 muestra la influencia de la eliminación de los colectores Tigris, Madeira, Volga, Támesis, Amazonas y Bravo, así como la eliminación de algunas celdas a los colectores Rhin, Nilo y Lerma. Si se comparan el hidrograma de la celda sin simplificar (82) con el de la primera simplificación (celda 59) se aprecia que el pico del hidrograma de la celda 59 es menor que el de la celda 82, mientras que la forma es la misma. El hidrograma de la segunda simplificación (celda 30) con respecto al de la celda 82, es menor en lo referente al gasto pico mientras que su forma es completa-mente diferente.

### Análisis del sistema celda 59

Finalmente la figura IV.3.4 toma en cuenta la eliminación de los colectores Missisipi, Usumacinta, Balsas, Yaqui y Tajo, si se compara el hidrograma de la celda sin simplificar (59) con el de la primera y segunda simplificaciones (44 y 21) que son exactamente iguales se puede ver que el gasto para estas celdas aumenta considerablemente con respecto a la (59), el hecho de que el hidrograma para las celdas (44 y 21) sea el mismo se debe a que para la segunda simplificación solo se eliminó al colector Orinoco.

### IV.4 Conclusiones del capítulo

Se debe tomar en cuenta que el análisis realizado, solo fue para una cuenca con características particulares en lo que se respecta a parámetros como longitud, pendiente, diámetro etc. Por esta razón que se recomienda hacer un análisis similar con otro tipo de cuencas, para que se tenga una idea más completa del problema. Dentro de los alcances de este trabajo se puede decir que:

Un sistema puede trabajar sin que el hidrograma a la salida de la cuenca se altere considerablemente cuando:

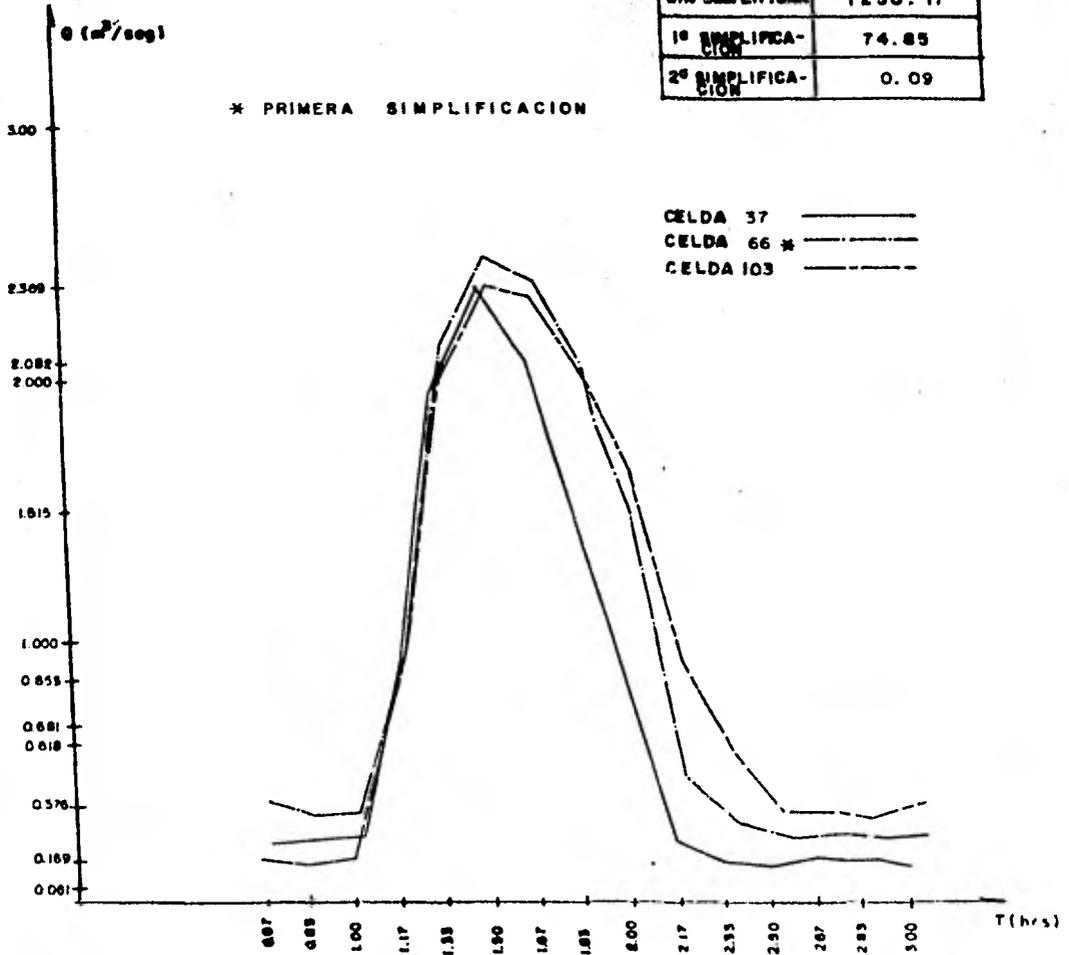
- 1) A los ríos de tercer orden se les elimine hasta tres ríos del cuarto orden, siempre y cuando a estos últimos no se les conecten ríos del orden superior siguiente, o sea, ríos de quinto orden.

