



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"MODELOS HIDROLOGICOS DE ALARMA PARA
LA PREVENCION DE INUNDACIONES"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A ;

DAVID SORIANO ROQUE



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

I.	INTRODUCCION	1
I.1	<u>Antecedentes</u>	1
I.2	<u>Objetivos</u>	4
I.3	<u>Desarrollo del trabajo</u>	4
II.	CRITERIOS PARA IMPLEMENTAR UN MODELO DE ALARMA	6
II.1	<u>Red Hidrometeorológica</u>	7
II.1.1	Red pluviográfica	7
II.1.2	Red hidrométrica	18
II.2	<u>Red Telemétrica</u>	18
II.2.1	Composición de la red	19
II.2.2	Tipo de transmisión	19
II.2.3	Diseño de la red	21
II.3	<u>Modelos lluvia- escurrimiento</u>	22
II.3.1	Clasificación de los modelos	26
II.3.2	Modelos empíricos	28
II.3.2.1	Método de la fórmula racional	32
II.3.2.2	Método del hidrograma unitario triangular	34
II.3.2.3	Método de Chow	42
II.3.2.4	Método de I-pai Wu	45
II.3.3	Modelos lineales	52
II.3.3.1	Hidrograma unitario (HU)	52
II.3.3.2	Hidrograma unitario instantáneo (HUI)	62
II.3.3.3	Hidrograma unitario sintético (HUS)	63
II.3.4	Modelos digitales o de computadora	64

II.3.4.1	Modelo del Departamento de Estudios Geológicos de los Estados Unidos (USGS)	65
II.3.4.2	Modelo de simulación de Stanford	73
II.4	<u>Integración del modelo de alarma</u>	81
III.	APLICACION A LA CUENCA BAJA DEL RIO PAPALOAPAN	85
III.1	<u>Definición de la zona en estudio</u>	87
III.2	<u>Densidad de estaciones pluviográficas</u>	89
III.3	<u>Modelos lluvia-escurrimiento</u>	91
III.3.1	Obtención y ordenamiento de la información hidrometeorológica	93
III.3.2	Análisis de la información	93
III.3.3	Subcuencas con control hidrométrico	97
III.3.4	Subcuenca sin control hidrométrico	106
III.4	<u>Modelo hidrológico de alarma para el sitio en estudio</u>	111
IV.	CONCLUSIONES	126
	BIBLIOGRAFIA	131

INDICE DE TABLAS

2.1	CARACTERISTICAS DE LA CUENCA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO EN LA FORMULA RACIONAL	33
2.2	SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N	39
3.1	CRITERIO DE EAGLESON	92
3.2	CRITERIO DE WMO	92
3.3	PERIODOS DE REGISTRO ANALIZADOS POR SUBCUENCA	94
3.4	LISTADO DEL PROGRAMA PARA EL CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO	99
3.5	CARACTERISTICAS PRODUCIDAS POR LA TORMENTA OCURRIDA DE AGO. 28 - SEP. 2 DE 1960. CUENCA DEL RIO TESECHOCAN HASTA LA ESTACION AZUETA	107
3.6	ESTACIONES CLIMATOLOGICAS CON INFLUENCIA POR SUBCUENCA	112
3.7	VALORES DE ϕ Y VARIACION DE Q_b PARA EVENTOS ANALIZADOS	116
3.8	TIEMPOS DE TRASLACION DE AVENIDAS DE LOS SITIOS INDICADOS A TLACOTALPAN, VER.	118
3.9	LISTADO DEL PROGRAMA PARA GENERACION DE ESCURRIMIENTOS	119

INDICE DE FIGURAS

2.1	LOCALIZACION DE ESTACIONES DE MEDICION	9
2.2	FUNCION APLICABLE AL DISEÑO DE UNA MALLA CUANDO SE REQUIERE PREDECIR AVENIDAS. WMO	11
2.3	CURVAS DE ISOCORRELACION	13
2.4	IDEALIZACION DE LA CUENCA. CRITERIO DE EAGLESON	16
2.5	NUMERO DE ESTACIONES PARA PREDICION DE AVENIDAS. CRITERIO DE EAGLESON	17
2.6	ESTACION LIMNIMETRICA DE CAMPO	20
2.7	ESTACION PLUVIOMETRICA DE CAMPO	20
2.8	APARATOS PARA MEDICION DE LLUVIA	25
2.9	APARATOS PARA MEDICION DE ESCURRIMIENTO	27
2.10	EJEMPLO DE APLICACION DE UN MODELO EMPIRICO. RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO	29
2.11	EJEMPLO DE APLICACION DE UN MODELO LINEAL. MODELO LLUVIA - - ESCURRIMIENTO	30
2.12	EJEMPLO DE APLICACION DE UN MODELO DIGITAL. MODELO LLUVIA - ESCURRIMIENTO	31
2.13	HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR	35
2.14	VARIACION DEL PARAMETRO n EN FUNCION DEL AREA DE LA CUENCA	37

2.15	AVENIDA RESULTANTE	41
2.16	RELACION ESQUEMATICA ENTRE LA DURACION d Y EL TIEMPO DE RETRAZO t_p	44
2.17	RELACION ENTRE Z y d/t_p	44
2.18	RELACION ENTRE n Y k_1/t_m	49
2.19	HIDROGRAMA INSTANTANEO ADEMSIONAL	51
2.20	CRITERIO PARA EL ANALISIS DE UN HIDROGRAMA	58
2.21	DIAGRAMA DE FLUJO DEL FUNCIONAMIENTO DIARIO	66
2.22	DIAGRAMA DE FLUJO DEL FUNCIONAMIENTO PARA UN INTERVALO Δt	69
2.23	ALMACENAMIENTOS UTILIZADOS EN EL MODELO DE SIMULACION	74
2.24	FUNCIONAMIENTO DEL MODELO DE SIMULACION EN UNA CUENCA	77
2.25	ANALISIS DEL VALOR DE ϕ AL APLICAR EL MODELO HIDROLOGICO EN UNA CUENCA	83
3.1	ZONA DE INUNDACION	88
3.2	SUBCUENCAS EN ESTUDIO, ESTACIONES HIDROMETRICAS Y CLIMATOLÓGICAS ANALIZADAS	90
3.3	ESCURRIMIENTO Y LLUVIA CORRESPONDIENTE A LA TORMENTA DE AGO. 28 - SEP. 2 DE 1960.	95
3.4	DISTRIBUCION DE LA LLUVIA EN EL TIEMPO. AGO. 28 - SEP. 2 DE 1960.	96

3.5	ISOYETAS CORRESPONDIENTES AL PERIODO DE AGO. 28 - SEP. 2 DE 1960 PARA LA SUBCUENCA DEL RIO TESECHOACAN	97
3.6	CURVAS S OBTENIDAS PARA LA SUBCUENCA DEL RIO TESECHOACAN HASTA LA ESTACION AZUETA	109
3.7	CURVAS S REPRESENTATIVAS PARA LAS SUBCUENCAS EN ESTUDIO	110
3.8	POLIGONOS DE THIESEN. MODELO HIDROLOGICO	114
3.9	AVENIDAS OBTENIDAS EN LAS SUBCUENCAS EN ANALISIS. OCTUBRE DE 1969	124
3.10	ESCURRIMIENTO GENERADO. OCTUBRE DE 1969	125

I. INTRODUCCION

En el capítulo se indican los antecedentes que motivaron la realización de este trabajo, los objetivos que se pretenden conseguir, así como la forma en que se llevará a cabo su desarrollo.

1.1 Antecedentes

A través de la historia y de la humanidad, las poblaciones que se han establecido a las orillas de los ríos y de los lagos impulsados por la necesidad de disponer de agua para poder sobrevivir y para el desarrollo y explotación que han creado y aquellas que se situaron en zonas de planicie, donde se han ido formando las zonas agrícolas y ganaderas, han tenido frecuentemente el proble-

mas de las inundaciones a causa del desbordamiento de los ríos.

Este desbordamiento se presenta cuando la capacidad hidráulica de conducción del cauce se sobrepasa debido principalmente a la presencia de tormentas extraordinarias en la cuenca de aportación, originando la invasión de tierras adyacentes con los problemas inherentes. Dichas aguas, dependiendo de la topografía, pueden quedar detenidas permanentemente en zonas bajas hasta que se evaporen o se infiltren, correr por la planicie y regresar al cauce al pasar la avenida o bien reconocer nuevos cauces. Al presentarse este fenómeno y las aguas pasan del cauce a la planicie se producen daños cuantiosos, siendo sumamente difícil la valuación de éstos, ocasionando problemas de gran importancia tanto desde el punto de vista económico como social. Los daños pueden consistir en pérdidas de vida humanas, pérdidas de ganado y animales en general, destrucción de cultivos, destrucción de casas y construcciones urbanas, interrupción y/o destrucción de vías de comunicación, interrupción de servicios eléctricos, de agua potable, drenaje y propagación de enfermedades.

Contrario a esto, al presentarse un desbordamiento, se tienen también ventajas o beneficios, como son: humedecimiento de las tierras para posteriormente cultivarlas; evitar desbordamientos en sitios que se encuentran aguas abajo y que sean más importantes y donde los daños que se originarían fueran todavía mayores.

A medida que una región crece y se desarrolla, los daños en comparación con los beneficios son más grandes, por lo que se trata de evitar el problema de las inundaciones, aunque no se tengan beneficios. Cuando la planicie del río es reducida como ocurre en la vertiente del Pacífico, las inundaciones abarcan exclusivamente la longitud del río en la zona baja, pero debido a las fuertes

pendientes de la región, las inundaciones duran poco o bien cubren áreas menores, no así la vertiente del Golfo, en donde las inundaciones cubren grandes extensiones y con duraciones mayores por ser una región sumamente plana.

Se ha tratado de proteger a las partes bajas contra el fenómeno de las inundaciones para rescatar algunas extensiones de tierra y explotar otras que a la fecha son ociosas pero que pueden ser productivas. Para lograrlo se pueden poner en práctica acciones de dos tipos: directas o indirectas.

Se les llama acciones directas para evitar o reducir el problema de las inundaciones a aquellas que intervienen directamente con los escurrimientos de los ríos, almacenándolos o desviándolos, teniendo entre las principales los bordos perimetrales o longitudinales, desvíos permanentes o temporales, dragados, corte de meandros y presas de almacenamiento.

Los bordos sirven para impedir que el agua se derrame hacia las márgenes, ya que se aumenta la elevación del terreno en éstas, los desvíos como su nombre lo indica, desvían la avenida y se utilizan generalmente cuando el costo de los bordos es muy elevado, el corte de meandros es un desvío, pero de una longitud relativamente corta, y las presas de almacenamiento retienen el agua y le dan salida en forma controlada.

Cuando se trata de proteger a una zona pequeña, casi siempre funciona la construcción de una sola de estas acciones, pero cuando la zona es extensa se requiere de la combinación de dos o más de ellas.

Las acciones indirectas no tienen influencia sobre los escurrimientos, sólo sirven para avisar con tiempo a la población de las áreas con posibilidades de ser afectadas al aproximarse una avenida, con el propósito de evitar las pérdi

das de vista humanas y de animales. Una de las principales acciones indirectas puede ser un sistema de alarma mediante pluviógrafos, estaciones de radio, relaciones lluvia-escorrimento y un modelo que simule el tránsito de a venidas por cauce, mediante el cual se puedan dilimitar dichas áreas.

Las acciones directas pueden evitar totalmente los desbordamientos, pero el inconveniente principal en estas es su elevado costo en comparación con las acciones indirectas.

I.2 Objetivos

En base a lo anterior, y pensando en aportar algo que sirva para ayudar a las poblaciones que actualmente tiene que enfrentarse a este problema, en este trabajo de tesis se define un criterio hidrológico para implementar un modelo de alarma para prevención de inundaciones (acción indirecta), que permita conocer o predecir los escurrimientos en las partes bajas originados por las precipitaciones intensas, debidas a fenómenos meteorológicos en las partes altas, para que por medio de otra acción, se eviten o reduzcan la inundaciones (acción directa).

Debido a que en México se cuenta con regular cantidad de información hidrometeorológica, se optó por utilizar modelos en base a relaciones lluvia-escorrimento con apoyo en la hidrología matemática y no en la física, ya que la primera necesita menor cantidad de información in situ que la segunda, la cual requiere además de una calibración matemática, mayor tiempo y costo para su realización.

I.3 Desarrollo del trabajo

Para satisfacer los objetivos antes indicados, en este trabajo a parte del ca

capítulo I ya indicado se tratan los siguientes:

CAPITULO II Criterios para implementar un modelo de alarma

Se presentan los componentes necesarios para la implementación de un modelo de alarma para la prevención de inundaciones, - haciendo referencia a los sistemas de recopilación (red hidrometeorológica), transmisión (red telemétrica) y procesamiento de la información (modelos lluvia-escurrimiento).

CAPITULO III Aplicación a la cuenca baja del río Papaloapan

Se lleva a cabo la aplicación de lo desarrollado en el capítulo II a la cuenca baja del río Papaloapan.

Se determina la red hidrometeorológica, la telemétrica y se efectúa un análisis hidrológico de siete subcuencas con control hidrométrico a fin de definir sus modelos lluvia-escurrimiento del tipo de los lineales. Por otra parte, se integran modelos aproximados lluvia-escurrimiento para la subcuenca sin control hidrométrico.

Además, se implementa un modelo de alarma que permita cuantificar los escurrimientos que recibe la zona baja hasta el sitio denominado Tlacotalpan, Ver., por efecto de las tormentas en la zona alta.

CAPITULO IV Conclusiones

En este último capítulo, se dan las conclusiones de lo expuesto en el capítulo II y de lo aplicado en el capítulo III.

II.

CRITERIOS PARA IMPLEMENTAR UN MODELO DE ALARMA

Anteriormente se mencionó que la presencia de inundaciones por los desbordamientos de los ríos producen daños cuantiosos, pero la implantación de una acción indirecta los reduce evitando las pérdidas de vidas humanas y de animales.

La acción indirecta consiste en un sistema de alarma para avisar a los pobladores cuando este por escurrir una avenida; esto es, tratar de predecir los escurrimientos que producirán las tormentas meteorológicas. Esta predicción se lo gra mediante la recopilación de datos hidrometeorológicos, su transmisión a un centro de procesamiento y la utilización de un modelo hidrológico previamente calibrado.

Para la recopilación de la información hidrometeorológica, se necesita de una red hidrométrica y una pluviográfica; para la transmisión de ésta hasta un centro de procesamiento, de una red telemétrica y para procesarla y determinar el escurrimiento posible de presentarse, se necesita de un modelo hidrológico basado en relaciones lluvia-escurrimiento.

A continuación se presentan los aspectos básicos de estos sistemas, así como la forma en que se manejan.

II.1 Red hidrometeorológica

La red hidrometeorológica es aquella que permite conocer la disponibilidad de agua en la cuenca, la que se precipita en forma de lluvia y la que se presenta en forma de escurrimiento.

La medición de la precipitación se realiza mediante una red pluviográfica y la del escurrimiento con una red hidrométrica. El tipo de equipo que se utilice debe adaptarse con facilidad al equipo de transmisión.

La información que se requiere proporcione la red hidrometeorológica será la que necesita el modelo lluvia-escurrimiento para que las obras que se tengan para protección contra inundaciones se operen eficientemente.

II.1.1 Red pluviográfica

La red pluviográfica sirve para cuantificar la distribución de la lluvia en el espacio y en el tiempo, consiste en determinar la localización, número de estaciones y longitud de registro necesario de acuerdo a los criterios de precisión.

Para conocer el área donde deban de colocarse los pluviógrafos se realiza lo

siguiente:

- a) Se calcula el tiempo de anticipación con el que se debe formular el pronóstico, para poder tomar las medidas de prevención. A este tiempo se le denomina t_c .
- b) Se determinan puntos en la cuenca, de tal manera que el tiempo de traslado de éstos hasta donde se requiere el pronóstico sea igual a t_c . Uniendo los puntos que tengan el mismo t_c , se forma una línea llamada isócrona (fig. 2.1). El tiempo de traslado se calcula mediante la fórmula de Rowe* como

$$t_c = \left[\frac{0.8^3 L}{H} \right]^{0.385} \quad (2.1)$$

en donde

- t_c Tiempo de traslado, en horas
 L Longitud del cauce, en km
 H Desnivel entre los extremos del cauce, en m

- c) Se determina el número de pluviógrafos que deben de colocarse, los cuales se pondrán dentro del área acotada por el sitio de interés y la isócrona dibujada

Para determinar el número de estaciones requeridas en la predicción de avenidas se recomienda utilizar alguno de los criterios siguientes:

Criterio en base en el estudio de la WMO**

* A. Acosta C. "Modelos de cuencas P.E.C.R.D.P." "Revista Recursos Hídricos. Vol. III, Nº 1 (1974)

**World Meteorological Organization "Casebook in Hydrological Network Design Practice" Report No. 324, Chapter IV-4.3.

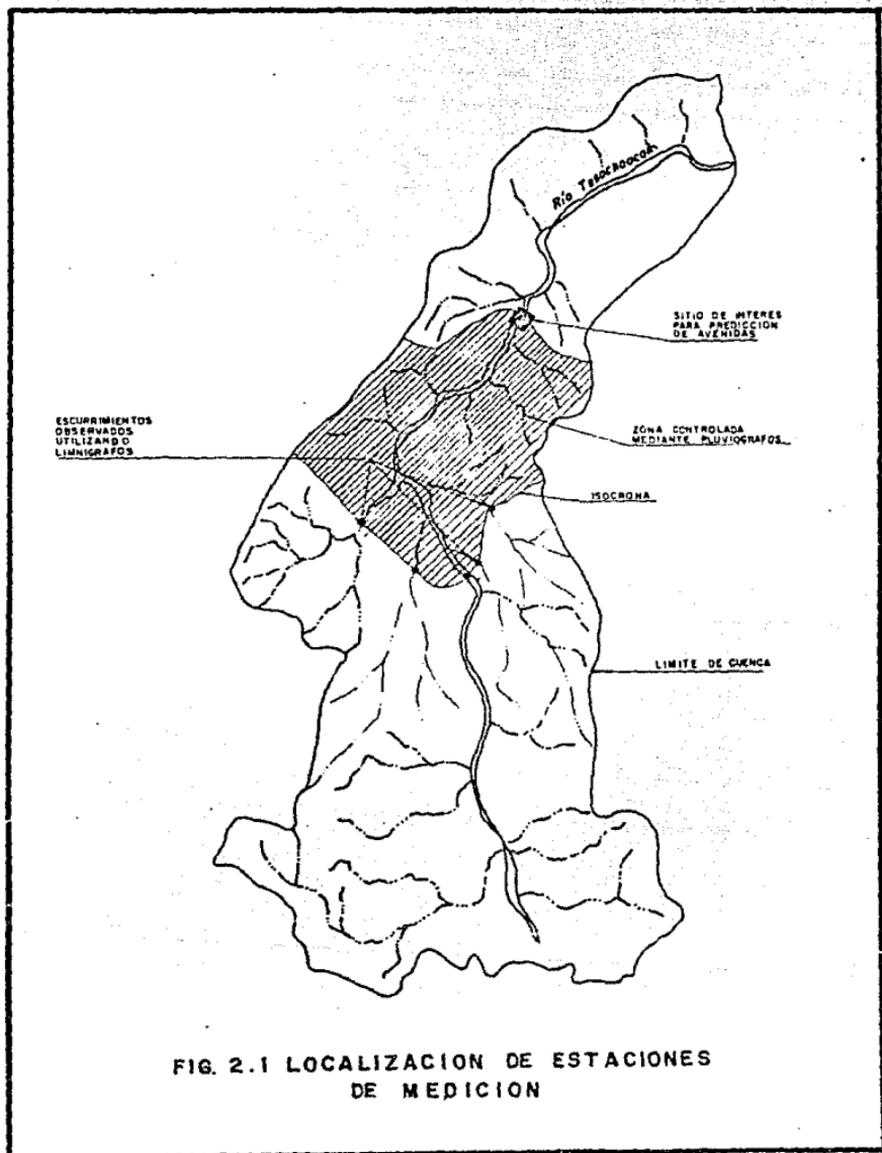


FIG. 2.1 LOCALIZACION DE ESTACIONES DE MEDICION

Con este criterio se puede calcular el número de estaciones necesarias para una predicción en función solamente del área drenada aguas arriba del sitio en análisis, el número de días que llueve al año y el escurrimiento medio anual dado en lámina de agua sobre el área drenada. Con estos parámetros y haciendo uso de la fig. 2.2 se obtiene el número de estaciones.

El método no establece la precisión que se obtendrá al usarlo, donde el error medio en porciento de una tormenta promedio sobre la cuenca puede ser calculado por medio de la ecuación de la curva 3 la cual dice:

$$E = 7.7 A^{0.2} N^{-0.48} \quad (2.2)$$

siendo

- E Error estándar en el cálculo de la lluvia media, en porcentaje
- A Área de la cuenca en km²
- N Número de pluviógrafos

Esta curva dió origen al método y se obtuvo de la variación de la lluvia en una cuenca experimental donde llovió de 30 a 45 días al año, teniendo un error del 15%. Las demás curvas son paralelas y el espaciamiento entre éstas se debió a la experiencia de los autores del criterio.

- Métodos basados en correlaciones de lluvia diaria

Este tipo de métodos busca determinar el espaciamiento que debe de hacer entre dos estaciones de medición. El espaciamiento esta en función del índice de correlación que exista entre los registros de altura de precipitación diaria que se tenga en cada una de ellas. El índice de correlación se fija previamente dependiendo de la precisión deseada en los resultados.