- 2) Análogamente, a un río de segundo orden se le pueden eliminar hasta tres ríos del orden siguiente, siempre y cuando a estos últimos no se les conecte ningún otro río.
- 3) Si a ríos de primer orden se le conectan ríos de segundo orden y estos a su vez no tienen ninguna conexión, se puede dejar conectados hasta tres ríos de segundo orden sin causar modificaciones en el hidrograma de salida.
- 4) No es aconsejable reducir el tamaño del colector o sea no se debe reducir el número de tramos del colector.

Haciendo la primera simplificación el tiempo de computadora se redujo aproximadamente un 40% (de una hora a 35 minutos), para la segunda simplificación el tiempo se redujo el 50% del tiempo empleado para la primera simplificación (de 35 minutos a 18).

TRAMO	GASTO (m <sup>3</sup> /seg)
103	2.309
66 *	2.501
37	2.379

SISTEMA	DERRAME (m)
0m SIMPLIFICAR	1250.17
1 <sup>o</sup> SIMPLIFICACION	74.85
2 <sup>o</sup> SIMPLIFICACION	0.09

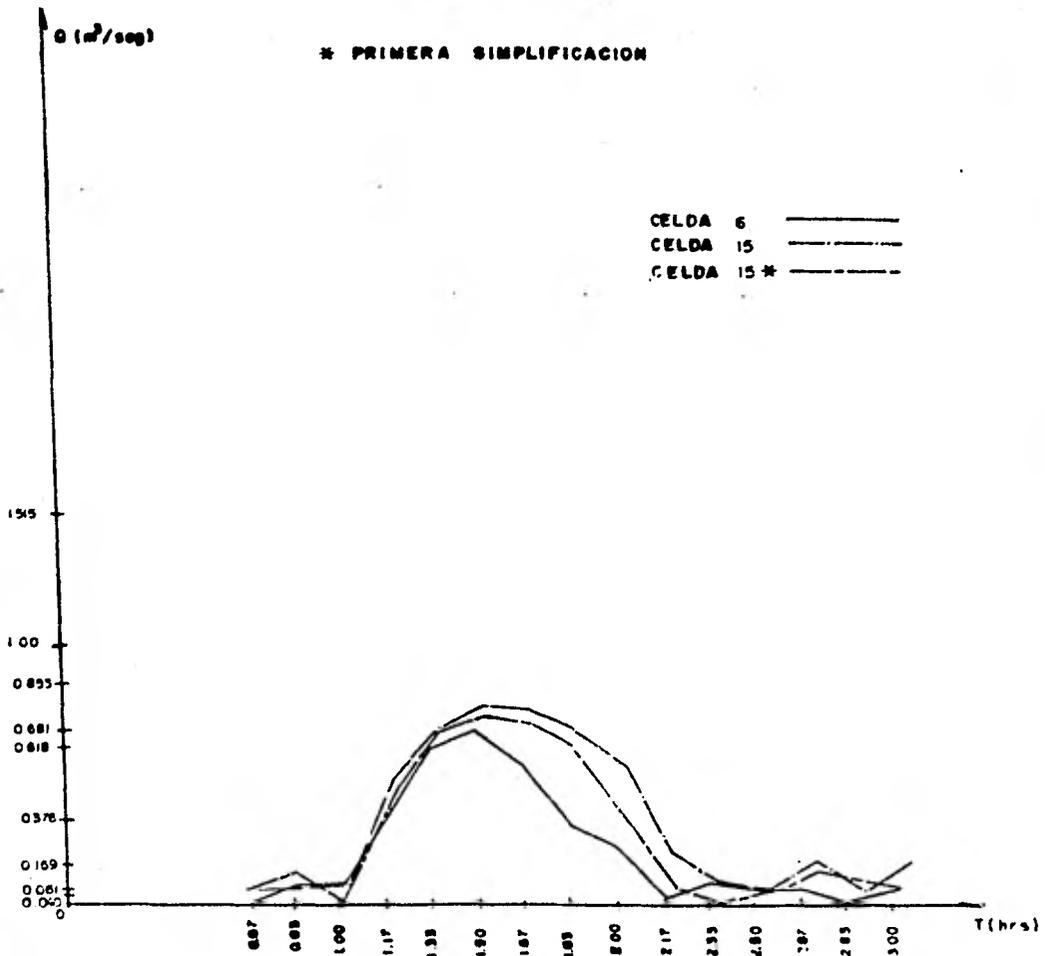


FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA  $T_r = 20$  años  $Q_p = 20$  años  
SIMPLIFICACIONES DEL SISTEMA. CELDAS 103, 66, 37.

FIG. IV. 3.1

TRAMO	GASTO (m <sup>3</sup> /seg)
15	0.763
15*	0.739
6	0.698

\* PRIMERA SIMPLIFICACION

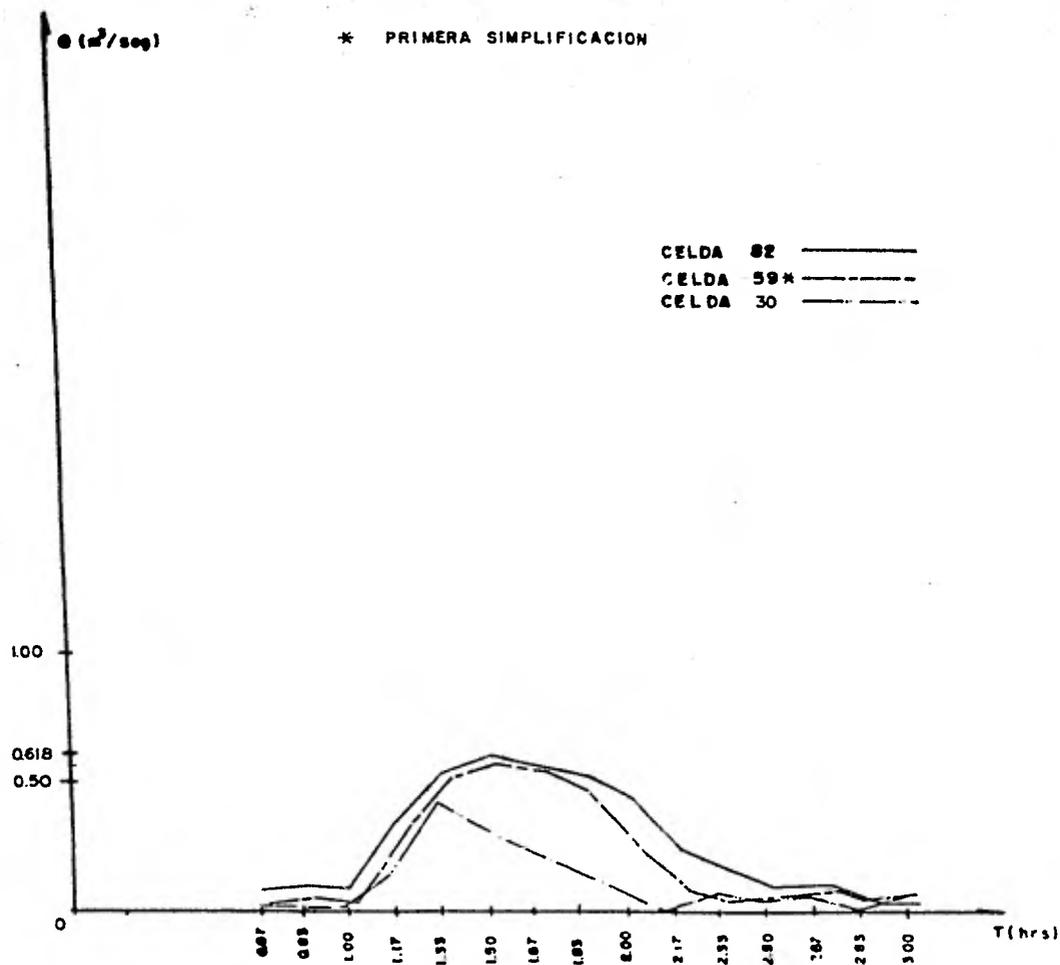


FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA  $T_r = 20$  años  $Q_p = 20$  años  
SIMPLIFICACIONES DEL SISTEMA CELDAS 15, 15\*, 6