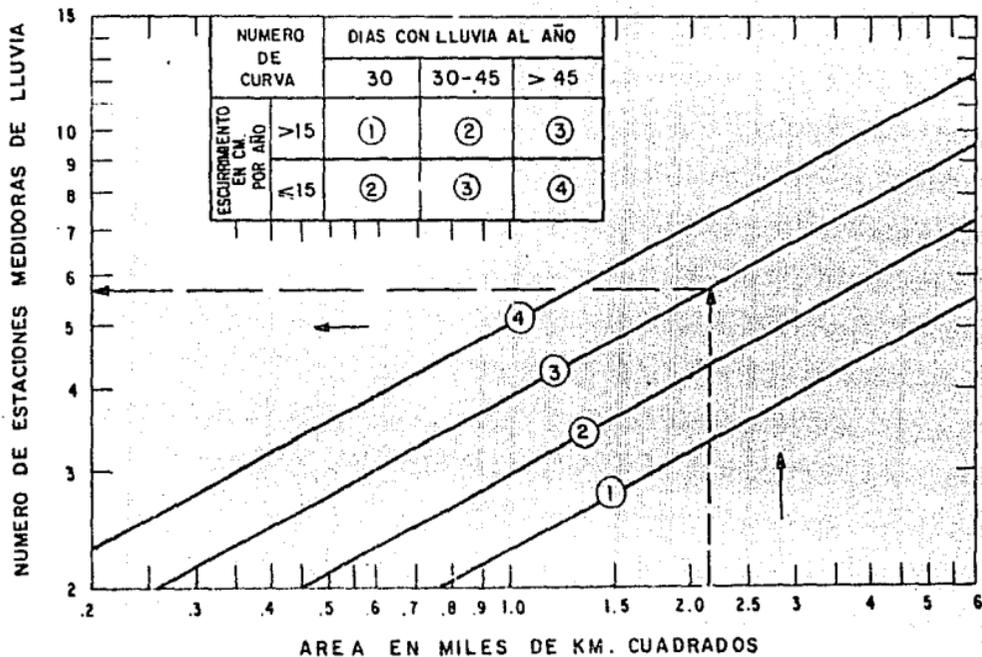


FIG. 2.2 FUNCION APLICABLE AL DISEÑO DE UNA MALLA CUANDO SE REQUIERE PREDECIR AVENIDAS. WMO.

La aplicación se puede hacer de dos formas, la primera consiste en:

- Seleccionar estaciones con registros simultáneos
- Se realiza la correlación entre una estación central y las restantes, obteniéndose el índice de correlación mediante la siguiente expresión:

$$\text{corr} = \frac{\Sigma xy - \frac{\Sigma x \Sigma y}{N}}{(\Sigma x^2 - \frac{(\Sigma x)^2}{N}) (\Sigma y^2 - \frac{(\Sigma y)^2}{N})}$$

siendo:

- x Precipitación en la estación central
- y Precipitación en alguna estación restante
- N Número de partes (x, y) utilizados en la ecuación

- Se forma un plano de curvas de igual correlación (fig. 2.3)
- Se efectúa lo mismo para todas las estaciones que se encuentran dentro y en las proximidades de la zona de estudio.
- Para obtener el número de estaciones necesarias, sólo se dejan las curvas del índice de correlación antes prefijado, las cuales delimitan alrededor de cada estación la zona que no necesita de otra estación.

La segunda forma de aplicar el método es la siguiente:

Una vez seleccionadas las estaciones con sus respectivos períodos de registro, se fija una distancia máxima en cualquier dirección para obtener los índices de correlación y no manejar

SIMBOLOGIA

ESTACION PLUVIOMETRICA ——— •
INDICE DE CORRELACION ——— 0.68
CURVA DE ISOCORRELACION ——— 0.70

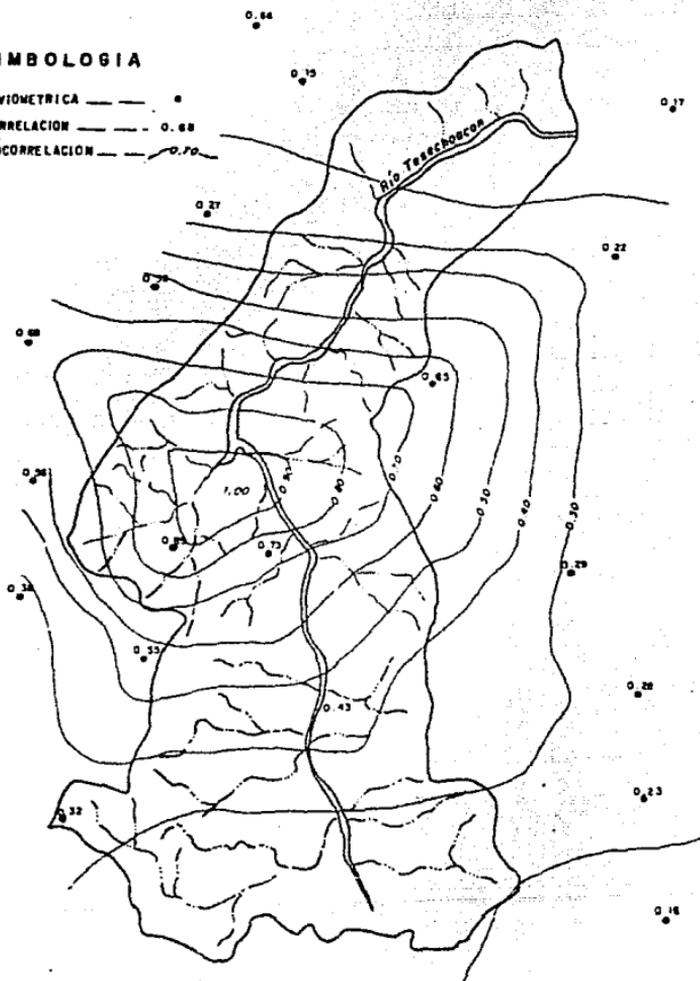


FIG. 2.3 CURVAS DE ISOCORRELACION

demasiadas estaciones.

- Se obtienen los índices de correlación entre una estación central y las restantes, utilizando sólo las que se encuentran dentro de la distancia fijada.
- Se grafican los índices obtenidos con las distancias correspondientes entre las estaciones utilizadas.
- Obteniéndose de esta gráfica la distancia correspondiente al índice de correlación prefijado.
- Con esta distancia, para cada estación se dibuja un círculo dentro del cual no es necesario tener otra estación.
- Lo anterior se realiza para todas las estaciones de medición.

La forma de las curvas de isocorrelación lleva implícitamente varios factores meteorológicos (tamaño y forma de tormenta, dirección de la humedad atmosférica, topografía, etc.).

- Criterio de Eagleson*

Toma en cuenta el gasto máximo que origina la variación de la lluvia en el espacio y en el tiempo.

El criterio de Eagleson se basa en la teoría del hidrograma unitario/instantáneo HUI de una cuenca y la precipitación que cae en ella.

Se dice además que existe una contribución unitaria transversal que origina un

*Eagleson P.S. "Optimum Density of Rainfall Networks" Water Resources Research, Vol. 3, Nº 4

gasto unitario.

Como el desarrollo de este criterio es muy complicado y sale fuera del objetivo de este trabajo, a continuación se presenta sólo la forma práctica de utilizarlo:

- a) Se idealiza la cuenca en análisis como se indica en la fig. 2.4
- b) Se calculan los parámetros λ y β como:

$$\lambda = \frac{L_c}{2L_s}$$

$$\beta = \frac{L_s}{r_o}$$

donde:

L_c Ancho de la cuenca

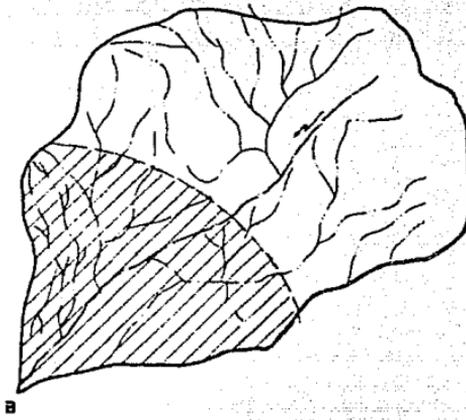
L_s Longitud de la cuenca

r_o Radio de la tormenta

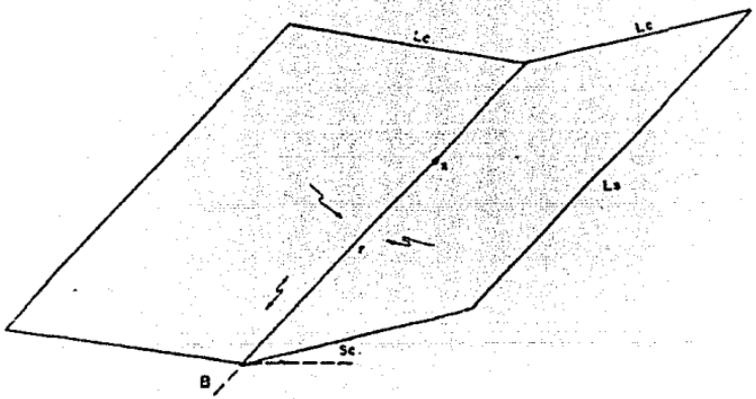
- c) Se especifica si la tormenta es ciclónica o convectiva.
- d) Se propone un porcentaje de error E en la exactitud de la predicción
- e) Haciendo uso de la fig. 2.5 se calculan los valores de las siguientes relaciones:

$$\frac{2G}{\lambda\beta} \quad \text{si } \beta \geq 2$$

$$\frac{G}{\lambda} \quad \text{si } \beta < 2$$



a) CUENCA NATURAL



b) CUENCA SIMPLIFICADA

FIG. 2.4 IDEALIZACION DE LA CUENCA
CRITERIO DE EAGLESOM

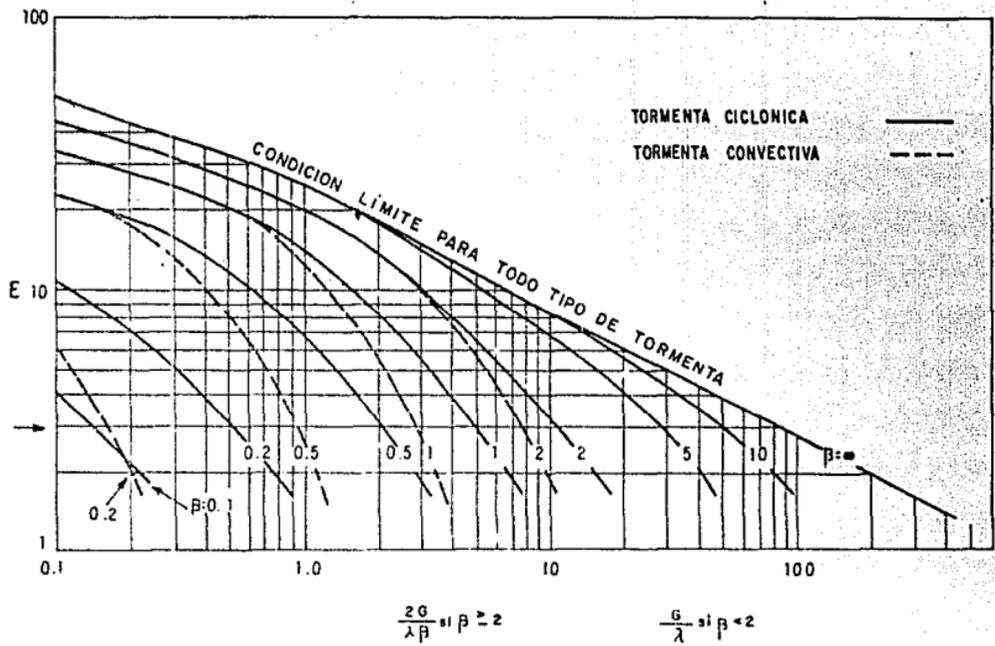


FIG. 2.5 NUMERO DE ESTACIONES PARA PREDICION DE AVENIDAS
 CRITERIO DE EAGLESON

- f) Se determina el número de estaciones de registro igualmente espaciadas G regidas para la medición de la lluvia.

II.1.2 Red hidrométrica

La red hidrométrica mide el escurrimiento que se presenta en diversos sitios de la cuenca producida por la acción de la lluvia. Existen varias formas de cuantificar el escurrimiento las cuales se verán más adelante.

El diseño consiste en la selección de los puntos para la colocación de las estaciones hidrométricas. Dicha selección se hace como sigue:

- a) Una vez determinada la línea llamada isócrona mencionada en el inciso II.1, se procede a la colocación de los limnigrafos
- b) Se colocan en los afluentes más importantes; en la salida de la subcuenca, cuando dicha salida se encuentre aguas arriba de la isócrona, o en los linderos de ésta cuando se encuentre agua abajo. (fig. 2.1).

Se recomienda, según la experiencia práctica obtenida, que no se deben colocar limnigrafos en puntos que controlen áreas menores de 1.000 km².

II.2 Red telemétrica

Una red telemétrica es el conjunto de enlaces que llevan la información hidrométrica y climatológica medida en sitios lejanos hasta un sitio donde se concentra y se procesa.

La transmisión se realiza por radio y por lo general es automática ya que en los sitios indicados para la medición de datos no se cuenta con energía eléctrica

ca, ni teléfono y sólo se realizan visitas esporádicas. El equipo utilizado debe ser confiable y de poco consumo de energía.

II.2.1 Composición de la red.

El sistema se compone de un serie de estaciones remotas, estaciones repetidoras y un puesto central de registro.

Estaciones remotas. En ellas, se adquiere toda la información de datos hidrológicos para posteriormente ser enviada hacia las estaciones repetidoras o al puesto central de registro. La información se recoge mediante transductores automáticos. Por lo regular se utilizan celdas solares ya que el consumo de energía en estos equipos es mínimo. En las fig. 2.6 y 2.7 se presentan estaciones típicas para la recolección y transmisión de la información.

Estaciones repetidoras. Cuando por algún motivo no se puede transmitir la información recabada en la estación remota directamente al puesto central de registro, es necesaria la instalación de estaciones repetidoras, en donde llega la información procedente de una o de varias estaciones, por lo que hay la necesidad de diseñar un sistema de identificación el cual permita enviar varias señales por un mismo canal sin que éstas se confundan y que al llegar al puesto central de registro se puedan analizar y filtrar para separar la información correspondiente a cada estación.

Puesto central de registro. En él, se reciben, registran y procesan los datos procedentes de la estación remota o de la estación repetidora. Cuenta con un equipo de recepción, codificación, control, registro y procesamiento.

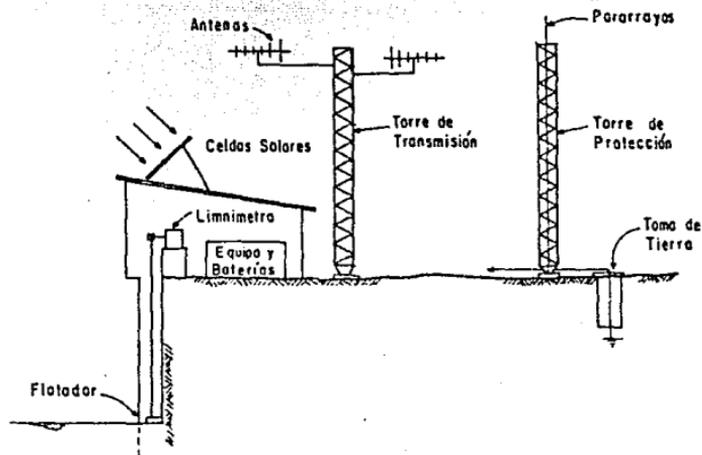


FIG. 2.6 ESTACION LIMNIMETRICA DE CAMPO

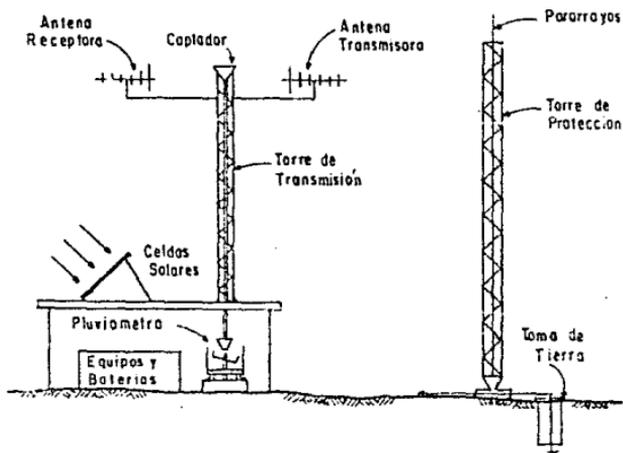


FIG. 2.7 ESTACION PLUVIOMETRICA DE CAMPO

II.2.2 Tipo de transmisión

El tipo de transmisión está en función del periodo de tiempo en que se necesita contar con información, por lo que se puede dividir en transmisión continua, intermitente periódica, información acumulada y por orden del puesto central de registro.

Transmisión continua. Como su nombre lo indica, el radio permanece funcionando continuamente, hay o no datos que transmitir, para que en cualquier momento el puesto central de registro pueda contar con ellos.

Transmisión intermitente periódica. Automáticamente o a control remoto, se enciende el transmisor cada determinado tiempo, transmitiéndose la información acumulada en el intervalo entre dos encendidos.

Transmisión de información acumulada. Al momento que la información acumulada llega a un límite, el transmisor se enciende automáticamente para enviar ésta, aquí los intervalos de tiempo son variables.

Transmisión por orden del puesto central de registro. El transmisor se enciende cuando lo ordena el puesto central debido a la necesidad de información.

Mientras menor sea el tiempo de encendido del equipo transmisor, más ahorro de energía eléctrica se tendrá y difícilmente se perderá información.

II.2.3 Diseño de la red

Para el diseño de la red telemétrica se realizan las siguientes actividades:

- a) Reconocimiento del sitio para obtener una idea general de las condiciones topográficas, identificándose sitios posibles para

la instalación de estaciones desde el punto de vista hidrológico como de comunicación.

- b) Se realizan trabajos topográficos con el fin de concretar puntos y posibles enlaces de la red telemétrica configurándose la red preliminarmente. A la vez con los puntos elegidos se construyen los perfiles topográficos.
- c) Seleccionar el equipo de recopilación, transmisión y captación de datos que se utilizará en la formación de la red, de acuerdo a la exactitud que se desee tener y a la inversión que se pueda llevar a cabo.
- d) Pedir autorización a las autoridades civiles para utilizar las frecuencias necesarias en los radios enlaces.
- e) Efectuar el diseño de la obra civil en las estaciones para proteger de la intemperie al equipo de la red.
- f) Fabricar los circuitos necesarios para entregar el equipo adquirido.
- g) Realizar pruebas de transmisión para confirmar los enlaces.

II.3 Modelos lluvia-escorrimento

Para formar un modelo lluvia-escorrimento es necesario primeramente conocer los principales parámetros que intervienen en él, como son la precipitación, las pérdidas y el escurrimiento. A continuación se hace una breve descripción de éstos.

Al evaporarse el agua en los océanos, el vapor es transportado por las masas de aire en movimiento, y al elevarse produce un enfriamiento que se traduce en la condensación y formación de pequeñas gotas que posteriormente originarán la precipitación en algún sitio.

La precipitación al caer sobre la superficie terrestre, proveniente de la atmósfera reconoce varios caminos, una parte es interceptada por la vegetación, retenida en las depresiones del terreno y finalmente devuelta a la atmósfera por medio de la evaporación y la evapotranspiración en las plantas, otra se infiltra hasta satisfacer primero la capacidad de humedecimiento del terreno y alimentar después a los acuíferos. Como la evaporación, evapotranspiración e infiltración son parámetros difíciles de valuar, debido a que la separación es problemática, se acostumbra tratarlos conjuntamente y considerarlos como "pérdidas".

La parte restante de las pérdidas que no puede ser almacenada por haberse excedido la capacidad de infiltración o retención del terreno y la capacidad de absorción de la vegetación da origen al escurrimiento superficial, el cual se desplaza por efecto de la gravedad hacia las partes bajas hasta llegar a los cauces de los arroyos y ríos.

Una vez conocidos los parámetros que forman un modelo lluvia-escurrimiento, el siguiente paso es conocer la forma de medición de éstos. La precipitación se mide generalmente en altura de lámina de agua, expresada en milímetros, tomando como hipótesis que ésta permaneciera en el lugar donde es medida. Los más importantes instrumentos que se utilizan para la medición de ésta son los pluviómetros y pluviógrafos. El pluviómetro únicamente proporciona la altura de precipitación total en un intervalo de tiempo, generalmente en nuestro país se

fija en 24 horas , mientras que el pluviógrafo registra la variación de la precipitación a través del tiempo. Ambos se encuentran expuestos a la intemperie, y recogen al producto de la lluvia mediante un recipiente cilíndrico abierto - en su parte superior. En la fig. 2.3 se muestra el esquema de un pluviómetro y un pluviógrafo, así como la forma en que se lleve el registro de este último.

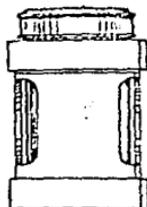
La valuación de las pérdidas es bastante complicada, ya que es necesario conocer el estado del suelo en el instante anterior a presentarse la avenida.

Existen varios criterios* para tratar de valuar dichas pérdidas, ya sea para diseño o para predicción, siendo entre otros el criterio del U.S. Soil Conservation Service y el utilizado en Gran Bretaña enfocados al primer caso, mientras que el criterio de Precipitación Antecedente (IPA) al segundo.

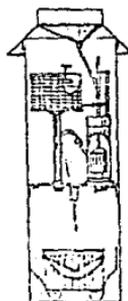
Loa anterior es aplicable al caso de cuencas aforadas, ya que donde no se cuenta con estaciones de aforo se valúa usando infiltrómetros, equipo que proporciona la velocidad de infiltración en el punto de medición, además se puede valuar también mediante la fórmula de HORTON y el método propuesto por el U. S. Soil Conservation Service. Sin embargo, los criterios mencionados anteriormente no toman en cuenta la variación de las pérdidas durante la tormenta.

Por último, para cuantificar el escurrimiento se afora la corriente en análisis en una sección dada; esto es, medir el volumen que pasa en la unidad de tiempo. Existen algunos procedimientos para realizar este aforo, como son: Secciones de control, relación sección-pendiente y relación sección-velocidad.

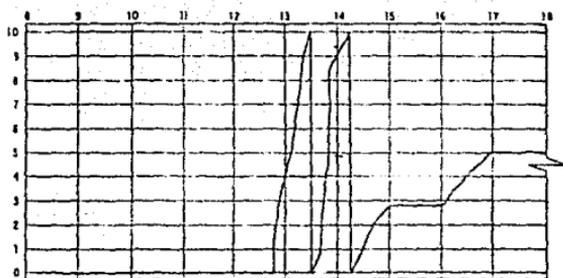
* Comisión Federal de Electricidad. "Manual de Diseño de Obras Civiles", Instituto de Investigaciones Eléctricas, México 1982, Vol. A. 1.4.