FIG. IV . 3.2

TRAMO	GASTO (m <sup>3</sup> /seg)
82	0.599
59 *	0.572
30	0.428

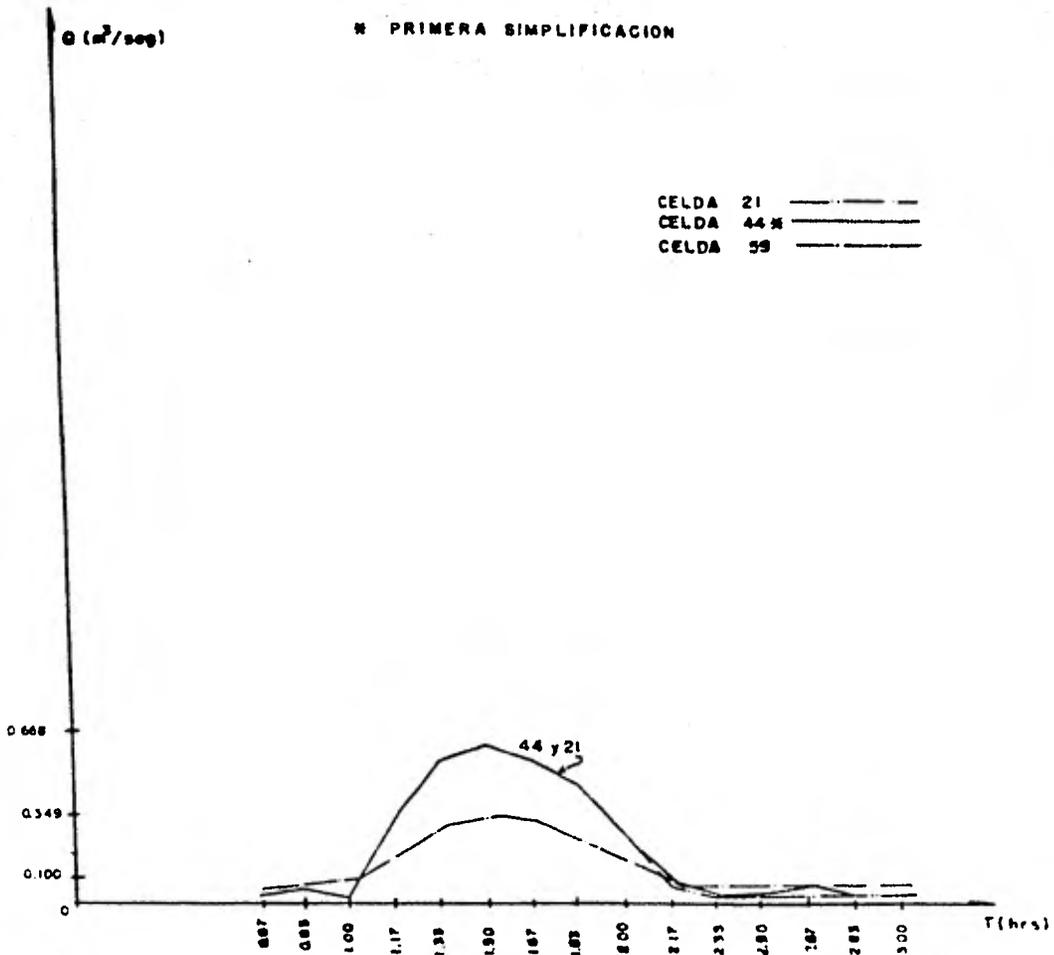
\* PRIMERA SIMPLIFICACION



FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA  $T_r = 20$  años  $Q_p = 20$  años  
SIMPLIFICACIONES DEL SISTEMA. CELDAS 82, 59 y 30.

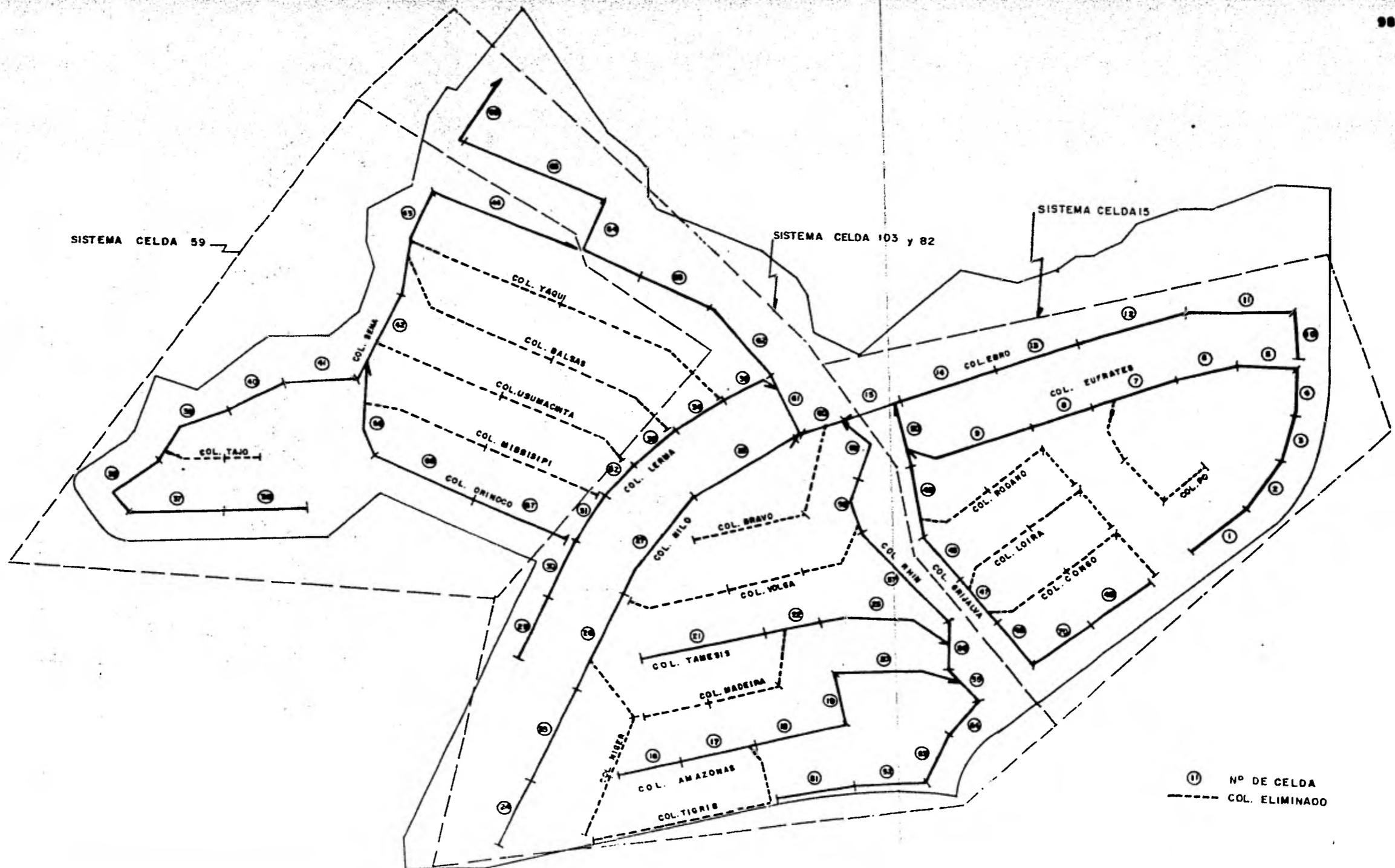
FIG. IV. 3.3

TRAMO	GASTO (m <sup>3</sup> /seg)
59	0.336
44 *	0.612
21	0.619