PLUVIOMETRO



PLUVIOGRAFO



REGISTRO DE PLUVIOGRAFO

FIG. 2.8 APARATOS PARA MEDICION DE LLUVIA

El método de relación sección - velocidad es de los más utilizados por su sencillez, ya que sólo se necesita conocer la velocidad y el área hidráulica de la sección. Para medir la velocidad se pueden utilizar flotadores o molinetes y para conocer la sección hidráulica asociada a diferentes tirantes de agua se puede emplear un limnómetro o bien un limnógrafo. El limnómetro mide la elevación a cada intervalo de tiempo, mientras que el limnógrafo lo hace de manera constante. En la fig. 2.9 se muestra dicho equipo.

Conocidos los parámetros antes mencionados se puede implementar un modelo lluvia - escurrimiento, cuyo objetivo principal será de predecir con anticipación la magnitud de las avenidas que se presentarán. Los escurrimientos serán producidos por una determinada tormenta que tendrá lugar en un momento dado y en una cierta área. La tormenta al convertirse en escurrimiento, se modificará debido a las pérdidas y las características fisiográficas de la zona.

II.3.1 Clasificación de los modelos

Desde tiempo atrás se han hecho intentos para correlacionar el escurrimiento con la lluvia, principal componente para la generación de éste.

En diversas partes del mundo se han tratado de implementar los modelos que van desde los más sencillos, fórmulas empíricas, hasta los más complicados, aquellos que tratan de simular el ciclo hidrológico mediante la aplicación de la computadora.

El modelo que se elija en un análisis hidrológico dependerá de la información topográfica e hidrometeorológica disponible y de la exactitud que se requiera en los resultados, ya que mientras más complicados más exactos, pero a la vez requieren información más precisa y detallada.

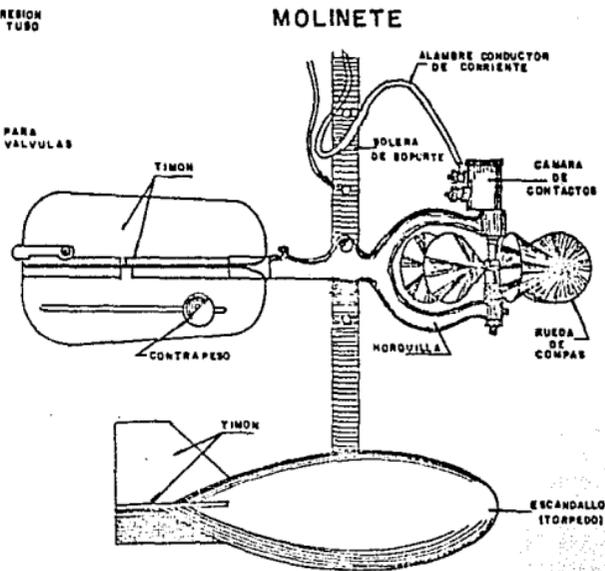
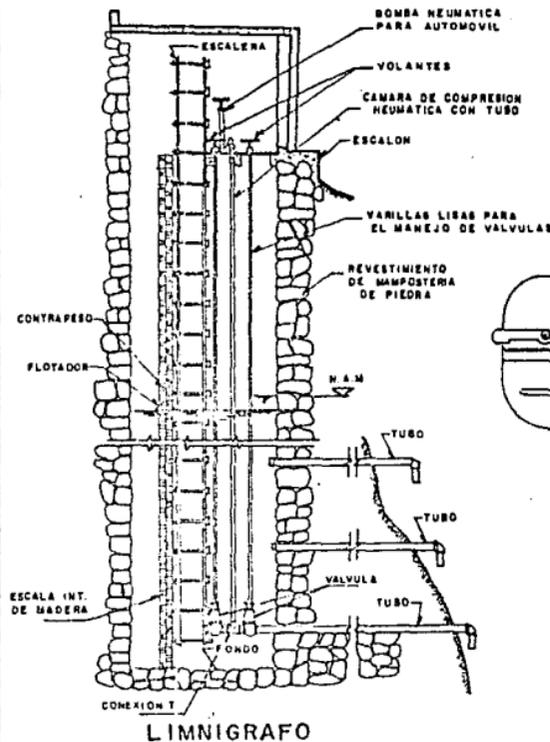


FIG. 2.9 APARATOS PARA MEDICION DE ESCURRIMIENTO

En base a esto, los modelos se pueden clasificar de acuerdo a la información que requieren en tres grupos:

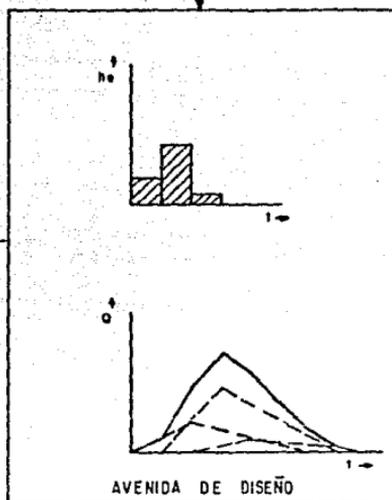
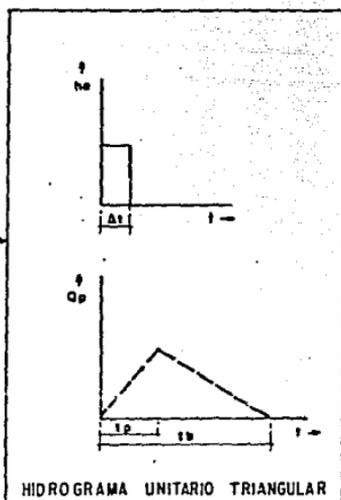
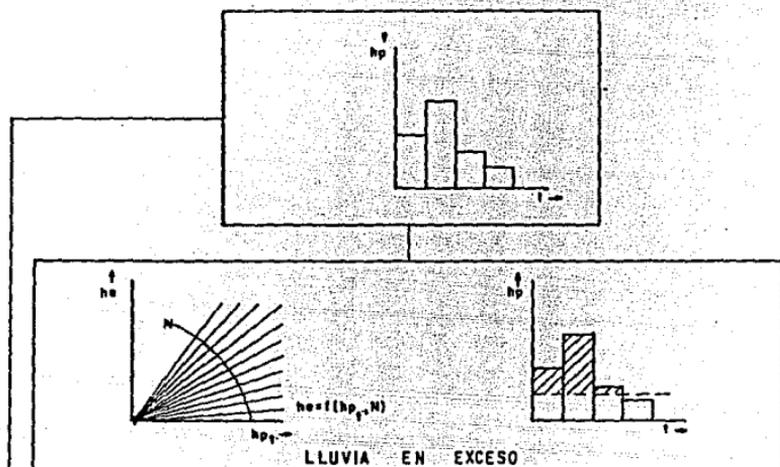
- a) Modelos empíricos
- b) Modelos lineales
- c) Modelos digitales o de computadora

En las figs 2.10, 2.11 y 2.12 se muestra de manera gráfica un ejemplo de los modelos mencionados. A continuación se hará la descripción de cada uno de ellos.

II.3.2 Modelos empíricos

Los modelos empíricos son aquellos que toman en cuenta solamente las características fisiográficas generales de la cuenca (área, longitud y pendiente del cauce) y la precipitación, para correlacionarlas con las características de las tormentas y de los hidrogramas del escurrimiento directo. Dichos modelos han surgido en diferentes partes del mundo y a la vez son aplicables en las cuencas donde no se cuenta con registro de escurrimiento, pero si de precipitación. En su aplicación puede haber error debido a la diferencia existente entre las cuencas y las tormentas para las cuales fueron calibrados y aquellas a las que se desean aplicar.

Estos métodos proporcionan como resultado el gasto máximo de la avenida, no así la forma de ésta, por lo que sólo se aplican para tener una idea aproximada de lo que posiblemente se presentará. Se pueden dividir en dos tipos: Métodos de envolventes y fórmulas empíricas; correspondiendo al primero relaciones en función solamente del tipo de cuenca, principalmente en el aspecto topográfico, mientras que en el segundo además se involucra la intensidad o la



**FIG. 2.10 EJEMPLO DE APLICACION DE UN MODELO EMPIRICO
RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO**

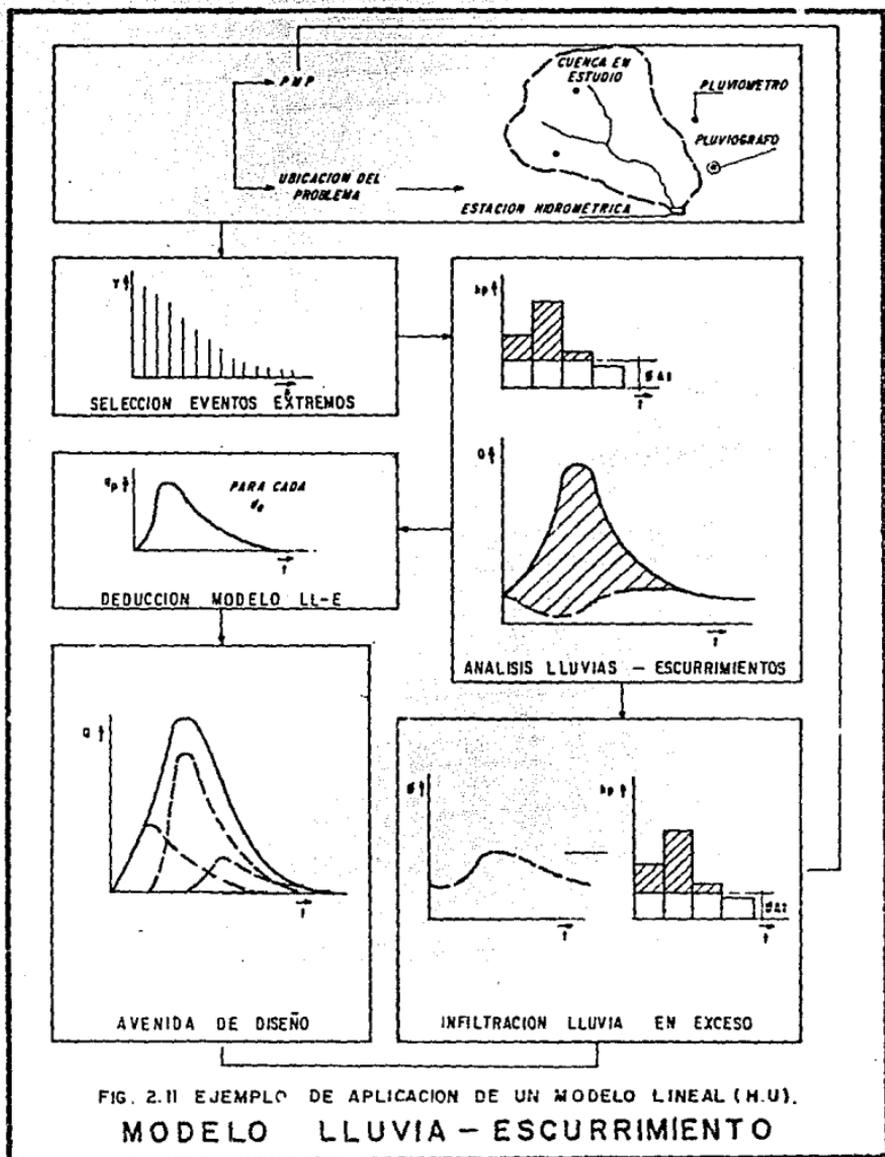


FIG. 2.11 EJEMPLO DE APLICACION DE UN MODELO LINEAL (M.U.).
 MODELO LLUVIA - ESCURRIMIENTO

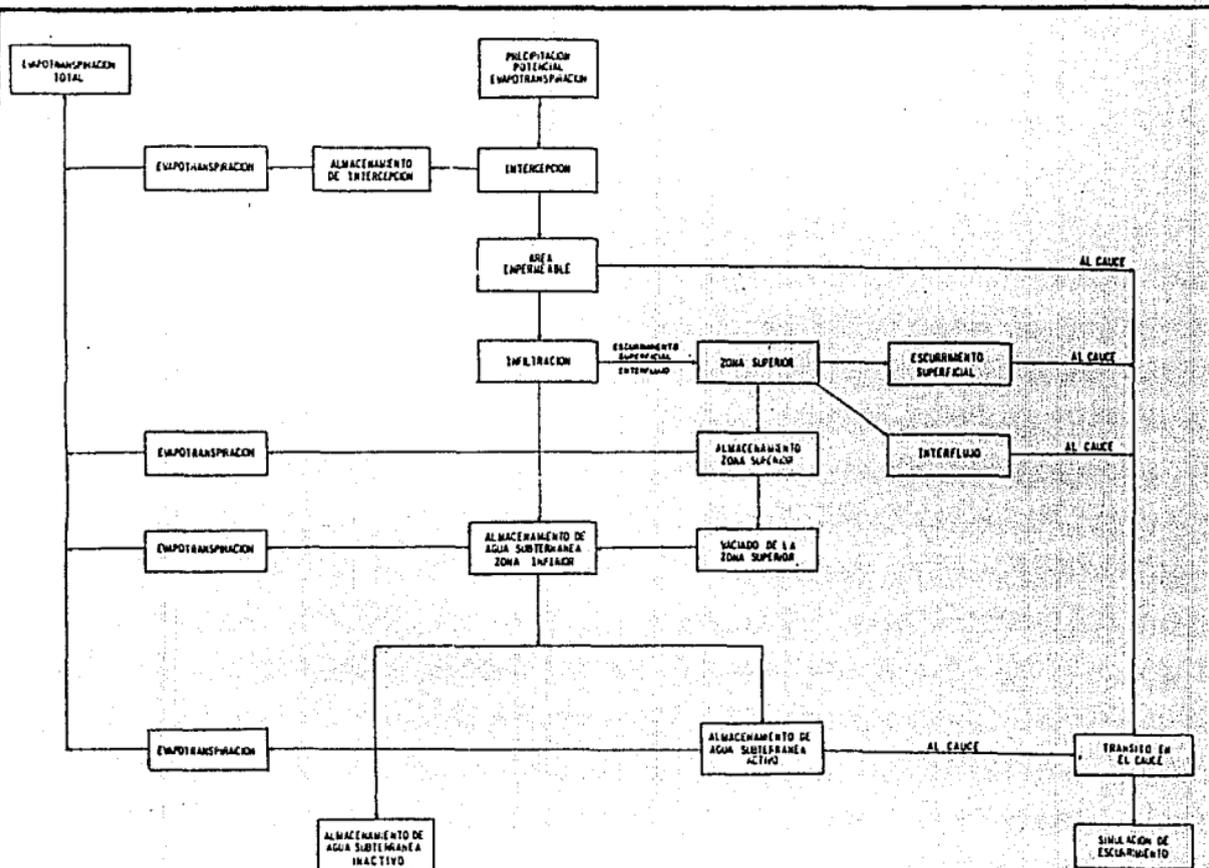


FIG. 212 EJEMPLO DE APLICACION DE UN MODELO DIGITAL
MODELO LLUVIA - ESCURRIMIENTO

altura de lluvia.

El parámetro "pérdidas" se trata mediante coeficientes de escurrimiento, los cuales fijan los porcentajes de escurrimiento y de infiltración.

Los métodos pertenecientes a este tipo no son muy precisos, ya que dichos coeficientes se consideran constantes, lo cual no es cierto porque al empezar a llover, la condición del suelo varía desde el humedecimiento hasta la saturación, además no necesariamente el suelo debe de estar seco al iniciarse la lluvia.

Para períodos de retorno grandes, las intensidades de lluvia no son muy confiables porque tienen que ser extrapoladas, esto se debe a que por lo general el período de registro de lluvia mediante un pluviógrafo oscila entre 5 y 15 años, lo que permite tener intensidades confiables para períodos de retorno de 15 a 45 años.

A continuación se describen algunos modelos pertenecientes a este tipo.

II.3.2.1 Método de la fórmula racional

Este método relaciona la intensidad de lluvia durante una tormenta con el gasto máximo generado por ésta, mediante la fórmula siguiente:

$$Q = 2.78 C i A \quad (2.3)$$

siendo

- Q Gasto máximo de la avenida en m^3
- C Coeficiente de escurrimiento en función de tipo y cobertura de suelo (tabla 2.1)

TABLA 2.1

CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO EN LA FORMULA RACIONAL*

DESIGNACION DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.	CARACTERÍSTICAS QUE PRODUCEN EL ESCURRIMIENTO			
	100 EXTREMO	75 ALTO	50 NORMAL	25 BAJO
Relieve	(40) Escarpado; terreno abrupto, con pendiente en promedio superior al 30%.	(30) Montañosa, con pendiente promedio de 10 a 30%.	(20) Lomera, con pendiente promedio de 5 a 10%.	(10) Superficie relativamente plana con pendiente promedio de 0 a 5%.
Infiltración en el Suelo	(20) Cubierta no efectiva, roca a suelta fina con capacidad de infiltración despreciable.	(15) Lento para infiltrar el agua, arcilla u otro suelo con capacidad de infiltración baja.	(10) Normal, capacidad de infiltración semejante a las de la pompa. 5 años limosas, profundas.	(5) Alto, arenas profundas en otro tipo de suelo que toma el agua rápidamente.
Cubierta Vegetal	(20) Cubierta de plantas con efecto de Intercepción. Cubierta llana o esparcida.	(15) De pobre a regular, cultivos nuevos, en tiempo de cosecha, o cubiertas pobres, menores al 10% de área de drenaje con buena cubierta.	(10) De regular a buena; aproximadamente el 30% del área de drenaje en pastizales, bosques o cubierta equivalente, no mayores al 50% en áreas de cosecha o cultivos nuevos.	(5) De buena a excelente; aproximadamente del 70% de áreas de drenaje en pastizales, bosques o cubierta equivalente.
Almacenaje Superficial	(20) Despreciable; pocas depresiones superficiales y poco profundas, corrientes escarpadas y pequeñas, sin estanques y pantanos.	(15) Baja; un sistema bien definido de pequeñas corrientes, sin estanques y pantanos.	(10) Normal, considerables depresiones superficiales de almacenaje; sistema de drenaje parecido a las áreas típicas de la pompa, lagos, estanques y pantanos menores al 2% del área de drenaje.	(5) Alto; grandes depresiones superficiales de almacenaje, sistemas de drenaje muy bien definidos, plano amplio de la avenida de almacenamiento o un gran número de lagos, pantanos o estanques.

*NOTA: Para obtener el coeficiente C en porcentaje, sumar de acuerdo con las características de la cuenca en estudio los cuatro valores entre paréntesis, correspondientes a cada columna y renglón.

1 intensidad de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, valuado mediante la expresión 2.1

A Area de la cuenca, en km^2

La fórmula se puede aplicar sólo a cuencas pequeñas, donde no existe almacenamiento en el cauce principal y supone que sólo escurre la porción C de la lluvia efectiva. Cuando la intensidad de lluvia es para $d = tc$, se garantiza que el volumen de lluvia efectiva que se precipita en la cuenca en un instante dado, es igual al que escurre a la salida de la cuenca. Al llegar a este equilibrio se presenta el gasto máximo.

11.3.2.2 Método del hidrograma unitario triangular

El método sirve para la obtención de la avenida producida por una tormenta dada (fig. 2.13) y se utiliza cuando la cuenca en estudio no dispone de control hidrométrico*.

Sus ecuaciones características son:

$$t_p = 0.5 t_c + \frac{\Delta t}{2} \quad (2.4)$$

$$Q_p = 0.556 \frac{h_e A}{n_{tp}} \quad (2.5)$$

$$t_b = n_{tp} \quad (2.6)$$

donde:

t_c Tiempo de concentración, en horas

Δt Intervalo de análisis, en horas

A Area de la cuenca, en km^2

h_e Lluvia en exceso, en mm

* Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas, Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH (1978)

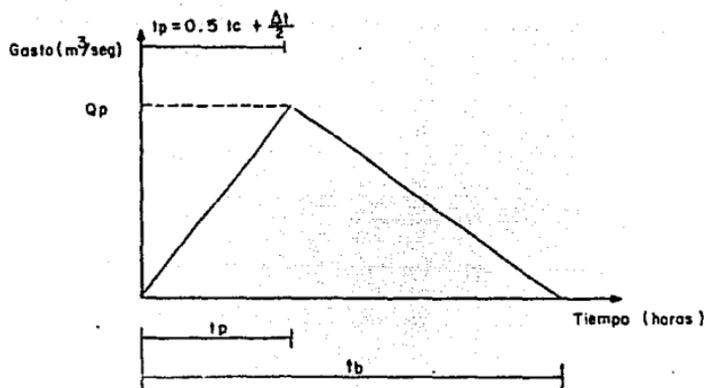
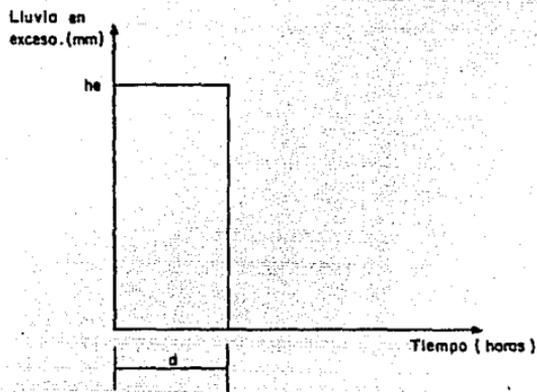


FIG. 2.13 HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

- n parámetro en función del área de la cuenca (fig. 2.14)
- Qp Gasto de pico, en m³/s
- tp Tiempo de pico, en horas
- tb Tiempo base, en horas

A su vez el tiempo de concentración se valúa según Chow* el área es hasta de 250 km² como:

$$t_c = 0.01 \left[\frac{L}{S} \right]^{0.64} \quad (2.7)$$

siendo:

- L Longitud del cauce principal, en m
- S Pendiente del cauce, en porcentaje
- t_c Tiempo de concentración, en horas

En la práctica se han obtenido resultados aceptables en la aplicación a áreas hasta de 3,000 km² por lo que se recomienda manejar este límite.

Si el área es mayor de 3,000 km² el tiempo de concentración se obtiene haciendo uso de la ecuación 2.1

Por otra parte, la lluvia en exceso se puede calcular como:

$$h_e = \frac{\left(h_p - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{h_p + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (2.8)$$

donde

- h_e Lluvia en exceso, en cm
- h_p Lluvia total, en cm

* Ven Te Chow, "Hydrologic Determination of Waterway Area for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins", Boletín No. 462, Universidad Illinois (1962).