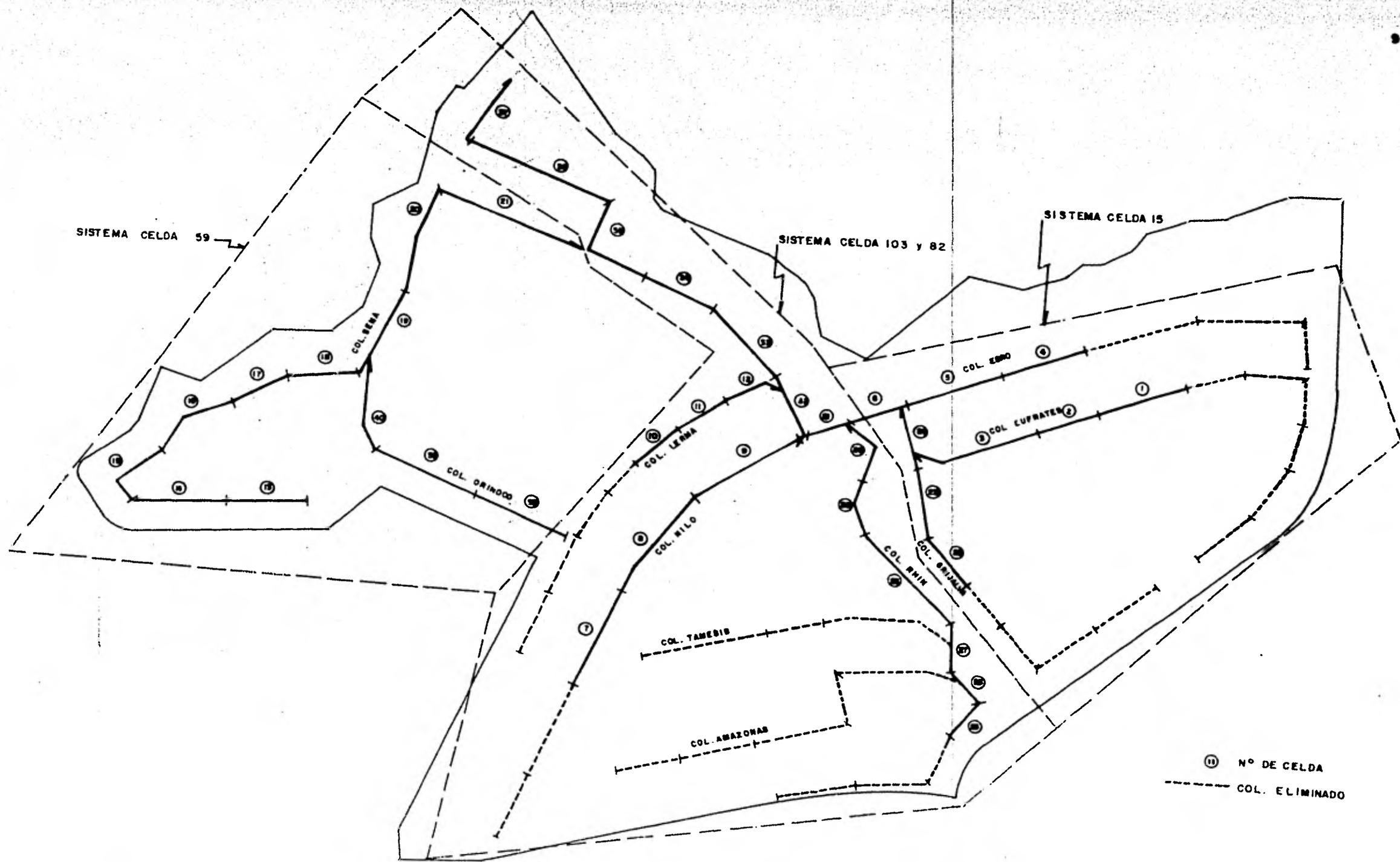
FRACCIONAMIENTO LOMA DORADA  $T_r = 20$  años  $Q_p = 20$  años  
SIMPLIFICACIONES DEL SISTEMA. CELDAS 21, 44, 59