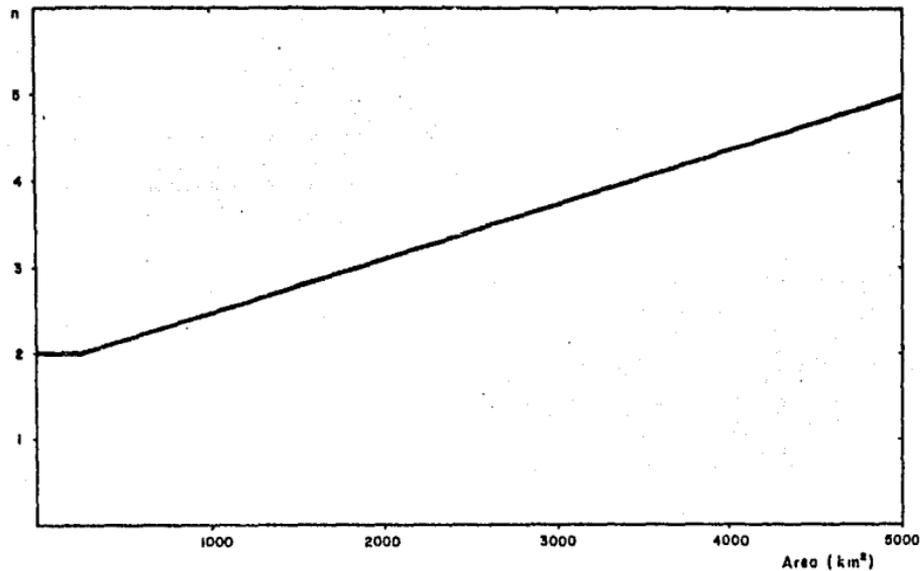


FIG. 2.14 VARIACION DEL PARAMETRO n EN FUNCION DEL AREA DE LA CUENCA

N Número de escurrimiento, en función del uso del suelo y las características de éste*, se valúa utilizando la tabla 2.2

Los suelos se clasifican en cuatro tipos, según afectan las características del material en el escurrimiento

TIPO "A" Potencial de escurrimiento mínimo. Arenas profundas con poco limo y arcilla y loess muy permeables.

TIPO "B" Suelos arenosos menos profundos y loess menos profundos o menos compactos que el tipo "A". El grupo en conjunto tiene una infiltración superior a la media después de su completo humedecimiento.

TIPO "C" Suelos poco profundos y los que contienen cantidades considerables de arcillas y coloides, aunque menos que los del tipo "D". El grupo tiene una infiltración inferior a la media después de la presaturación.

TIPO "D" (Potencial de escurrimiento máximo). Incluye principalmente arcillas con alto porcentaje de hufamiento, también incluye algunos suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Con el hietograma de la tormenta y el valor de la lluvia en exceso calculada se determina el índice de infiltración ó como:

* Ven Te Chow, "Hydrologic Determination of Waterway Area for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins", Boletín No. 462, Universidad de Illinois (1962)

TABLA 2.2

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Espárcido o baja transpiración	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Denso o alta transpiración	25	55	70	77
Cárminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy espárcido o baja transpiración	56	75	86	91
	Espárcido o baja transpiración	46	68	78	84
	Normal	38	60	70	76
	Denso o alta transpiración	26	52	62	69
	Muy denso o alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
	Cultivos de surco				
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 voleo) o potrero de rotación	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	8	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

$$h_e = \sum_{i=1}^n (h_{pi} - \phi) \Delta t \quad (2.9)$$

siendo en este caso

- h_{pi} Lluvia correspondiente al intervalo i del hietograma, en mm
- ϕ Índice de infiltración, en mm/hora
- n Número de intervalos

Observése que

$$h_p = \sum_{i=1}^n h_{pi}$$

Este análisis se efectúa con objeto de observar cual es la distribución de la lluvia en exceso en el hietograma de la tormenta.

Ya conocidas las características de la cuenca y de la lluvia en exceso, aplicando las ecuaciones del hidrograma unitario triangular se obtiene el hidrograma de la avenida, el cual puede ser como el mostrado en la fig. 2.15

Los métodos descritos a continuación pueden incluirse en el grupo de modelos lineales, ya que para su obtención se basaron en las relaciones lluvia-escorrimento mediante la utilización del hidrograma unitario instantáneo o el hidrograma unitario adimensional, y por lo tanto se dispuso de una o varias estaciones hidrométricas para su calibración, pero ya que son aplicables a cuencas sin control hidrométrico y sólo requieren de información climatológica y fisiográfica en su aplicación, se consideraron dentro del grupo de modelos empíricos. Se utilizan principalmente en cuencas pequeñas donde el escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan

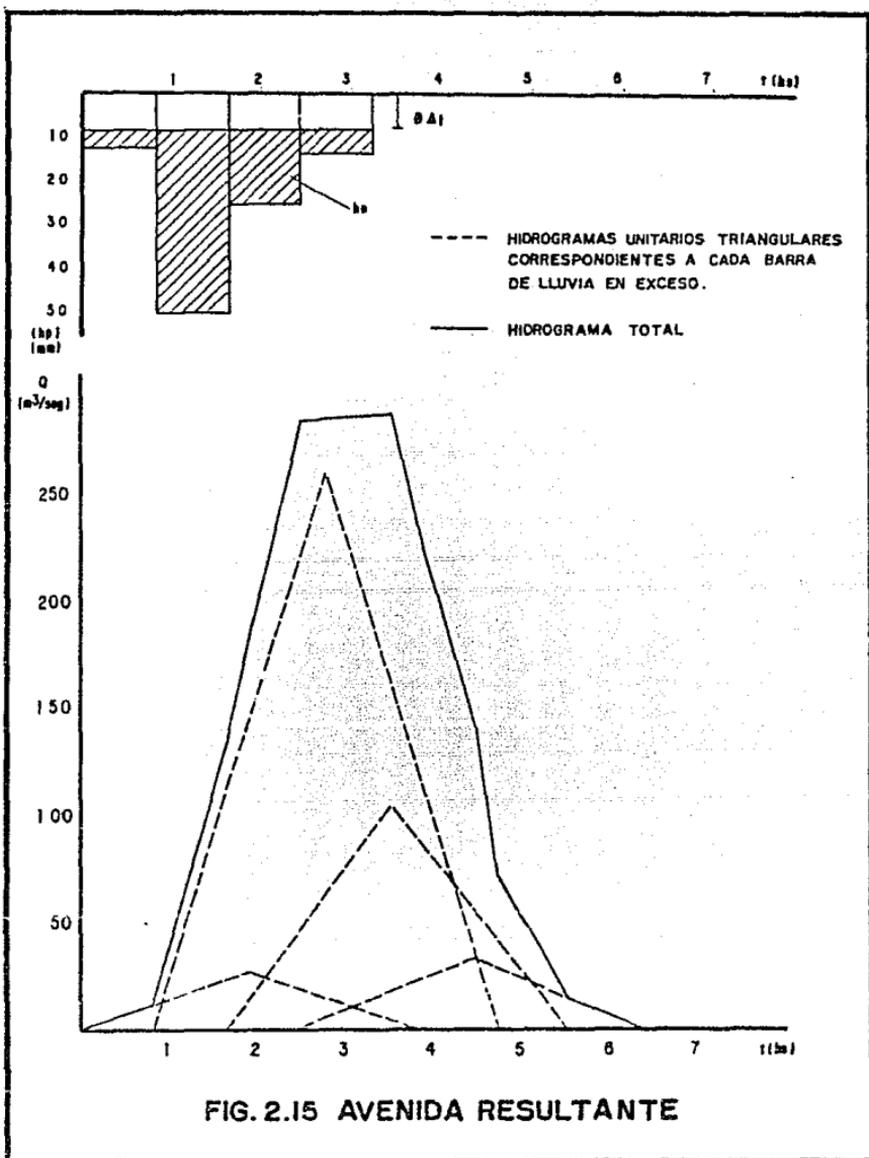


FIG. 2.15 AVENIDA RESULTANTE

las características fisiográficas del suelo con respecto del cauce.

II.3.2.3 Método de Chow

El método de Chow calcula el gasto máximo a presentarse para un cierto periodo de retorno y se basa en el concepto del hidrograma unitario e hidrograma unitario sintético.

Según el concepto del hidrograma unitario, el gasto de pico Q se calcula como:

$$Q = U \times he \quad (2.10)$$

donde

U Ordenada máxima del hidrograma unitario
he Lluvia en exceso

Como el hidrograma unitario obtenido para la cuenca en análisis es debido a una lluvia de duración e intensidad dada, al presentarse una lluvia de la misma intensidad, pero de duración infinita, se tendrá un equilibrio en el escurrimiento igual a 2.78 A/d, originando una reducción Z en el pico del hidrograma (factor de reducción) valuada como:

$$Z = \frac{U \times d}{2.78 A} \quad (2.11)$$

por lo que la ec 2.10 se puede escribir como:

$$Q = \frac{2.78 AZ he}{d} \quad (2.12)$$

El valor de Z se puede calcular en función de la relación entre la duración d y el tiempo de retraso tr. El tiempo de retraso es el intervalo de tiempo me-

dido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico del hidrograma, fig. 2.16. Siendo t_p para un hidrograma unitario instantáneo HUI igual al tiempo de pico del hidrograma del escurrimiento. El tiempo t_p depende de la forma del hidrograma y de las características de la cuenca, para una cuenca pequeña y de configuración de drenaje simple se aproxima al tiempo de concentración. Chow encontró para su zona en estudio la fórmula siguiente:

$$t_p = 0.0050 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad (2.13)$$

siendo:

- L Longitud de recorrido, en m.
- S Pendiente del recorrido, en por ciento

Con el valor de t_p y d se obtiene Z mediante la fig. 2.17

El valor máximo que puede alcanzar d es el de $2 t_p$ ocasionando que Z sea igual a uno, al ocurrir esto se tiene una tormenta de duración igual a la utilizada para la obtención del hidrograma unitario. Si d sobrepasa dicho valor el gasto de pico se presentará antes de que termine la lluvia en exceso.

Por otra parte, al valor de 2.78 he/d Chow lo maneja mediante dos factores.

Al primero lo denomina factor de escurrimiento X e igual a:

$$X = he/d$$

donde:

- he Lluvia en exceso durante una tormenta de duración igual a t horas, calculada mediante las ecs. 2.8 ó 2.9. El cálculo se realiza en la estación base, donde se conoce la dis

tribución de la lluvia respecto al tiempo y donde es necesario contar con la lluvia efectiva a través de curvas intensidad de lluvia-duración de la tormenta-período de retorno*

Al segundo lo llama factor climático y lo valúa como:

$$Y = 2.78 \frac{hpm}{hp}$$

donde:

hpm Precipitación en la zona en estudio

hp Precipitación en la estación base

Este parámetro considera la distribución del escurrimiento y sirve para transportar la tormenta a la zona en estudio, ya que el gasto se calculará lejos de la estación base. Para pasar de hp a hpm Chow emplea un plano de isoyetas de lluvias diarias con período de retorno T igual a 50 años.

Finalmente, con los valores de X y Y el gasto vale:

$$Q = AXYZ \quad (2.14)$$

11.3.2.4 Método de I-pai Wu**

Este método se basa en el modelo lineal propuesto por Nash*** para la obtención de hidrogramas unitarios instantáneos.

El modelo asemeja una cuenca a un sistema de N recipientes lineales iguales colocados en serie y con el mismo coeficiente de almacenaje, considera que:

* Ch. O. Wisler y E.F. Brater, Hidrology, John Wiley & Sons, Nueva York (1963)

** I-Pai Wu, Design Hydrographs for Small Watersheds in Indiana, Journal of the Hydraulics Division ASCE, Vol. 89, No. HY 6 (Nov. 1963)

*** Ven Te Chow, Handbook of Applied Hydrology, McGraw Hill Book, Co. (1984)

a) Para un recipiente lineal se tiene

$$V = KQ \quad (2.15)$$

siendo

V Almacenaje

K Coeficiente de almacenaje

Q Gasto que sale

b) Para una entrada instantánea en un solo recipiente, el gasto que sale es

$$Q = \frac{2.78 V}{K} e^{-t/k} \quad (2.16)$$

c) Y para los N recipientes se tendrá

$$Q = \frac{2.78 V}{K} \frac{\left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k}}{(n)} \quad (2.17)$$

Los parámetros n y k determinan la forma del hidrograma instantáneo. Al aplicar la ecuación 2.15 a una cuenca natural se tiene:

$$V = he A$$

donde

he lluvia en exceso

A área de la cuenca

Sustituyendo en la ec. 2.17 la expresión anterior se obtiene:

$$Q = \frac{2.78 \text{ heA}}{K} \frac{(t/k)^{n-1} e^{-t/k}}{\Gamma(n)} \quad (2.18)$$

Si con la ec. 2.18 se obtiene el gasto máximo, para encontrar el tiempo para el cual se presenta este, bastará con derivarla e igualarla a cero, obteniendo:

$$t_m = (n - 1) k$$

A este tiempo generalmente se le denomina tiempo de pico, por lo que la ecuación 2.18 se transforma en

$$\frac{Q t_m}{A h e} = 2.78 (n-1) \frac{(t/k)^{n-1} e^{-t/k}}{\Gamma(n)} \quad (2.19)$$

si hacemos $R = \frac{t}{k} = \frac{t}{t_m} (n-1)$ podemos escribir

$$\frac{Q t_m}{A h e} = \frac{2.78 (n-1) R^{n-1} e^{-R}}{\Gamma(n)} \quad (2.20)$$

Esta es la ecuación general para los hidrogramas instantáneos empleada por el método, en donde el miembro de la derecha está en función de n y t , por lo que:

$$\frac{Q t_m}{A h e} = 2.78 f(n, t) \quad (2.21)$$

Si para $t = t_m$, $Q = Q_m$ se tiene:

$$\frac{Q_m t_m}{A h e} = 2.78 f(n, t_m) \quad (2.22)$$

Obteniendo el valor del miembro de la derecha como

$$f(n, t_m) = \frac{(n-1) R^{n-1} e^{-R}}{\Gamma(n)} \quad (2.23)$$

pero además si $R = \frac{t_m}{tm} (n-1) n^{-1}$

$$f(n, t_m) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{\Gamma(n)} \quad (2.24)$$

finalmente se tiene de la ecuación 2.22

$$Q_m = \frac{2.78 A h e}{t_m} f(n, t_m) \quad (2.25)$$

El valor de n depende de la curva de recesión de los hidrogramas de la cuenca, por lo que se puede correlacionar éste con la curva.

La curva se inicia desde el punto en donde la entrada superficial al cauce ce sa y el flujo se deriva totalmente del agua almacenada en el cauce. Si se di buja la curva de recesión en papel logarítmico, se puede determinar en ella un coeficiente de almacenamiento k_1 para intervalo de tiempo como:

$$k_1 = \frac{t_1 - t_0}{\ln \left[\frac{Q_0}{Q_1} \right]} \quad (2.25a)$$

Expresándola adimensionalmente se tiene:

$$\frac{k_1}{t_m} = \frac{t_1 - t_0}{t_m \ln \left(\frac{Q_0/Q_m}{Q_1/Q_m} \right)} \quad (2.25b)$$

I-Pai Wu dió solución gráfica a esta ecuación como se muestra en la fig. 2.18, no necesitándose conocer los gastos Q_0 y Q_1 en los tiempos t_0 y t_1 , respectivamente. Para utilizar la fig. 2.18 sólo se necesitan conocer los parámetros

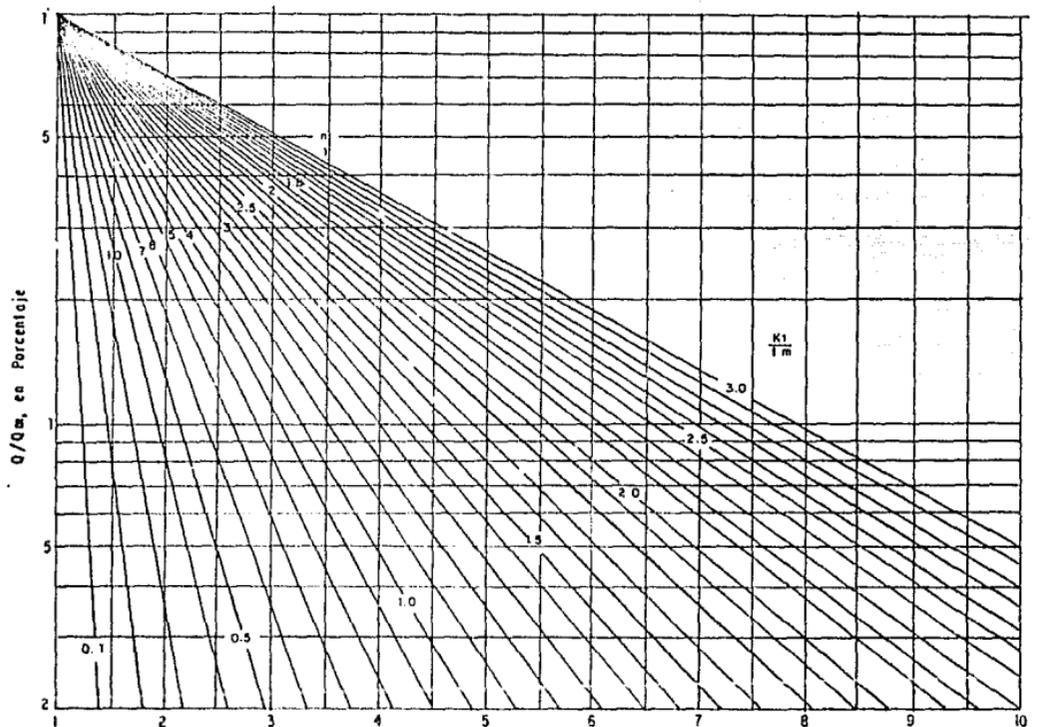


FIG. 2.18 RELACION ENTRE n y k_1/l_m

k_1 y t_m , los cuales son función de la forma de los hidrogramas (a la vez los hidrogramas representan las características fisiográficas de la cuenca). El autor del método hizo una serie de correlaciones llegando a:

$$t_m = 4,660 A^{1.085} L^{-1.233} S^{0.668} \quad (2.26)$$

$$K_1 = 19,300 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473} \quad (2.27)$$

Siendo A, L y S, el área de la cuenca, la longitud del cauce y la pendiente del cauce, respectivamente.

Una vez conocido n se calcula f (n, t_m) con la ec. 2.24 para posteriormente calcular el $Q_{m\acute{a}x}$ con la ec. 2.25

Finalmente con Q_m , t_m y n se obtiene la forma del hidrograma empleando los hidrogramas instantáneos adimensionales, los cuales se definen como una gráfica con ordenada Q/Q_m y abscisa t/t_m . La ecuación representativa es:

$$\frac{Q}{Q_m} = \left(\frac{t}{t_m} \right)^{n-1} \left[e^{-\left(\frac{t}{t_m}\right)^n} \right] \left(\frac{t}{t_m} - 1 \right) \quad (2.28)$$

Ecuación que relaciona a Q/Q_m con t/t_m para cualquier valor de n, relación que se presenta gráficamente en la fig. 2.19.

Para aplicar el método de Chow, es necesario obtener una fórmula para valuar el tiempo de retraso t_p de la zona en estudio, y sustituirla por la ec. 2.13, lo que implica además, calcular el tiempo de pico t_m , ya que se debe cumplir que

$$t_m = t_p + \frac{d}{2}$$

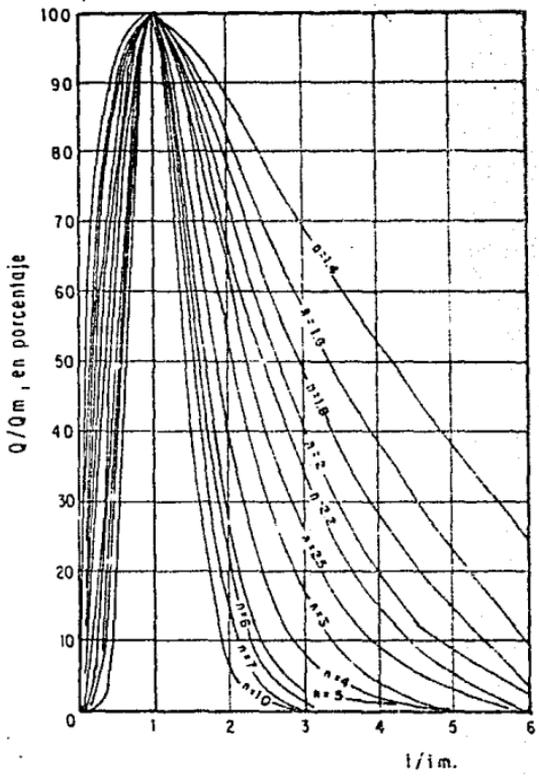


FIG. 2.19 HIDROGRAMA INSTANTANEO ADIMENSIONAL

La expresión para calcular t_m asociado a la zona en estudio se sustituye igualmente por la ecuación 2.26.

Con ayuda de la ec. 2.25a se puede obtener el valor de k , aplicable a la cuenca en estudio al aplicar el método de I-pai Wu.

II.3.3 Modelos lineales

Para la implementación y calibración de estos modelos, se requiere conocer de registros detallados simultáneos de la lluvia asociada a varias tormentas y del escurrimiento provocado por ellas, así como de las características físicas generales de la cuenca.

Se trata de hacer una relación entre las características de la tormenta en base a la lluvia a la que se le puede definir como entradas y las características del hidrograma producido por la tormenta a las cuales se les llama salidas. En esta relación se supone que la transformación de la lluvia en escurrimiento la produce la cuenca al tomar en cuenta los factores como son suelo, topografía, geología, etc.

Una vez calibrados, se pueden usar para cualquier lluvia aunque ésta sea variable en el tiempo.

La exactitud y confiabilidad de los resultados depende de la precisión con que esté calculada la lluvia media en el momento de llevarse a cabo la calibración.

II.3.3.1 Hidrograma unitario (HU)*

El HU para una cuenca se define como el hidrograma del escurrimiento directo

*L.K. Sherman "Stream Flow from Rainfall by the Unit Hydrograph Method". Engineering News Record Vol. 108 (1932) (pp 501-105)

resultante de un milímetro de lluvia en exceso, generado uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad uniforme durante un período específico de tiempo. A este volumen de escurrimiento directo podemos considerarlo unitario.

El método de HU permite relacionar la lluvia a través de su distribución respecto al tiempo con el escurrimiento generado por ésta en una cuenca dada.

Para poder ampliar el método, es necesario contar con una estación de aforos y al menos una estación pluviográfica, ya que se pretende determinar el hidrograma del escurrimiento superficial en base a los pluviogramas que registran la lluvia que se presenta. También se requiere disponer de un período de registro continuo de escurrimiento y precipitación en la cuenca, que asegure que el análisis que se efectuará contenga la información completa y suficiente del fenómeno que se estudie.

El HU no es único para cualquier cuenca, ya que aunque las características físicas de las mismas permanecen iguales (forma, tamaño, pendiente, etc.), las características variables de las tormentas causan cambios en la forma de los hidrogramas resultantes. Anteriormente se mencionó que el HU contiene la unidad de escurrimiento, al aumentar o disminuir la duración de la lluvia, se ~~alarga~~ o reduce el tiempo base y reduce o aumenta el pico.

Teniendo en cuenta esto, se necesita disponer de un HU para cada duración de la lluvia, pero por sencillez se acepta trabajar con uno para un corto período de lluvia y posteriormente desarrollar hidrogramas para tormentas de mayor duración.

Por otra parte, la forma del hidrograma resultante en una cuenca depende de donde se presente la lluvia, si es próximo a la salida de ésta o en el punto

más lejano. En el primer caso se tendrán ascensos bruscos y picos altos, no siendo así en el segundo. Por lo cual el HU se recomienda usarse en cuencas pequeñas para que no se tengan grandes cambios en la forma del hidrograma. El tamaño de la cuenca estará en función de la precisión deseada en los resultados y de las características climatológicas de la región, en la práctica ha sido usado en cuencas hasta de 5000 km² con resultados satisfactorios.

Además, al contener el HU la unidad de escurrimiento directo de una tormenta de duración dada, para una tormenta de la misma duración, pero de cantidad de escurrimiento diferente, el hidrograma resultante tendrá el mismo tiempo base, pero las ordenadas serán proporcionales al volumen de escurrimiento. La intensidad de la lluvia también produce modificaciones en la forma de los hidrogramas resultantes al combinarse ésta con el tamaño de la cuenca en la que se presenta el análisis.

En base a lo anterior, el HU se basa en las siguientes hipótesis:

- La lluvia en exceso está distribuida uniformemente en toda su duración y sobre el área de la cuenca.
- El tiempo base de duración del hidrograma del escurrimiento directo, debido a una lluvia en exceso de duración unitaria es constante.
- Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimiento directos de un tiempo base común son directamente proporcionales a la cantidad total de escurrimiento.
- Para una cuenca, en la forma de su HU están integradas todas las características físicas de ésta.

- Es válida la superposición de causas y efectos.

Lo anterior, tiende a satisfacerse en cuencas pequeñas y con tormentas de corta duración y gran intensidad.

Deducción del HU de una tormenta aislada. Para deducir el HU se realiza lo siguiente:

- Analizar el hidrograma de escurrimiento total, separado el escurrimiento directo del escurrimiento base.
- Determinar el volumen del escurrimiento directo, el cual es igual al área bajo la curva, o bien calculado mediante:

$$Ve = \sum_{i=1}^n Q_i \Delta t \quad (2.29)$$

en donde

Q_i Gasto medio del escurrimiento directo en el intervalo de tiempo Δt , en m³/s

n Número de intervalos de tiempo en los que se subdivide el tiempo base del hidrograma
 T_b ; $\Delta t = T_b/n$, en s

Ve Volumen de escurrimiento directo, en m³

- Para obtener las ordenadas de HU se dividen las coordenadas del hidrograma del escurrimiento directo entre la altura de lluvia en exceso h_e , la cual se deduce como:

$$h_e = \frac{Ve}{A} \quad (2.30)$$

siendo

A Area de la cuenca, en m^2

he Lluvia en exceso, en m

- d) Se calcula la duración de la lluvia en exceso que produce el escurrimiento y para el cual el HU que se está deduciendo es aplicable. Para ello, de acuerdo con he se obtiene el índice de infiltración aplicando la ecuación 2.9
- e) Dado que el HU acepta que la lluvia en exceso es uniforme en toda su duración, si al deducir ϕ de un hietograma resulta que la lluvia en exceso no lo es para los intervalos de tiempo analizados, se rehace el cálculo antes indicado, de acuerdo con el inciso siguiente. Si la diferencia es menor del 20% se acepta que la lluvia está uniforme distribuida en toda su duración en exceso.
- f) Análogamente si dentro de la variación del hietograma existe una diferencia igual o superior al 80% de la total, se considera que la lluvia es uniforme pero con una duración en exceso igual al tiempo del intervalo donde ocurre este valor.

Para mayor precisión, se promedian los HU de varias tormentas para una misma duración de la lluvia en exceso, tomando en cuenta sólo los promedios de los gastos máximos y el de sus tiempos, asegurando así que el máximo medio sea superior a cualquier máximo individual.

Duración del HU de una tormenta variable. Se considera una tormenta variable cuando al procesarla de acuerdo a lo indicado en el inciso (e) resulta que su

lluvia en exceso es variable en el tiempo.

En ese caso, se considera que en realidad la avenida había sido producida por una sucesión de tormentas con duración en exceso constante e iguales al intervalo de análisis. Esto se muestra en forma esquemática en la fig. 2.20.

Por el principio de linealidad del HU, se puede plantear la relación existente de los períodos de tiempo a intervalos constantes entre el HU para obtener la lluvia y el hidrograma de la tormenta.

Esta relación es:

$$j = n - i + 1 \quad (2.31)$$

donde

- j número de ordenadas del hidrograma unitario
- i número de intervalos de lluvia en exceso
- n número de ordenadas del hidrograma de la tormenta

De esta manera la interrelación entre la lluvia, el hidrograma unitario y el hidrograma producido por la tormenta, se puede indicar en forma matricial como:

$$\underline{H} \underline{U} = \underline{Q} \quad (2.32)$$

donde

- \underline{H} matriz de las alturas de lluvia en exceso
- \underline{U} matriz de las ordenadas del hidrograma unitario
- \underline{Q} matriz del hidrograma de la avenida en estudio

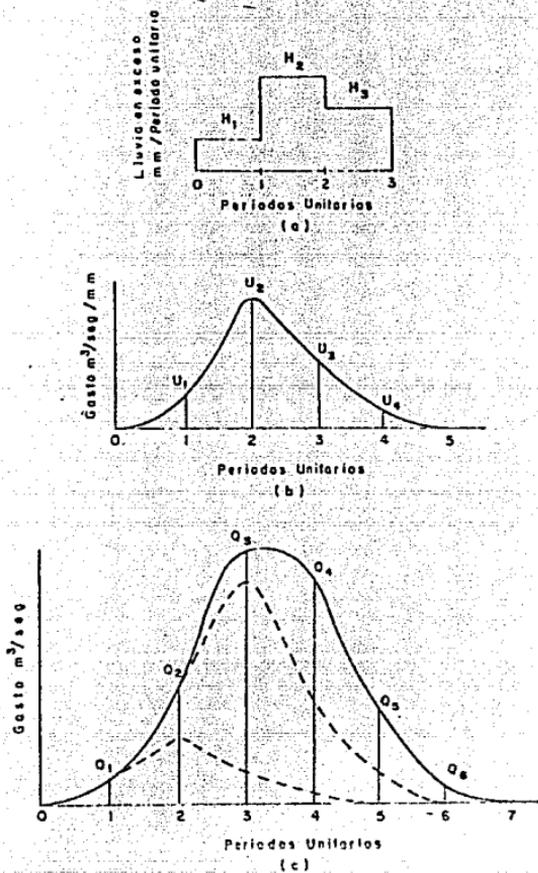


FIG. 2.20 CRITERIO PARA EL ANALISIS DE UN HIDROGRAMA
 (a) Lluvia en exceso.
 (b) Hidrograma unitario
 (c) Hidrograma del escurrimiento directo

De acuerdo con la fig. 2.20 las matrices de la ec. 2.32 se pueden escribir como:

$$\underline{H} = \begin{bmatrix} H_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ H_2 & H & 0 & 0 & 0 & 0 \\ H_3 & H_2 & H_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & H_3 & H_2 & H_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & H_3 & H_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & H_3 & C & 0 \end{bmatrix}$$

$$\underline{U} = \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \\ U_4 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\underline{Q} = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ U_4 \\ Q_5 \\ Q_6 \end{bmatrix}$$

En este caso $i = 3$, $n = 6$ y $j = 4$ (ec. 2.31).

Con este planteamiento se deduce el hidrograma unitario resultante.

Para ello se utilizó la matriz transpuesta de las precipitaciones, formando-se una matriz cuadrada. De esta manera:

$$H^T H U = H^T Q \quad (2.33)$$

y la solución para la matriz del hidrograma es:

$$U = (H^T H)^{-1} H^T Q \quad (2.34)$$

La solución del hidrograma unitario obtenido en esta forma no siempre es exacta, dado que el comportamiento del fenómeno no necesariamente satisface las hipótesis de la teoría, por lo que para minimizar el error entre el hidrograma obtenido a partir del hidrograma unitario deducido en la solución de la ec. 2.34 se puede utilizar el criterio de Newton y Vinyard*.

a) Criterio de Newton y Vinyard

Involucra un ajuste por mínimos cuadrados a fin de minimizar posibles errores en la estimación inicial de la distribución en tiempo de la precipitación en exceso.

La ec. 2.32 se modifica agregando el vector de términos de error E.

$$(U) H + E = (U) H + (U) E + Q \quad (2.35)$$

siendo $(U) H = \hat{Q}$ la matriz de los gastos calculados sin considerar el error y Q la matriz de los gastos reales.

Con ello de la ec. 2.35

$$\hat{Q} + (U) E = Q \quad (2.36)$$

* D.W. Newton y J.W. Vinyard "Computer-Determined Unit Hydrograph From Floods" Journal of the Hydraulics Division ASCE, pp 219-235 (Septiembre 1967)

$$U^T (U) E = [Q - \hat{Q}] U^T \quad (2.37)$$

De acuerdo al desarrollo de la ec. 2.36 se deduce que

$$E = [(U)^T (U)]^{-1} (U)^T [Q - \hat{Q}] \quad (2.38)$$

Este vector de las componentes del error corrigen o cambian la lluvia en exceso, lo cual se puede deber a tres causas posibles.

1. La distribución en tiempo puede estar incorrecta debido a registros inadecuados de lluvia o a errores en la estimación de la precipitación en exceso.
2. La teoría del HU puede no ser la más adecuada
3. La duración del HU puede ser demasiado larga para reflejar la respuesta de la cuenca adecuada al cambio del escurrimiento en el tiempo.

Los HU deducidos y ajustados hasta aquí, sólo servirán para tormentas que tengan la misma duración de la lluvia en exceso.

Dado que se requiere disponer de un modelo lluvia-escurrimiento para usarlo para tormentas con duración en exceso diferente de la empleada, se deberá ajustar el HU. Con tal objeto, se usa el hidrograma S, también conocido como curva S, el cual es producido por una lluvia en exceso, continua y constante para un periodo indefinido. La curva toma una forma de S deformada y sus ordenadas, a la larga, se aproximan a la cantidad de lluvia en exceso, ya sea como un límite o como un tiempo de equilibrio.

El hidrograma S se deduce sumando una serie de HU, idénticos, espaciados a un

intervalo igual a la duración de la lluvia en exceso, mismo de la que fueron deducidos.

Una vez que se ha construido el hidrograma S, el HU puede deducirse para cualquier duración, desplazando la posición del hidrograma S para un periodo igual a la duración deseada de t_0 horas, se tendrá hidrograma S desplazado. La diferencia entre las ordenadas del hidrograma S original y el desplazado, divididas entre t_0/d_e , serán las ordenadas del HU, correspondiente a una duración en exceso de t_0 horas, d_e es la duración de exceso del HU, que sirvió para construir la curva S.

La teoría del HU, ha originado técnicas más depuradas como las del HU instantáneo y del HU sintético.

II.3.3.2 Hidrograma unitario instantáneo (HUI)

A fin de disponer de una respuesta independiente de la duración de la tormenta, conviene utilizar el HUI, el cual corresponde al HU cuando la duración de la tormenta tiende a cero.

Para deducir el HUI se parte de la curva S que de acuerdo con el inciso anterior vale

$$S(t) = T [u(T, t) + u(T, t - T) + u(T, t - 2T) \dots] \quad (2.39)$$

siendo

$$u = [u(T, t)] \text{ las ordenadas del HU para una duración en exceso } T.$$

En la ec. 2.39 se considera que T se aproxima a cero, con lo cual:

$$S(t) = \int_0^t u(o, t) dt \quad (2.40)$$

siendo

$u(o, t)$ el HUI.

Con ello se implementa el HUI con apoyo en la curva S a fin de disponer de una respuesta unitaria a través del HU, valuado como:

$$u(T, t) = \frac{1}{T} \int_{t-T}^t u(o, t) dt \quad (2.41)$$

II.3.3.3 Hidrograma Unitario Sintético* (HUS)

El HUS se utiliza en cuencas donde no se cuenta con registros hidrométricos, siendo por lo tanto imposible construir hidrogramas unitarios.

Para deducir el HUI de dichas cuencas se hace una extrapolación de los HUI deducidos de subcuencas con control hidrométrico, considerando que el HUI se puede expresar como:

$$u(o, t) = \frac{1}{K \Gamma(n)} e^{-t/k} (t/k)^{n-1} \quad (2.42)$$

con lo cual

$$s(t) = \frac{1}{\Gamma(n)} \int_0^t e^{-t/k} (t/k)^{n-1} dt \quad (2.43)$$

y por lo tanto

$$s(t) = f(n, t/k)$$

* F.F. Snyder "Synthetic Unit Hydrographs, Trans. Am. Geophys-Union Vo. 19 (1938) (pp 447-454)

La respuesta unitaria de una cuenca se obtiene de acuerdo en la expresión

$$u(T, t) = \frac{1}{T} [f(n, t/k) - f(n, (t - T)/k)] \quad (2.44)$$

siendo $f(n, t/k)$ la función gama incompleta.

La ventaja del criterio adoptado es que k y n son función de las características fisiográficas de la cuenca, permitiendo adecuar la ec. 2.43 a las cuencas sin aforo.

Una vez conocido los valores de k y n para la cuenca sin control hidrométrico, se puede calcular el HUI correspondiente de acuerdo con la ecuación 2.43, o bien, seguir la metodología expuesta en la descripción del método de I-pai Wu (inciso II.3.2.4) basado en esta teoría.

II.3.4 Modelos digitales o de computadora

Los modelos digitales tratan de hacer una simulación del ciclo hidrológico en las diversas fases que la componen como son: precipitación, escurrimiento superficial, subsuperficial y subterráneo, evaporación y transpiración.

Para la calibración de este tipo de modelos se necesita tener: registros confiables de la precipitación y del escurrimiento, información detallada de las características fisiográficas de la cuenca (topografía, geología, uso y cobertura del suelo) y la velocidad de infiltración en el suelo, siendo ésta variable en el tiempo. Estos modelos casi no son aplicables, ya que muy pocas cuencas en el mundo cuentan con la información requerida.

Son los más complicados que existen debido principalmente a que la valuación

de las "pérdidas" es difícil de hacerse, por lo que suelen ser tratadas como un parámetro calculado en base a las características del sitio en estudio.

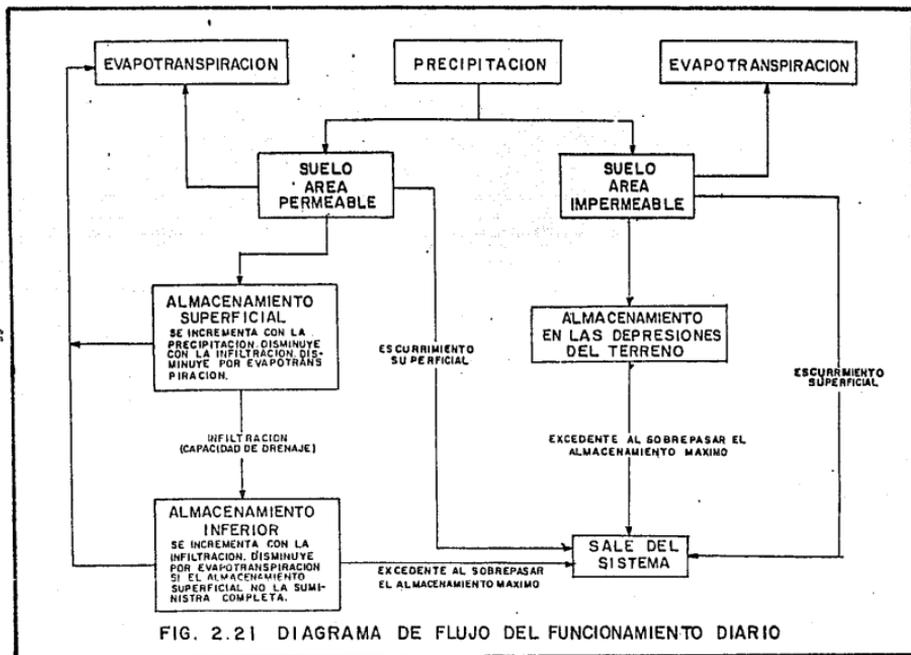
Dependiendo de la forma en que se lleve a cabo la calibración y de la confiabilidad de los datos con que se realice, será la precisión de los resultados que se obtengan. A continuación se describen brevemente dos modelos de esta clase, el modelo del Departamento de Estudios Geológicos de los Estados Unidos y el modelo Stanford.

II.3.4.1 Modelo del Departamento de Estudios Geológicos de los Estados Unidos (USGS)

El modelo hace la simulación del escurrimiento directo generado por una tormenta dada, resultando el hidrograma de éste. Consta de dos partes, la primera, realiza la simulación para intervalos de tiempo de 24 horas, mientras que la segunda la hace para intervalos Δt menores de 24 horas, calculando la variación de la humedad del suelo para $\Delta t/5$.

Enseguida se presenta la secuencia de cálculo para las partes del modelo. Funcionamiento diario (fig. 2.21).

- a) La superficie se divide en dos zonas; una impermeable y otra permeable con porcentaje X_1 y $(1-X_1)$ del área total respectivamente.
- b) El área impermeable se divide también en dos; una X_2 que contribuye al escurrimiento Q_1 inmediatamente y una $(1-X_2)$ que representa un almacenamiento DC debido a las depresiones locales en el terreno. Este almacenamiento contribuye al escurrimien-



to Q2 cuando la profundidad H es rebasada.

- c) El área permeable funciona como un vaso de almacenamiento con dos salidas, una hacia el subsuelo Q_{inf} y otra hacia los cauces Q_3 . Otra parte se almacena temporalmente Q_{alm} .

- d) Al caer una precipitación neta INC (precipitación menos evapotranspiración) sobre la cuenca, se tiene una contribución al escurrimiento Q_{esc} en las áreas mencionadas.

$$Q_{esc} = Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad (2.45)$$

- e) Q_1 se calcula multiplicando la lluvia por el área donde cae

$$Q_1 = INC \times X_1 \times X_2 \quad (2.46)$$

- f) Q_2 es el escurrimiento que procede del área impermeable una vez que se llenan las depresiones

$$Q_2 = 0 \quad \text{si } D_c \leq H \quad (2.47)$$

$$Q_2 = INC \times X_1 \times (1-X_2) \quad \text{si } D_c > H \quad (2.48)$$

siendo

H profundidad media de las depresiones del terreno

D_c Lámina media almacenada, se incrementa en INC cada intervalo de tiempo hasta que $D_c = H$

- g) Al llover en el área permeable, parte escurre, una se infiltra y otra se almacena, por lo que:

$$INC \times (1-X_1) = Q_3 + Q_{inf} + Q_{alm} \quad (2.49)$$

- h) Para el cálculo de Q_3 , se deben conocer los valores de Q_{inf} y Q_{alm} , los cuales están en función del almacenamiento superficial SMS y del almacenamiento inferior BMS con una máxima igual a BMSM.

El paso de uno a otro se realiza mediante la infiltración, la cual toma un valor máximo igual a la capacidad de drenaje DRN24. El almacenamiento máximo inferior y la capacidad de drenaje deben de determinarse para el sitio en estudio.

Funcionamiento para un intervalo Δt (fig. 2.22).

- i) En el área impermeable se tiene una contribución al escurrimiento hacia el cauce:

$$Q_4 = Q_1 + Q_2 \quad (2.50)$$

- j) Lo que escurre hacia el cauce procedente del área permeable está en función de la que se infiltre y de la que se almacene temporalmente como se mencionó en el inciso (g).