FIG. IV. 3.4



PLANO IV

Ⓜ Nº DE CELDA  
 - - - - COL. ELIMINADO



SISTEMA CELDA 59

SISTEMA CELDA 103 y 82

SISTEMA CELDA 15

COL. BENA

COL. ORINOCO

COL. NILO

COL. TAMESIS

COL. AMAZONAS

COL. LERMA

COL. EMO

COL. CUPRATES

COL. RHIN

COL. ORINUM

Ⓜ N° DE CELDA  
- - - COL. ELIMINADO

PLANO V

## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En los capítulos anteriores se ha podido observar las bondades de la utilización de modelos dinámicos, que simulan el tránsito de avenidas en redes de drenaje, sin embargo estos modelos (TUAVE) presentan algunos inconvenientes en su utilización, no por el hecho de que no funcionen, sino porque usarlos para sistemas chicos (fraccionamientos) resulta demasiado costoso y no justifica el tiempo de computadora empleado al hacer el tránsito de avenidas.

Para las cuencas utilizadas en este trabajo el modelo funciona de una forma eficiente. La finalidad de la utilización del modelo fue variar la forma de los hidrogramas de ingreso a la red dando como resultado de la simulación que:

1. Se pueden emplear hidrogramas de ingreso de forma triangular, con variaciones en su período de retorno y en consecuencia en su volumen hasta que se llegue a la capacidad del sistema, o sea hasta que el sistema empiece a derramar.
2. En el momento que un sistema derrame es conveniente cambiar la forma de los hidrogramas de ingreso, utilizando hidrogramas trapeciales.
3. Para conocer de una manera rápida la magnitud del gasto pico que se debe emplear en los hidrogramas de ingreso a sistemas principales, se recomienda usar el factor de ajuste encontrado en el capítulo III.

4. Con la finalidad de ahorrar tiempo de computadora, así como recursos humanos cuando se simula el tránsito de alguna avenida, es conveniente simplificar el sistema tanto como sea posible, tomando en cuenta las recomendaciones descritas al final del capítulo IV.

El modelo TUAVE no está calibrado para la Ciudad de México ni para ningún otro lugar, por lo que se deben emplear recursos en la instrumentación de cuencas en todo el país, no solo con la finalidad de calibrar modelos, sino para obtener datos hidrológicos en cualquier región del territorio.

Se recomienda seguir la investigación para cuencas de mayor extensión y forma, pues para este tipo de cuencas las fallas que se presentan son mayores. La investigación debe estar orientada de una forma, sistemática y objetiva, tomando como orientación este trabajo.

## R E F E R E N C I A S

- 1) Ramón Domínguez Mora y Victor Franco  
Integración de estudios de hidráulica urbana  
Instituto de Ingeniería U.N.A.M. - 1981.
  
- 2) DIRAC, S. A. de C. V.  
Estaciones pluviográficas de la zona metropolitana  
de la Ciudad de México Noviembre, 1978.

## B I B L I O G R A F I A

B. Zeigler

Theory of Modelling and Simulation  
John Wiley - 1976

G. Forsythe

Finite Difference Methods for Partial Differential  
Equations  
John Wiley - 1960

W. Viessman

Introduction to Hydrology  
Intext Educational Publishers - 1972

W. Hornbeck

Numerical Methods  
Quantum Publishers, Inc. - 1975