- k) La variable más difícil de medir es la infiltración, ya que se hace necesaria conocer las propiedades del suelo y su humedad antecedente durante todo el intervalo de simulación. Se valua mediante la fórmula de Philip* basada en la ley de Darcy que dice:

* Philip J. R. And Infiltration equation with Physical significance. Soil S. Soc. Am Proc. Vo. 77 pp. 153-157, 1954

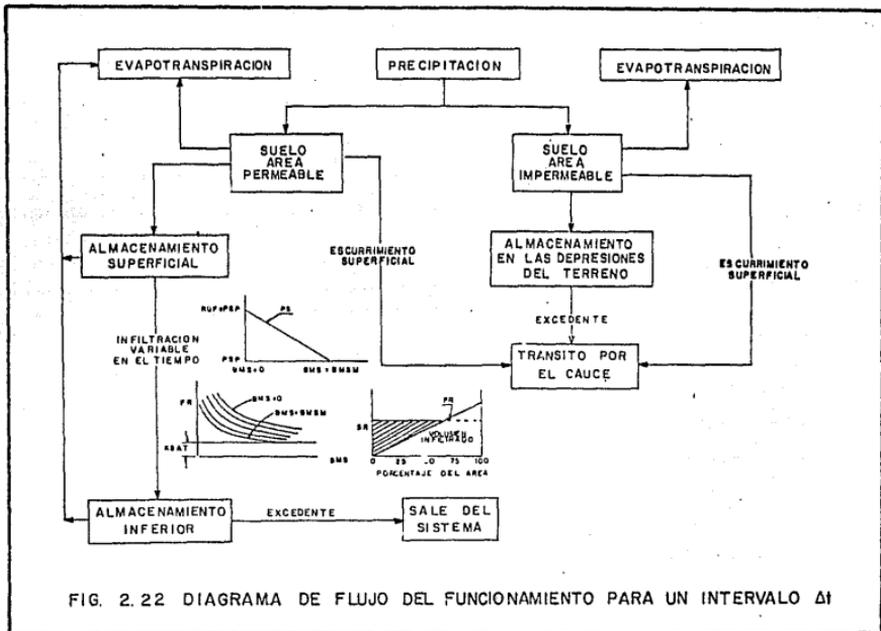


FIG. 2.22 DIAGRAMA DE FLUJO DEL FUNCIONAMIENTO PARA UN INTERVALO Δt

$$I = -K \frac{P}{W} + Z \quad (2.51)$$

siendo

I velocidad de flujo en el suelo

K coeficiente de permeabilidad

$\frac{P}{W} + Z$ Carga hidráulica total (H)

La ecuación de Philip supone a un suelo dividido en dos capas. Una capa superficial con un contenido de humedad M_0 , y que al pasar el agua por ésta, humedece un espesor de suelo X el cual llega a una humedad M. La velocidad de flujo a través de la columna húmeda es igual al valor de succión del suelo en el frente húmedo. Dicho valor es el de la absorción capilar que existe en un suelo no saturado y actúa moviendo la humedad a la parte seca de la capa de suelo. Debido a esto, la fórmula de Darcy para cualquier X indica que:

$$I = Kh \left(1 + \frac{P + H}{X} \right) \quad (2.52)$$

siendo

Kh conductividad capilar del suelo para la humedad

P capilaridad potencial en el frente húmedo

H profundidad de la lámina de agua

Al relacionar la infiltración con los almacenamientos en la capa radicular del suelo y del subsuelo para la velocidad de infiltración máxima, se obtiene la ecuación de Philip, la cual

queda como:

$$FR = KSAT \left(1 + \frac{PS}{SMS} \right) \quad (2.53)$$

donde

- FR velocidad de infiltración máxima en la cuenca
- KSAT conductividad del suelo saturado
- PS coeficiente de succión del suelo
- SMS almacenamiento superficial de humedad del suelo

Siendo KSAT y PS parámetros que caracterizan al suelo y SMS el almacenamiento en la cara superficial y por lo tanto variable en el tiempo. Si SMS = 0, se sustituye por la precipitación unitaria SR en ese intervalo.

El valor de PS tiene una variación lineal entre el punto de marchamiento permanente BMS = 0 y la capacidad de campo BMS = BMSM

Esta variación se define como:

$$PS = PSP \left[RGF - (RGF-1) \frac{BMS}{BMSM} \right] \quad (2.54)$$

siendo

- PSP succión en el frente húmedo para la capacidad de campo
- RGF rango de la succión en el frente húmedo y varía entre el punto de marchamiento y la capacidad de

campo

BMS almacenamiento base de humedad

BMSM almacenamiento máximo base de humedad

Con esto, se obtienen curvas que relacionan el almacenamiento superficial de humedad con el almacenamiento base de humedad y la velocidad de infiltración, siendo el valor mínimo de estas la velocidad de infiltración para un suelo saturado.

Una vez determinado el valor de la infiltración máxima FR, se obtiene la infiltración Qinf, suponiendo que la velocidad de infiltración es una variable aleatoria con distribución uniforme entre cero y FR.

- 1) Al relacionar el escurrimiento superficial con el almacenamiento temporal y con la infiltración, se puede obtener Q3 mediante las siguientes expresiones:

$$Q3 = \frac{SR^2}{(2 + FR)} \quad \text{si} \quad SR < FR \quad (2.55)$$

$$Q3 = SR - \frac{FR}{2} \quad \text{si} \quad SR \geq FR \quad (2.56)$$

- m) Haciendo uso de la ecuación 2.49 se calcula el volumen Qalm.
- n) El volumen total será:

$$Q5 = Q3 + Q4 \quad (2.57)$$

- o) Finalmente el volumen total se transita hasta el punto de interés por el método de Clark*.

II.3.4.2 Modelo de Simulación Stanford**

El modelo realiza la simulación completa del ciclo hidrológico, tomando en cuenta las entradas (precipitación y evapotranspiración potencial), las salidas (escurrimientos y evapotranspiración real) y el efecto que produce la cuenca para poder transformar a las entradas en salidas.

El agua que llega a la superficie del suelo proveniente de la precipitación sigue varios caminos, parte escurre sobre la superficie, dando origen al escurrimiento superficial, otra se infiltra al suelo formando el escurrimiento subsuperficial y el excedente pasa a formar parte de los acuíferos e incrementa el escurrimiento subterráneo que posteriormente da origen al escurrimiento base de los ríos. La evaporación, transpiración y evapotranspiración se presenta en los diversos caminos de recorrido del agua.

En el modelo se utilizan seis formas de almacenamiento, los cuales se muestran en la fig. 2.23 y se mencionan a continuación:

Almacenamiento de Intercepción

Se forma por la hojarasca y por el uso y cobertura del suelo en el momento de presentarse la precipitación, el agua cae al suelo al sobrepasar el punto máximo de almacenaje.

* C.O. Clark "Storage and the Unit Hydrograph" ASCE Transactions Paper No. 2261 (1943) (pp 1419-1488)

** Digital Simulation in Hydrology Stanford Watershed Model IV. Norman H. Crawford y Ray K Linsley.

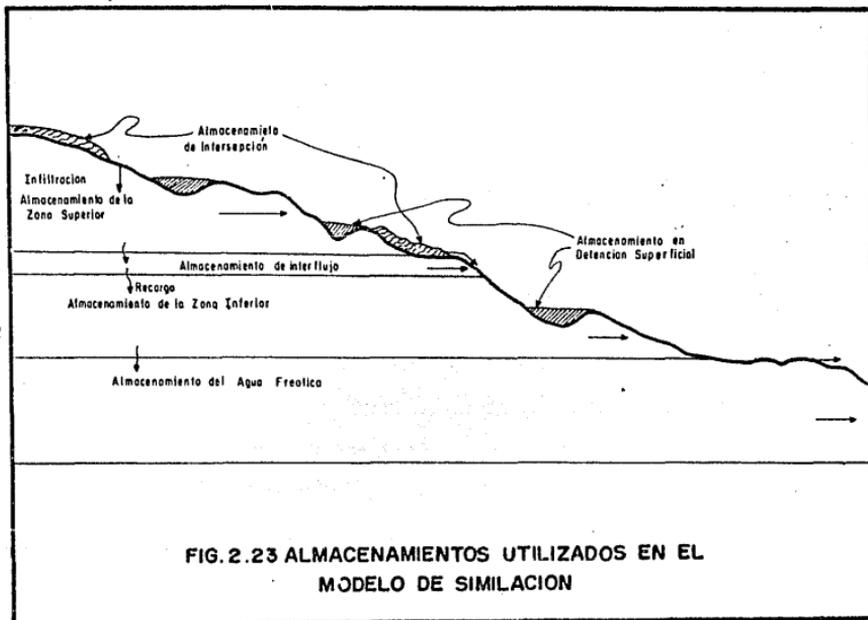


FIG. 2.23 ALMACENAMIENTOS UTILIZADOS EN EL MODELO DE SIMILACION

Almacenamiento de Detención Superficial

Ocurre gracias al relieve o topografía del suelo, el agua que llega a él proviene del almacenamiento de intercepción. Genera el escurrimiento superficial una vez que el agua no puede ser retenida. Se presenta en suelos impermeables.

Almacenamiento de la Zona Superior

Simula la respuesta inicial de la cuenca a la precipitación y es importante cuando se presentan tormentas pequeñas y en las primeras horas de las grandes, controlando el escurrimiento superficial. Se forma con el agua que se infiltra al suelo.

Almacenamiento de Interflujo

Cuando se presenta una tormenta grande se da lugar al almacenamiento de la zona inferior. Al paso del almacenamiento superior al inferior se le considera como intermedio o de interflujo. Es controlado por estos almacenamientos.

Almacenamiento de la Zona Inferior

Se forma con el agua que penetra hacia la parte inferior de la capa de suelo, controla la respuesta de la cuenca a largo plazo, así como a los almacenamientos de interflujo y de agua subterránea.

Almacenamiento de agua subterránea

El agua que sirve de recarga a los acuíferos da origen a éste, para después formar el escurrimiento subterráneo.

En la fig. 2.24 se muestra el diagrama del modelo y a continuación se describe su funcionamiento.

Se considera que en la cuenca existen dos tipos de suelo, uno permeable y el otro impermeable. Al caer el agua sobre la cuenca, queda detenida primeramente en el almacenamiento de intercepción hasta que éste se llene, para después caer en el suelo.

Para el suelo permeable:

- a) Incrementa la detención superficial, incrementa el interflujo o aumenta la infiltración hacia la zona interior. El valor de estos parámetros se obtiene utilizando las siguientes relaciones:

Parámetro	$\bar{X} < b$	$b < \bar{X} < c \cdot b$	$\bar{X} > c \cdot b$
Infiltración neta (INF)	$x - \frac{x^2}{2b}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{b}{2}$
Incremento del interflujo (I')	$\frac{\bar{X}}{2b} \left(1 - \frac{1}{c}\right)$	$\bar{X} - \frac{b}{2} - \frac{x^2}{2 \cdot c \cdot b}$	$\frac{b}{2} (c-1)$
Incremento en detención superficial (F')	$\frac{\bar{X}}{2 \cdot c \cdot b}$	$\frac{\bar{X}^2}{2 \cdot c \cdot b}$	$\bar{X} - \frac{c \cdot b}{2}$

Las variables b y c están en función del almacenamiento de la zona inferior del suelo LZS y del almacenamiento nominal de la zona inferior LZN, el cual es un parámetro de entrada al modelo.

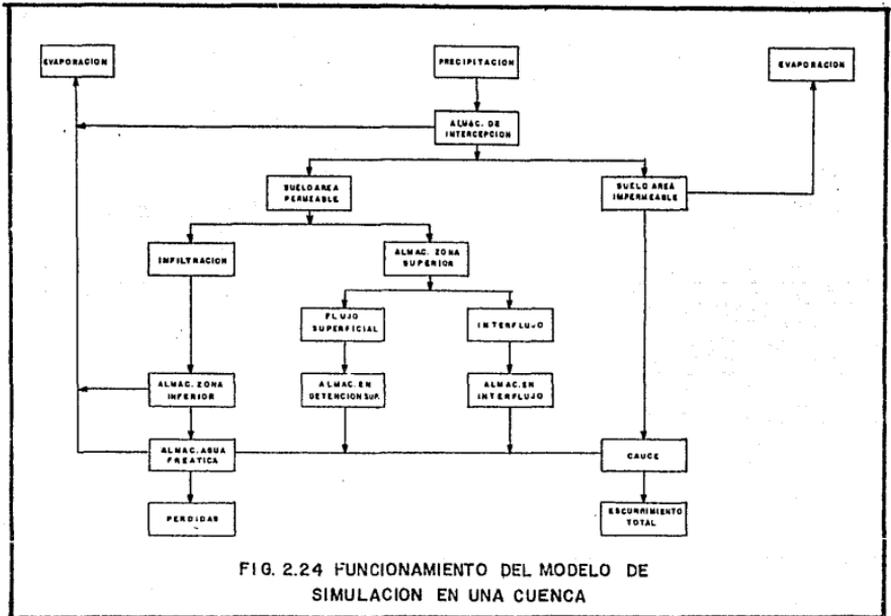


FIG. 2.24 FUNCIONAMIENTO DEL MODELO DE SIMULACION EN UNA CUENCA

- b) El agua que incrementa la detención superficial F' y el interflujo I' pasa primero por un almacenamiento de la zona superior con una capacidad máxima LZSN.

De ahí, el agua puede tomar dos caminos: flujo superficial hacia el almacenamiento en detención superficial e influjo hacia el almacenamiento de interflujo. Estos volúmenes se determinan por el porcentaje de agua en detención superficial (PRE) que se detiene en la zona superior. PRE se calcula como:

Si $UZS/UZSN < 2$

$$PRE = 100 \left[1 - \left(\frac{UZS}{2UZSN} \right) \left(\frac{1}{1 + UZIJ} \right)^{UZIJ} \right] \quad (2.58)$$

y

$$UZIJ = 2.0 \left| \frac{UZS}{2UZSN} - 1 \right| + 1$$

o bien si $UZS/UZSN \geq 2$

$$PRE = 100 \left(\frac{1}{1 + UZI2} \right)^{UZI2} \quad (2.59)$$

y

$$UZI2 = 2 \left| \frac{UZS}{UZSN} - 2 \right| + 1$$

Del almacenamiento en detención superficial y del de interflujo parte va hacia el canal y parte queda almacenada. Lo que sale del primero hacia el canal se valúa como:

$$q = S2 (D^{1.67})(1+0.6)(D/DE)^3)^{1.67} \quad (2.60)$$

donde

- S2 Constante que considera la pendiente, longitud y rugosidad de la superficie del flujo superficial
- D Detención superficial promedio
- DE Detención superficial de equilibrio, equivalente a:

$$DE = \frac{0.000818 i^{0.6} n^{0.6} L^{1.6}}{S^{0.3}} \quad (2.61)$$

siendo

- i Infiltración
- n Coeficiente de rugosidad de Manning
- L Longitud para el flujo superficial
- S Pendiente del plano del flujo superficial

El volumen que va del almacenamiento de interflujo hacia el canal se determina con:

$$INT = SRGX (L) \quad (2.62)$$

SRGX Almacenamiento de interflujo

L Parámetro para tomar en cuenta la recesión diaria

- c) El agua que se infiltra INF pasa a formar parte del almacenamiento de la zona inferior LZS con una capacidad máxima LZSN.

De aquí, una parte FI se dirige hacia el almacenamiento de agua freática SGW. FI está en función del porcentaje de la infiltración retenida PRE en el almacenamiento inferior. PRE depende del almacenamiento real de la zona inferior LZS y del almacenamiento nominal de la misma LZSN.

Obtenido PRE tenemos que:

$$FI = INF (1 - PRE) K \quad (2.63)$$

siendo

- K Parámetro que toma en cuenta el área permeable de la cuenca y la fracción del agua que se infiltra a los depósitos profundos

Además, del almacenamiento subterráneo o de agua freática parte escurre hacia el cauce y se determina como:

$$GWF = SGW (N) (1 + M) \quad (2.64)$$

donde

- N Constante para tomar en cuenta la recesión diaria
M Valor que considera la entrada de flujo al almacenamiento

- d) Por otro lado, el agua Q que cae en el área impermeable va directamente al canal.

Finalmente, el escurrimiento total QT será:

$$QT = Q + q + INT + GWG \quad (2.65)$$

La evaporación real está en función del índice r dado como función de la relación de los almacenamientos real y nominal de la zona inferior.

Una vez conocido el escurrimiento total que va hacia el cauce, se realiza el tránsito de avenidas hasta el punto de interés.

Se ha visto que existen diferentes tipos de modelos lluvia-escurrimiento, desde los más sencillos (empíricos) hasta los más complicados (conceptuales), siendo también que mientras más precisos son, más detallada es la información que requieren y más dificultad presenta la calibración de los parámetros que se manejan.

Debido a esto, utilizaremos para la integración del modelo de alarma un modelo línea (HUI), ya que la información que se necesita es fácilmente recopilable y no presentan un alto grado de dificultad el procesarla.

II.4 Integración de modelo de alarma

Deducidas las respuestas de las subcuencas a excitaciones unitarias instantáneas (H.U.I) de las corrientes que fluyen a la zona de interés, el hidrograma unitario a utilizar corresponde a la expresión

$$u(T,t) = \frac{1}{T} \int_{t-T}^t u(0,t) dt \quad (2.66)$$

Siendo T la duración en exceso de la lluvia, la cual se considerará igual o menor al tiempo de concentración de cada subcuenca en estudio.

Para su aplicación se considera la ecuación de continuidad

$$\text{Vol llovido} = \text{Vol en tránsito} + \text{Vol esc} + \text{Vol inf} \quad (2.67)$$

Para aplicar la ec. 2.67 se acepta un cierto ϕ ; se conoce en el instante t lo que llovió en cada estación i (h_{pi}) y el gasto a la salida de la cuenca Q_a (gasto aforado) (fig. 2.25). Se desea conocer Q_e para el instante $t + T$. Así para toda la cuenca:

$$h_p = \sum_{i=1}^n h_{pi} (\%Th_i) \quad (2.68)$$

y

$$h_e = h_p - \phi \Delta t \quad (2.69)$$

donde

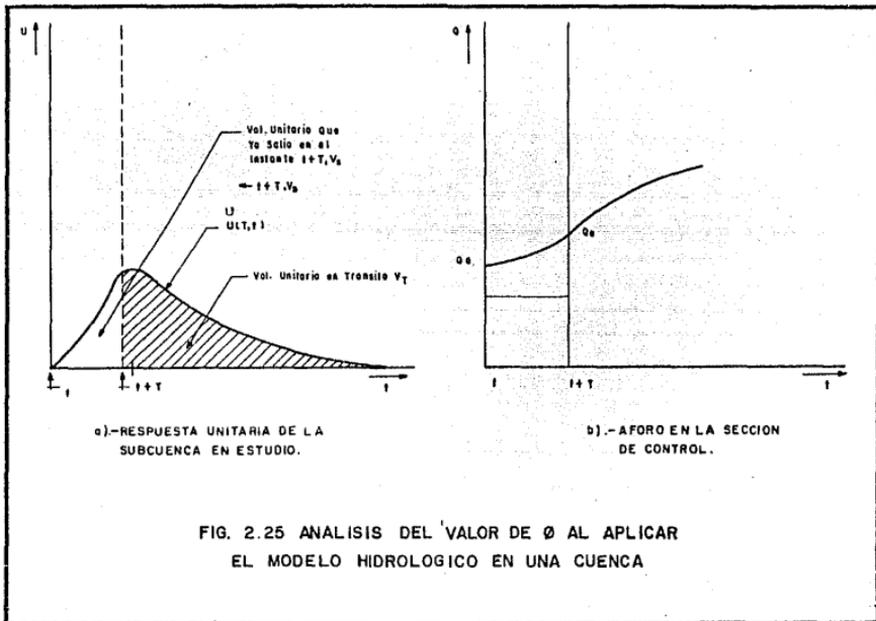
- h_p lluvia media en la cuenca, en m
- $(\%Th_i)$ porcentaje de Thiessen para la estación i
- Δt intervalo de tiempo, en h
- h_e lluvia en exceso, en mm

Por otra parte, de la ec. 2.69 y de la fig. 2.25 y sustituyendo en la ec. 2.67 se tiene para el instante $t + T$:

$$\text{Vol llovido} = h_e V_T + Q_a T + h_e V_S + (h_p - h_e) A \quad (2.70)$$

$$\text{Con lo cual } h_p = \frac{\text{Vol llovido}}{A} \quad (2.71)$$

Si el valor de ϕ es el correcto, el valor h_p deducido de la ec 2.71 es similar al de la ec 2.68, si no, se supone otro ϕ y se repite el proceso. Este crite



rio se generaliza cuándo se tiene una sucesión de tormentas. Cabe aclarar que aunque no se determinen con precisión los gastos bases, cada vez que se aplica la metodología aquí expuesta se puede ir calibrando siempre y cuando se dispongan de estaciones de aforo. Además, se conocen los valores de β que se han tenido durante el paso de las avenidas, lo que permite acotar el rango de valores a utilizar.

El enfoque anterior permitirá el análisis de los hidrogramas predecidos por tormenta siempre y cuando se conociera a priori la curva S correspondiente a lo existente del sistema. Si para una cuenca se tienen varias curvas S se debe pensar que la estructuración de la respuesta podrá cambiar dentro del rango de variación de éstas, con la solvedad que los cambios deberán hacerse de las curvas inferiores a superiores y nunca en forma inversa.

Lo anterior involucra que el inicio de la aplicación del modelo hidrológico se tengan diversos valores de gastos directos dependiendo de la respuesta que se utilice para la cuenca en análisis. Dado que la mayoría de las cuencas disponen de estaciones hidrométricas, es factible pensar que al momento de implementar el modelo hidrológico todas las corrientes dispongan de una estación hidrométrica. Bajo esta hipótesis, el inicio de la aplicación del modelo a cada cuenca, se tendrá un período de calibración del orden de 24 horas. Así, se podrá definir con mayor precisión, el índice de infiltración β , el gasto base y la curva S que mejor se apege a la respuesta de la cuenca y que acatará indirectamente la forma como se distribuye la tormenta en ella.

III. APLICACION A LA CUENCA BAJA DEL RIO PAPALOAPAN

La cuenca del río Papaloapan abarca porciones de los estados de Oaxaca, Puebla y Veracruz, con una área drenada de 46,517 km², el 60% del área son tierras altas sumamente accidentadas de la Sierra Madre Oriental y el 40% restante lo ocupa la llanura costera.

En su aspecto fisiográfico, la cuenca del Papaloapan está compuesta de dos subregiones distintas, una caracterizada por llanuras bajas (Bajo Papaloapan) y la otra por tierras altas en partes excesivamente montañosas y accidentadas (Alto Papaloapan). Si la cota 100 se toma como la frontera entre tierras bajas y altas, aproximadamente un tercio de la cuenca lo constituyen las tierras

bajas.

La cuenca del río ha sufrido a lo largo de toda su historia el problema de las inundaciones producidas por el desbordamiento de los cauces de los ríos que integran el sistema. Los años en que se presentaron serias inundaciones fueron: 1867, 1888, 1901, 1912, 1921, 1922, 1927, 1931, 1935, 1941, 1944, 1945 y 1958* y las más recientes en 1969 y 1976.

En el año de 1944, la zona de inundación fue del orden de 300,000 ha, habiendo permanecido el agua estancada cerca de 3 meses. La creciente provocó el desbordamiento de los ríos (Obispo, Tesechoacán y San Juan) por la margen de recha, extendiéndose hasta la población de Azueta; por la margen izquierda las aguas llegaron a comunicarse con la zona de las lagunas María Lizamba y Tlalixcoyan. Las poblaciones de Papaloapan, Tuxtepec, Otatitlán, Cosamaloapan y Tlacotalpan tuvieron más de un metro de agua durante la inundación.

En 1958 se presentó otra inundación durante la cual el gasto en Papaloapan fue de $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$, pero se debe tomar en cuenta que la Presa Presidente Alemán retuvo del orden de $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$, que de no haber existido se hubiera producido una inundación semejante a la de 1944.

La última inundación de magnitud considerable fue la ocurrida en el año de 1969, provocada por la presencia de una zona de baja presión en las costas del Golfo de Tehuantepec que suscitó durante todo el mes de agosto y la primera mitad del de septiembre que se presentaron grandes precipitaciones en la cuenca del Papaloapan

* "Planificación Integral de la Cuenca del Papaloapan" 1962. Revista Ingeniería Hidráulica en México.

En la fig. 3.1 se presentan las trazas de las inundaciones que se han presentado en la zona baja.

Actualmente, para poder predecir inundaciones en las diferentes poblaciones ribereñas y así evacuar a los pobladores, se utiliza una serie de estaciones hidrométricas colocadas por la extinta Comisión del Papaloapan sobre el río Papaloapan y sus afluentes. En cada una de ellas se lleva un registro de niveles cuya calibración se ha venido realizando al paso del tiempo. Dichas escalas tienen marcado un nivel de peligro, el cual varía en cada caso. Cuando este nivel es alcanzado por el agua, se transmite una llamada por radio, de la estación hidrométrica a la central, la cual se localiza en Ciudad Alemán. Recibida la llamada se estudia la situación por las autoridades competentes y de juzgarse pertinente, se da la voz de alarma en los poblados en peligro para evacuarlos. En caso de no juzgarse conveniente, el encargado de la estación hidrométrica sigue reportando los niveles del agua hasta que pasa el peligro.

Como se mencionó en el capítulo II, se implementará para la zona baja el Río Papaloapan un modelo hidrológico de alarma de los llamados lineales con el objeto de predecir los escurrimientos y dar con anticipación la voz de alarma, ya que con el modelo se tendrá una idea de los niveles que se alcanzarán en el cauce. Como ejemplo de aplicación, se seleccionó el sitio denominado Tlacotalpan, Ver., situado en la margen izquierda del Río Papaloapan, casi en la desembocadura de éste con la Laguna de Alvarado.

III.1 Definición de la zona en estudio

La zona en estudio se acotó considerando toda la cuanca del Río Papaloapan,

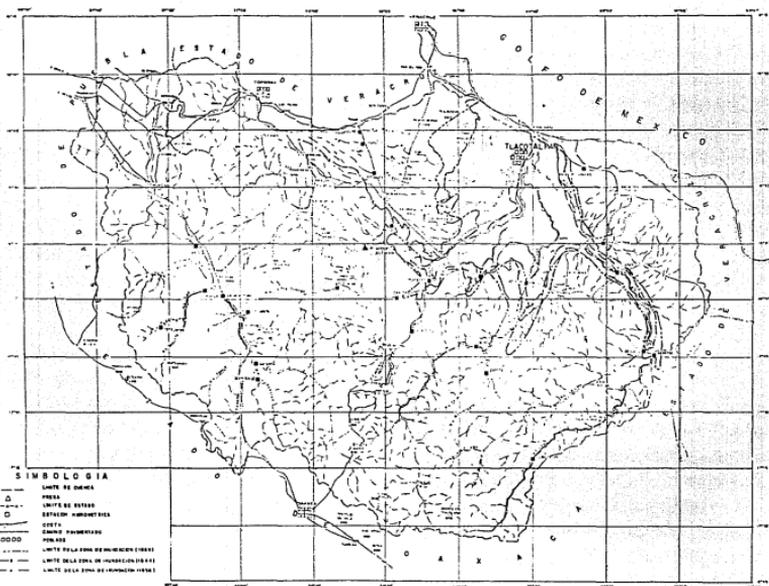


FIG. 3.1 ZONA D'E INUNDACION

con excepción de la margen izquierda, debido a que ésta no tiene influencia sobre el sitio para en cual se implementará el modelo de alarma.

La cuenca se dividió en dos partes:

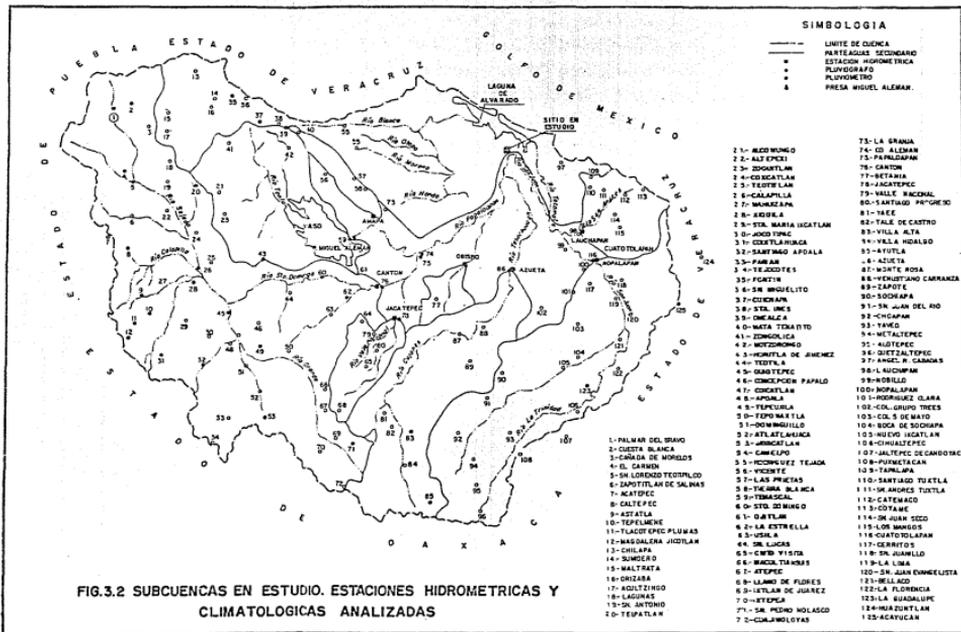
- a) Subcuencas con control hidrométrico
- Río Amapa hasta la estación Amapa
 - Río Santo Domingo hasta la estación Cantón
 - Río Valle Nacional hasta la estación Jacatepec
 - Río Obispo hasta la estación Obispo
 - Río Tesechocan hasta la estación Azueta
 - Río San Juan hasta la estación Cuatotolapan
 - Río Chacalapa hasta la estación Lauchapan
- Subcuenca sin control hidrométrico
- Río Papaloapan hasta el sitio de interés

Dentro del análisis no se incluye al río Tonto por estar controlado por la presa Miguel Alemán.

En la fig. 3.2 se muestra la división realizada

III.2 Densidad de estaciones pluviográficas

Al aplicar el modelo de alarma de desea que los resultados que se alcancen tengan sólo un cierto porcentaje de error, por lo que se calculará el número mínimo de estaciones de registro necesarias para que se cumpla esta condición.



SIMBOLOGIA

- LIMITE DE CUENCA
 PARTEAGUAS SECUNDARIA
 ESTACION HIDROMETRICA
 FLOVIOGRAFIA
 FLOVIMETRO
 PRESA MIGUEL ALEJAN.

- | | |
|-------------------------|--------------------------|
| 21- AECUMUNGO | 75- LA BRANCA |
| 22- ALZAPOTE | 76- ID ALBARR |
| 23- COCATLAN | 77- PAPALAPAN |
| 24- COCATLAN | 78- CANTON |
| 25- TUSTLAN | 79- BETANIA |
| 26- CALAPILLA | 80- LA CARTEREC |
| 27- MONAZAN | 81- VALLE NACIONAL |
| 28- ARDILA | 82- SANTIAZO PIGUENSI |
| 29- STA. MARIA IXCATLAN | 83- YALEE |
| 30- ANDIQUIC | 84- TALE DE CASTRO |
| 31- COXTLAHONGA | 85- VILLA ALTA |
| 32- SANFAMO APALA | 86- VILLA HIDALGO |
| 33- PANABAN | 87- AYUTLA |
| 34- TEJOCOTE | 88- ACATEA |
| 35- XICOTEN | 89- MONTE ROSA |
| 36- SAN MIGUELITO | 90- VERDEPATAN CAMARERA |
| 37- COXEMAN | 91- ZAPOTE |
| 38- STA. INES | 92- SOCOMPA |
| 39- OMEALZA | 93- SAN JUAN DEL RIO |
| 40- SANTA TEREZITA | 94- CHICAPAN |
| 41- ZONGOLICA | 95- YAREE |
| 42- AECUMUNGO | 96- METALTPEC |
| 43- MONTAÑA DE AHENEZ | 97- ALTEPEC |
| 44- TUSTLA | 98- AMEC. O. CARRANAS |
| 45- COATEPEC | 99- LA ANCHANA |
| 46- COMECUEN PAPAJO | 100- NOROLLO |
| 47- COCATLAN | 101- NOROLLO |
| 48- APALA | 102- RODRIGUEZ OLARA |
| 49- TEPICULA | 103- COL. GRUPO TRES |
| 50- TOTOXTELA | 104- COL. S. DE MAIO |
| 51- ATLANAHONGA | 105- BOCA DE SOCOMPA |
| 52- AMIGUICLAN | 106- NUGUIC IXCATLAN |
| 53- COXEMAN | 107- JALTEPEC SECUNDARIO |
| 54- COXEMAN | 108- PUMETACAN |
| 55- COXEMAN | 109- TAPALAPA |
| 56- XICOTEN | 110- SANTIAZO TUXTLA |
| 57- LAS PRETIAS | 111- SAN AGUSTIN TUXTLA |
| 58- COATEPEC | 112- COATEPEC |
| 59- ATATLA | 113- COATEPEC |
| 60- TEPALME | 114- DE JUAN CECIL |
| 61- TUSTLAN | 115- LOS MORGES |
| 62- LA ESTRELLA | 116- COCATLAN |
| 63- COATEPEC | 117- CERRITOS |
| 64- SAN LUCAS | 118- SAN JUANILLO |
| 65- COATEPEC | 119- LA LOMA |
| 66- MICELTIANHES | 120- SAN JUAN CAMELISTA |
| 67- ATEPEC | 121- TUMBLADO |
| 68- LAMAS DE FLORES | 122- LA FLORENCIA |
| 69- LETLAN DE JUAREZ | 123- LA ESQUILUPA |
| 70- ATENCA | 124- HUANITLAN |
| 71- SAN PEDRO HOLASCO | 125- ACAPUCAN |
| 72- CULMOLUYAS | |

- 1- PALMAS DEL SIEMPRE
- 2- CUENTA BLANCA
- 3- CERRILLO DE MORELOS
- 4- EL CARMEN
- 5- SAN LORONZO TECTONILLO
- 6- SANTELLAN DE OLMULAS
- 7- ACATEPEC
- 8- CALTEPEC
- 9- ATATLA
- 10- TEPALME
- 11- TUSTLAN SPEC PLUMAS
- 12- MARGADERA JICOTLAN
- 13- COXEMAN
- 14- SUNDIERO
- 15- MALTATA
- 16- OMBIZABA
- 17- AOLTZINGO
- 18- LAURAS
- 19- SAN ANTONIO
- 20- TEPALAPAN

ESTADO DE VERACRUZ

Para ello, se utilizarán dos de los criterios descritos en el inciso II.1.2.1 El criterio de Eagleson y el criterio de la WMO.

Criterio de Eagleson

Se basa en las características de las cuencas, así como en el de las tormentas. Dada la subdivisión realizada en todas las subcuencas se obtuvo que requerían de un mínimo de una estación.

Los resultados se presentan en la tabla 3.1.

Criterio de la WMO

Se apoya en el área de la subcuenca en análisis y en el tiempo de tormenta. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 3.2.

Para el modelo hidrológico de alarma se utilizarán los resultados obtenidos con el criterio de Eagleson.

Debido a que la cuenca del Río Papalcapán es una de las mejores instrumentadas del País, la creación de nuevas estaciones será mínima.

III.3 Modelos lluvia-escorrentamiento

Se optó por utilizar para las subcuencas con control hidrométrico el método de H.U., mientras que para la subcuenca sin control se extrapolaron los hidrogramas unitarios de acuerdo con la teoría de los hidrogramas unitarios sintéticos, apoyándose en las subcuencas con control.

TABLA 3.1

CRITERIO DE EAGLESON

SUBCUENCA HASTA	A (km ²)	L (km)	$\frac{r_0}{\sqrt{A/\pi}}$	B (L/r ₀)	B (A/L)	λ (B/2L)
Est. Amapa	468.4	67.0	12.21	5.49	6.99	0.05
Est. Canton	14037.7	192.0	66.85	2.87	73.11	0.19
Est. Jacatepec	1116.9	54.0	18.86	2.86	20.68	0.19
Est. Obispo	485.8	34.0	12.44	2.73	14.29	0.21
Est. Azueta	4655.7	152.0	38.50	3.95	38.63	0.18
Est. Cuatutolapan	7089.6	177.0	47.50	3.73	40.85	0.11
Est. Lauchapan	1478.4	40.0	21.69	1.84	36.96	0.46
Sitio en estudio	5582.4	119.5	42.15	2.64	46.71	0.20

SUBCUENCA HASTA	TORRENTAS CICLONICAS		TORRENTAS CONVECTIVAS		No. DE ESTACIONES
	G/λ o $2G/\lambda B$	Gcon	G/λ o $2G/\lambda B$	Gcon	
Est. Amapa	$2G/\lambda B = 3.0$	0.41	$2G/\lambda B = 3.0$	0.41	1
Est. Canton	$2G/\lambda B = 2.3$	0.63	$2G/\lambda B = 2.3$	0.63	1
Est. Jacatepec	$2G/\lambda B = 2.3$	0.62	$2G/\lambda B = 2.3$	0.62	1
Est. Obispo	$2G/\lambda B = 2.2$	0.63	$2G/\lambda B = 2.2$	0.63	1
Est. Azueta	$2G/\lambda B = 2.7$	0.53	$2G/\lambda B = 2.7$	0.53	1
Est. Cuatutolapan	$2G/\lambda B = 2.6$	0.53	$2G/\lambda B = 2.6$	0.53	1
Est. Lauchapan	$G/\lambda = 1.8$	0.83	$G/\lambda = 1.7$	0.78	1
Sitio en estudio	$2G/\lambda B = 2.3$	0.65	$2G/\lambda B = 2.3$	0.65	1

Nota: Con 15% de error en la prediccion

TABLA No. 3.2

CRITERIO DE WMO

SUBCUENCA HASTA	AREA (km ²)	G	No. DE ESTACIONES
Est. Amapa	468.4	3.2	4
Est. Canton	14037.7	13.3	14
Est. Jacatepec	1116.9	4.6	5
Est. Obispo	485.8	3.3	4
Est. Azueta	4655.7	8.4	9
Est. Cuatutolapan	7089.6	18.0	18
Est. Lauchapan	1478.4	5.2	6
Sitio en estudio	5582.4	9.0	9

Nota: Con 15% de error en la prediccion

El escurrimiento medio anual en lamina de agua es mayor de 15 cm con mas de 45 dias de lluvia al ano

III.3.1 Obtención y ordenamiento de la información hidrometeorológica

Para cada subcuenca se seleccionaron cinco tormentas las cuales dispusieran de mayor número de registro y hubieran producido condiciones desfavorables. La fechas de estas tormentas por subcuenca incluyendo el número de pluviómetros y pluviógrafos utilizados en muestra en la tabla 3.3. Se recabó también el registro del hidrograma de gastos instantáneos, alturas de lluvia registrados por los pluviómetros y la curva masa de los pluviógrafos. En total se utilizaron 118 estaciones climatológicas de las cuales 32 disponen de registro de pluviógrafo (fig. 3.2). En las figuras 3.3 y 3.4 se presenta para la subcuenca del Río Tesechoacán, el hidrograma y las curvas masa de los pluviógrafos utilizados correspondiente a la tormenta de agosto 28 a septiembre 2 de 1960.

III.3.2 Análisis de la información

Para cada subcuenca se obtuvo el hidrograma producido por cada tormenta, haciendo uso de la curva masa media de la precipitación.

La curva masa media se obtiene con las curvas masa de los pluviógrafos (considerando su influencia mediante polígonos de Thiessen*) y ajustándose a la altura de lluvia media para la duración total de la tormenta calculada por el método de las isoyetas (considerando todas las estaciones climatológicas disponibles).

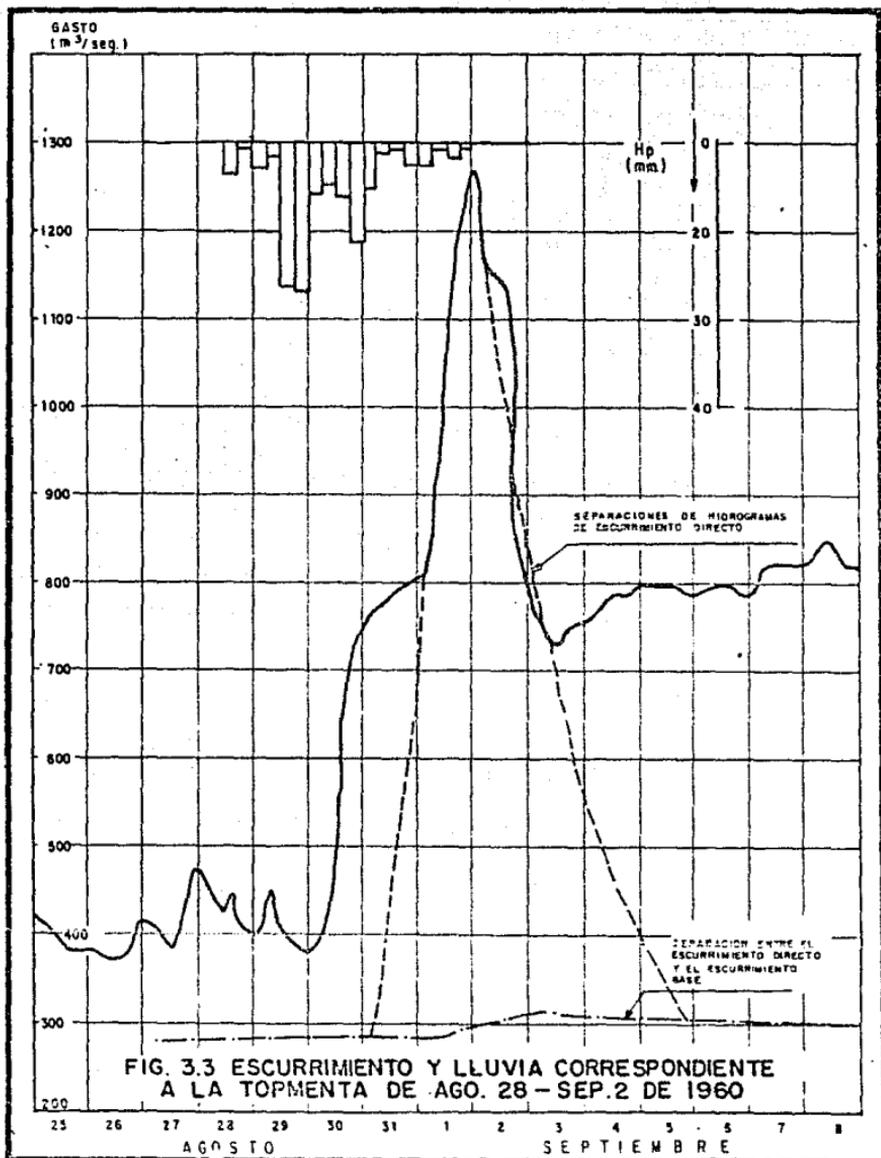
En la fig. 3.5 se presentan las isoyetas y polígonos de Thiessen correspondientes a la subcuenca y tormenta mencionadas, de donde se obtuvo una llu-

* R. Springall "Hidrología. Primera parte" Pub. del Instituto de Ingeniería, UNAM 07 (1970)

TABLA No. 3.3

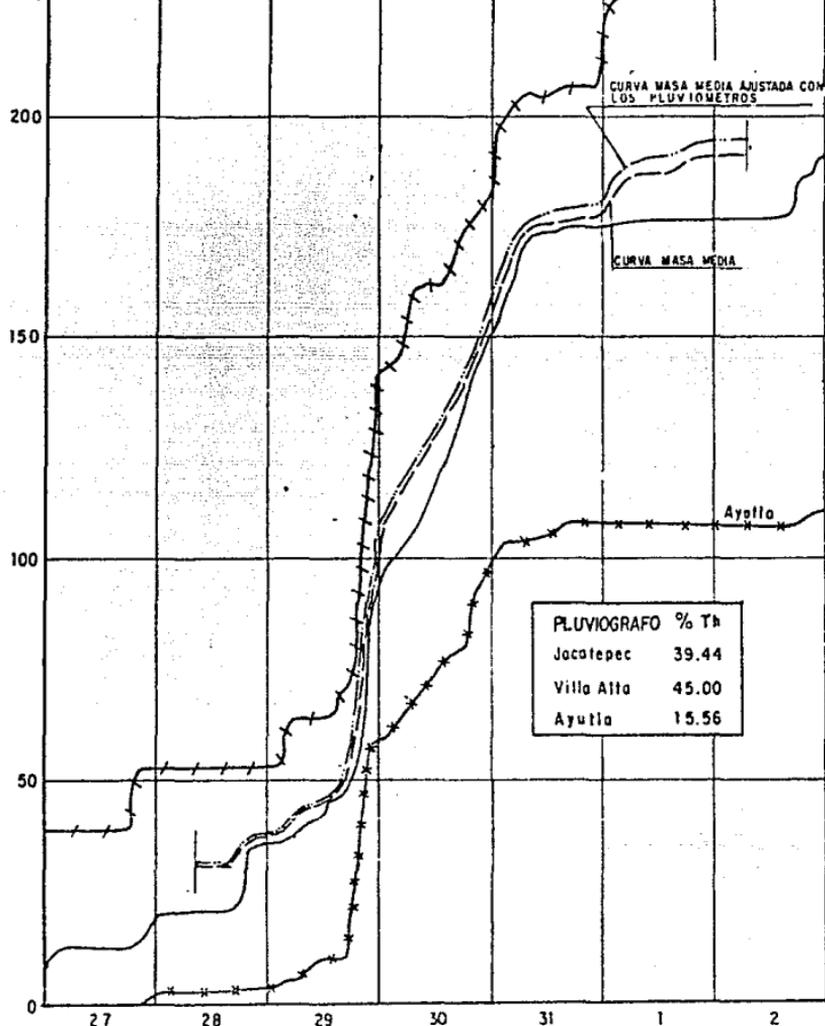
PERIODOS DE REGISTRO ANALIZADOS POR SUBCUENCA

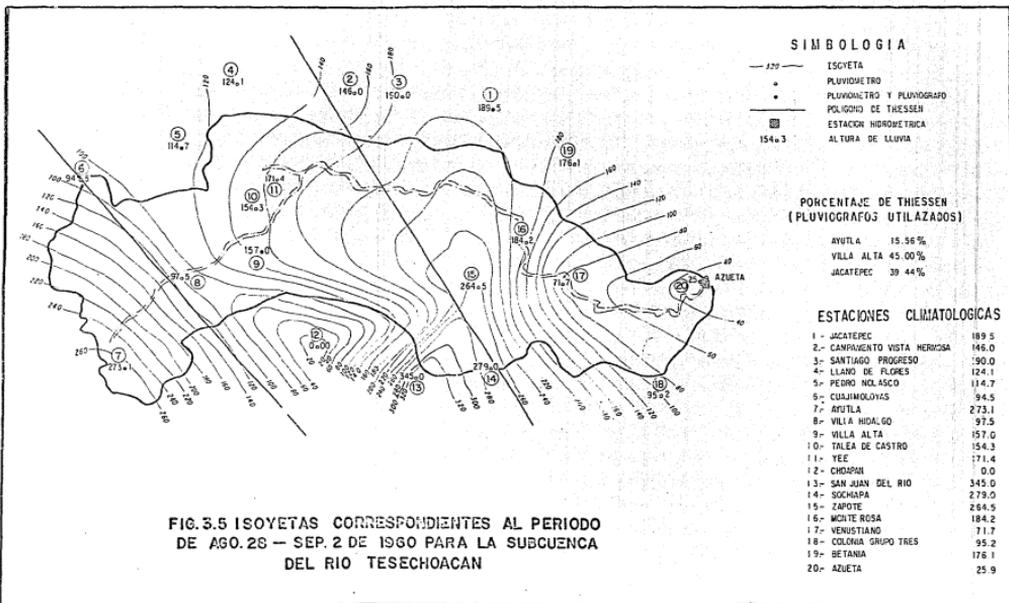
SUBCUENCA	ESTACION	PERIODO	ESTACIONES CLIMATOLOGICAS		FA
			pluvio grafos	pluvio metros	
Rio Amapa	Amapa	Oct 10-Oct 16 de 1958	2	7	0.68
		Jul 15-Jul 21 de 1960	2	5	0.83
		Sep 3-Sep 7 de 1964	2	5	1.40
		Jul 26-Jul 28 de 1968	2	6	1.03
		Ago 28-Sep 2 de 1969	2	5	0.73
		Ago 2-Ago 5 de 1970	2	6	1.24
Rio Sto. Domingo	Canton	Oct 9-Oct 16 de 1958	9	40	0.80
		Ago 27-Sep 2 de 1960	11	40	0.88
		Sep 1-Sep 13 de 1969	16	40	0.92
		Jul 21-Jul 30 de 1972	17	40	0.89
		Jul 13-Jul 22 de 1973	15	40	1.00
Rio Valle Nacional	Jacatepec	Oct 13-Oct 15 de 1958	2	7	0.59
		Jun 19-Jun 21 de 1959	2	7	0.84
		Jul 25-Jul 26 de 1961	3	7	1.72
		Ago 22-Ago 24 de 1969	3	7	1.38
		Jul 24-Jul 26 de 1973	3	8	1.16
Rio Obispo	Obispo	Sep 1-Sep 9 de 1955	2	4	1.47
		Sep 17-Sep 21 de 1956	4	7	1.26
		Oct 10-Oct 17 de 1958	4	7	0.93
		Ago 28-Sep 5 de 1960	2	6	0.79
		Jun 30-Jul 4 de 1961	4	7	1.04
Rio Tesechoacan	Azueta	Oct 13-Oct 15 de 1958	5	15	1.51
		Oct 2-Oct 3 de 1958	5	15	2.57
		Ago 28-Sep 1 de 1960	3	20	1.02
		Jul 26-Jul 28 de 1968	6	18	1.37
		Sep 8-Sep 11 de 1969	6	13	1.00
		Jul 24-Jul 27 de 1973	5	18	1.01
Rio San Juar	Cuatutolapan	Oct 2-Oct 6 de 1956	5	23	1.09
		Ago 28-Sep 4 de 1960	5	32	1.30
		Sep 21-Sep 26 de 1963	5	28	1.39
		Ago 20-Ago 26 de 1968	4	31	1.54
		Sep 8-Sep 12 de 1969	5	27	1.36
		Ago 25-Sep 4 de 1973	4	22	1.05
Rio Chacalapa	Lauchapan	Sep 21-Sep 22 de 1952	1	7	0.77
		Sep 7-Sep 9 de 1956	1	11	1.00
		Oct 12-Oct 13 de 1958	1	11	5.40
		Sep 17-Sep 19 de 1960	1	11	1.40
		Sep 3-Sep 11 de 1969	1	9	1.87



250
↑
h p
(mm)

FIG. 3.4 DISTRIBUCION DE LA LLUVIA EN
EL TIEMPO AGO. 28 - SEP. 2 DE 1960





via media de 164 mm. La curva masa media ajustada a esta lluvia se muestra en la fig. 3.4.

En la tabla 3.3 se dan los factores de ajuste FA obtenidos (relación entre la lluvia media obtenida con pluviógrafo y la obtenida con pluviógrafos y pluviómetros), lo que demuestra que el incremento de la red de pluviógrafos es importante en algunas subcuencas y necesario en otras.

Con la curva masa ya ajustada, se dedujo el hietograma de la precipitación media aceptando intervalos de análisis de 6 horas, independientemente de los tiempos de concentración.

Por otra parte, se procesó el hidrograma del escurrimiento, separando el escurrimiento directo (asignado por la tormenta) del escurrimiento base (originado por el escurrimiento subterráneo), dando como resultado la avenida originada por la tormenta para la cual ya se dispone de su hietograma (fig. 3.3)

Lo descrito en este subinciso se llevó a cabo para todas las condiciones hidrometeorológicas elegidas.

III.3.3 Subcuencas con control hidrométrico

Para cada evento se obtuvo el H.U. según se indicó en el inciso II.3.3.1. Dado el volumen de trabajo, se elaboró el programa de computadora que se muestra en la tabla 3.4 y que realiza los siguientes cálculos:

- H.U. para una tormenta aislada
- H.U. para una tormenta variable
- Ajuste de lluvia mediante el criterio de Newton y Vinyard

TABLE 3.4

LISTADO DEL PROGRAMA PARA EL CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

```

10 DIM Q(60,2),S(60),B(60),F(51,51),B1(51,51),C(51,51),D(51,51),U(51,1),H(51,1
),R(51,1),L(51),G(1,1),K(1,1)
20 DIM N$(2),S$(2),R$(15),E$(20),F$(21)
30 INPUT "Cuenca del rio ",R$
40 INPUT "Hasta la estacion",E$
50 INPUT "Fecha de la tormenta",F$
60 PRINT "-----"
70 PRINT USING 80;F$
80 IMAGE 17X,"- CARACTERISTICAS PRODUCIDAS POR LA TORMENTA -",/,17X,"- OC
URRIDA DE ",21A,"-----"
90 PRINT USING 100;R$,E$
100 IMAGE 17X,"- CUENCA DEL RIO ",15A,"-----",/,17X,"- HASTA LA E
STACION ",2EA,"-----"
110 PRINT "-----"
120 PRINT USING 130
130 IMAGE 15X,"E s c u r r i a m i e n t o      lluvia      Hidr. Adm.      H.U.",/
140 PRINT USING 150
150 IMAGE 4X,"DIA Hr.  Q base      Q dir.      Q total hp      he      Q/Qp      t/tp
Q/he"
160 PRINT USING 170
170 IMAGE 14X,"(m3/s)      (m3/s)      (mm)      (mm)",/
180 INPUT "AREA DE LA CUENCA",A
190 C0=100E000
200 INPUT "INTERVALO DE TIEMPO EN HRS",C7
210 C6=360E
220 C5=100E
230 A=A*C8
240 DISP "DATOS DEL HIETOGRAMA"
250 WAIT 1000
260 INPUT "NUM DE Dt CON LLUVIA",N1
270 MAT S=ZER
280 P=0
290 FOR I=1 TO 41
300 DISP "VALOR DE hom PARA EL Dt";I;
310 INPUT S(I)
320 P=P+S(I)
330 NEXT I
340 V1=A+P/C5
350 DISP "Datos del hidrograma"
360 WAIT 1000
370 INPUT "Tiempo de inicio (dia,hrs.)",D1,H1
380 INPUT "Tiempo de pico (dia,hrs.)",D2,H2
390 INPUT "Tiempo de terminacion (dia,hrs.)",D3,H3
400 INPUT "Ee constante el gasto base",R$
410 IF R$="NO" THEN 450
420 INPUT "Valor del gasto base",Qb
430 Q1=Q3=Qb
440 GOTO 460
450 INPUT "Gasto base inicial y final",Q1,Q3
460 INPUT "Gasto maximo y gaito de pico",Q2,Q4
470 INPUT "Dias del mes",C
480 IF D2<I1 THEN 510
490 T1=D2*24+H2+M2/60-(D1*24+H1+M1/60)
500 GOTO 520
510 T1=(C+I2)*24+H2+M2/60-(D1*24+H1+M1/60)
520 IF D3<I1 THEN 550
530 T2=D3*24+H3+M3/60-(D1*24+H1+M1/60)

```

```

540 GOTO 500
550 T2=(C+I3)*24+M3+M3/60-(D1*24+H1+M1/60)
560 INPUT "Num de Dt del hidrograma",N2
570 IF A#="NO" THEN 608
580 REDIM E(N2)
590 MAT B=(QB)
600 FOR I=1 TO N2
610 IF A#="NO" THEN 650
620 DISP "Gasto total del Dt";I;
630 INPUT C(I,1)
640 GOTO 670
650 DISP "Gasto base y gasto total del Dt";I;
660 INPUT E(I),Q(I,1)
670 NEXT I
680 V2=V3+F1=M2=M3=0
690 FOR I=1 TO N2
700 V2=V2+E(I)*C7*C6
710 V3=V3+(Q(I,1)-B(I))*C7*C5
720 NEXT I
730 E1=B(I)*(1.5*C7-(H1+M1/60))*C6
740 E2=B(N2)*((.5*C7+(H3+M3/60))*C6)
750 E3=(Q(I,1)-B(I))*((1.5*C7-(H1+M1/60))*C6)/2
760 IF E3/E THEN 780
770 E3=0
780 E4=(Q(N2,1)-B(N2))*((.5*C7+(H3+M3/60))*C6)/2
790 V4=V2+E1+E2
800 V5=V3+E3+E4
810 IF V5>V1 THEN 2840
820 F1=V5/F*C5
830 F2=.01
840 F3=F4=E
850 FOR I=1 TO H1
860 IF S(I)<F2 THEN 890
870 F3=F3+(S(I)-F2)
880 F4=F4+C7
890 NEXT I
900 IF ABS(F1-F3)<=.5 THEN 930
910 F2=F2+.01
920 GOTO 840
930 IF ABS(F1-F3)<=.01 THEN 960
940 F2=F2+.001
950 GOTO 840
960 G=V1-V2
970 INPUT "Dia y hora de inicio de lluvia",J1,H4
980 A1=D1
990 A2=J1
1000 J3=FHA(A1,A2,G1,C)
1010 J4=J1
1020 J2=J5=E
1030 C1=H1+P1/60
1040 KB=24/C7
1050 FOR I=J1 TO J3
1060 IF I(>)J1 THEN 1090
1070 K9=H4/C7+.5
1080 GOTO 1100
1090 K9=1
1100 FOR L=K9 TO KB
1110 J5=J5+1
1120 S9=S(J2)
1130 Q2=FNB(J5,S9,F2,L,C7,O2,K7)
1140 PRINT USING 1150;J4,K7,Q1,J2,Q1,S(J5),O2,J2,J2,J2
1150 IMAGE SX,2DZ,3X,2D.D,M3DZ.2D,2(M5DZ.2D),M2DZ.D,M3DZ.2D,2(MDZ.3D),M2DZ.2D
1160 NEXT L
1170 J4=FNC(J4,C)
1180 NEXT I
1190 J4=D1

```

```

1200 J8=W1+E
1210 IMAGE 3X,2DZ,3X,2D,D,M3DZ,2D,2(M5DZ,2D)
1220 IMAGE 3X,2DZ,3X,2D,D,M3DZ,2D,2(M5DZ,2D),14X,2(MDZ,3D),M2DZ,2D
1230 IF J1<>D1 THEN 1270
1240 IF D1<>D2 THEN 1270
1250 K9=H4/C7+.5
1260 GOTO 1310
1270 IF J5=E THEN 1300
1280 K9=1
1290 GOTO 1310
1300 K9=H4/C7+.5
1310 FOR L=K9 TO K8
1320 J5=J5+1
1330 S9=S(J5)
1340 O2=FNB(J5,S9,F2,L,C7,02,K7)
1350 IF C1>=K7 THEN 1470
1360 IF W1=1 THEN 1530
1370 PRINT USING 1210;J4,C1,Q1,J2,Q1
1380 W1=1
1390 O5=K7-C1-C7
1400 IF D1<>D2 THEN 1460
1410 D9=L
1420 C2=H2+F2/60
1430 Z=1
1440 J5=J5-1
1450 GOTO 1660
1460 GOTO 1580
1470 IF C1<>K7 THEN 1500
1480 W1=1
1490 O5=0
1500 PRINT USING 1150;J4,K7,Q1,J2,Q1,S(J5),O2,J2,J2,J2
1510 IF W1=0 THEN 1570
1520 IF D1<>D2 THEN 1570
1530 D9=L+1
1540 C2=H2+F2/60
1550 Z=1
1560 GOTO 1660
1570 GOTO 1660
1580 J8=J8+1
1590 Q=Q(J8,1)
1600 B=B(J8)
1610 S9=S(J5)
1620 O5=FND(J8,O5,C7,Q,B,O1,J4,K7,S9,O2,O4,T1,F1)
1630 NEXT L
1640 IF W1=1 THEN 1660
1650 PRINT USING 1150;J4,C1,Q1,J2,Q1,J2,J2,J2,J2,J2
1660 A1=D2
1670 A2=D1
1680 J3=FNA(A1,A2,G1,C)
1690 J3=J3-J4
1700 FOR I=1 TO J3
1710 J4=FNC(J4,C)
1720 FOR L=1 TO K8
1730 J5=J5+1
1740 S9=S(J5)
1750 O2=FNB(J5,S9,F2,L,C7,02,K7)
1760 J8=J8+1
1770 Q=Q(J8,1)
1780 B=B(J8)
1790 O5=FND(J8,O5,C7,Q,B,O1,J4,K7,S9,O2,O4,T1,F1)
1800 NEXT L
1810 NEXT I
1820 C2=H2+F2/60
1830 Z=1
1840 J4=D2
1850 D9=1

```

```

1860 FOR L=I9 TO K8
1870 J5=J5+1
1880 S9=S(J5)
1890 O2=FNB(J5,S9,F2,L,C7,02,K7)
1900 IF C2>=K7 THEN 1980
1910 IF W1=2 THEN 2000
1920 PRINT LSING 1220;D2,C2,02-04,Q4,02,Z,Z,04/F1
1930 W1=2
1940 D9=L+1
1950 J5=J5-1
1960 IF D2=I3 THEN 2240
1970 GOTO 2E80
1980 IF C2<=K7 THEN 2000
1990 W1=2
2000 J8=J8+1
2010 Q=Q(J8,1)
2020 B=B(J8)
2030 O5=FND(J8,05,C7,Q,B,01,J4,K7,S9,02,Q4,T1,F1)
2040 NEXT L
2050 IF W1=2 THEN 2070
2060 PRINT LSING 1150;D2,C2,02-04,Q4,02,J2,J2,Z,Z,04/F1
2070 A1=D3
2080 A2=D2
2090 J3=FNA(A1,A2,C1,C)
2100 J3=J3-J4
2110 FOR I=1 TO J3
2120 J4=FNC(J4,C)
2130 FOR L=1 TO K8
2140 J5=J5+1
2150 S9=S(J5)
2160 O2=FNB(J5,S9,F2,L,C7,02,K7)
2170 J8=J8+1
2180 Q=Q(J8,1)
2190 B=B(J8)
2200 O5=FND(J8,05,C7,Q,B,01,J4,K7,S9,02,Q4,T1,F1)
2210 NEXT L
2220 NEXT I
2230 D9=1
2240 C2=H3+P3/60
2250 J4=D3
2260 FOR L=I9 TO K8
2270 J5=J5+1
2280 S9=S(J5)
2290 O2=FNB(J5,S9,F2,L,C7,02,K7)
2300 IF C2>=K7 THEN 2330
2310 PRINT LSING 1150;D3,C2,03,J2,03,J2,J2,J2,T2/T1,J2
2320 GOTO 2E80
2330 J8=J8+1
2340 Q=Q(J8,1)
2350 B=B(J8)
2360 O5=FND(J8,05,C7,Q,B,01,J4,K7,S9,02,Q4,T1,F1)
2370 NEXT L
2380 PRINT LSING 2290
2390 IMAGE /,/,/,20X,"Volumes",15X,"Laminas",12X,"Tiempos"
2400 PRINT LSING 2410
2410 IMAGE 20X,"(Mill.m3)",16I,"(cm)",15X,"(hrs)",/
2420 R1=V1/C8
2430 R2=V5/C8
2440 R3=V4/C8
2450 R4=G/CE
2460 R5=R2+R3
2470 R6=G/R+C5
2480 J5=0
2490 FOR L=1 TO N1
2500 S9=S(L)
2510 O2=FNB(J5,S9,F2,L,C7,02,K7)

```

```

2520 S(L)=0;
2530 NEXT L
2540 FOR L=1 TO N1
2550 IF S(L)=0 THEN 2570
2560 GOTO 2580
2570 NEXT L
2580 W8=L
2590 FOR L=1 TO N1
2600 IF S(N1+1-L)=0 THEN 2620
2610 GOTO 2630
2620 NEXT L
2630 W7=N1+1-L
2640 F4=(W7-W8+1)*C7
2650 FOR L=1 TO W7-W8+1
2660 Q(L,2)=S(W8+L-1)
2670 NEXT L
2680 Q(49,2)=H2
2690 Q(50,2)=W7-W8+1
2700 FOR L=1 TO H2
2710 Q(L,1)=Q(L,1)-B(L)
2720 NEXT L
2730 PRINT USING 2740;R1,P,T2
2740 IMAGE 14X,"Lluvia",3X,8D.2D,8X,"hp",5D.2D,9X,"Tb",6D.2D,
2750 PRINT USING 2760;R2,F1,T1
2760 IMAGE 14X,"Esc. Dir ",8D.2D,8X,"he",5D.2D,9X,"tp",6D.2D
2770 PRINT USING 2780;R4,R6,F4
2780 IMAGE 14X,"Infiltr.",2X,8D.2D,8X,"hf",5D.2D,9X,"de",6D.2D
2790 PRINT USING 2800;R3,F2
2800 IMAGE 14X,"Esc. base",8D.2D,8X,"ii",5D.2D
2810 PRINT USING 2820;R5
2820 IMAGE 14X,"Esc.total",8D.2D
2830 GOTO 3160
2840 PRINT "EI VOL. DE ESCURRIMIENTO ES MAYOR QUE EL VOLUMEN DE LLUVIA"
2850 V1=V1/C8
2860 V5=V5/C8
2870 PRINT "VOL LLUVIA ";V1,"VOL ESC. ";V5
2880 GOTO 4130
2890 DEF FNC(A1,A2,G1,C)
2900 IF A1<F2 THEN 2930
2910 C1=0
2920 GOTO 2940
2930 C1=C
2940 J3=A1+C1-1
2950 RETURN J3
2960 DEF FNE(J5,S9,F2,L,C7,O2,K7)
2970 IF S9>F2 THEN 3000
2980 O2=0
2990 GOTO 3010
3000 O2=S9-F2
3010 K7=(L-.5)*C7
3020 RETURN O2
3030 DEF FNC(J4,C)
3040 IF J4=C THEN 3070
3050 J4=J4+1
3060 GOTO 3080
3070 J4=1
3080 PETHPH J4
3090 DEF FNI(J8,O5,C7,Q,B,O1,J4,K7,S9,O2,Q4,T1,F1)
3100 O5=O5+C7
3110 O1=O-B
3120 PRINT USING 3130;J4,K7,B,O1,Q,S9,O2,O1/Q4,O5/T1,O1/F1
3130 IMAGE 3X,2DZ,3X,2D.D,M3DZ.2D,2(M5DZ.2D),M2DZ.D,M3DZ.2D,2(MDZ.3D),M2DZ.2D
3140 RETURN O5
3150 FNEHD
3160 PRINT USING 3170
3170 IMAGE /,/,25X,"ANALISIS DEL HIDROGRAMA UNITARIO"

```

```

3180 PRINT LSING 3190
3190 IMAGE 20X, "he 0 dir. H.U. Curva S", 19X, "(mm) (m3/se
g)", /
3200 I=0(49,2)
3210 J=0(50,2)
3220 I=I+1
3230 N=I-(J-1)
3240 K=I-1
3250 M=K-(J-1)
3260 Z9=0
3270 REDIM F(K,M),A(M,K),B(M,M),C(M,M),D(M,I),U(M,1),R(K,1)
3280 IF Z9=1 THEN 3380
3290 MAT P=ZER
3300 MAT H=ZER
3310 FOR L=1 TO K
3320 R(L,1)=0(L,1)
3330 NEXT L
3340 FOR L=1 TO J
3350 H(L,1)=0(L,2)
3360 NEXT L
3370 GOTO 3420
3380 FOR L=1 TO J
3390 H(L,1)=P(L,1)
3400 NEXT L
3410 GOTO 3490
3420 O=0
3430 FOR L=1 TO J
3440 FOR T=1 TO M
3450 P(T+0,1)=H(L,1)
3460 NEXT T
3470 O=O+1
3480 NEXT L
3490 MAT A=TRN(P)
3500 MAT B=F*P
3510 MAT C=INV(B)
3520 MAT D=C*A
3530 MAT U=I*R
3540 Z=0
3550 FOR I=1 TO O1
3560 R(I,1)=0(I,1)
3570 NEXT I
3580 IF J>=1 THEN 3700
3590 FOR L=1 TO J
3600 Z=Z+U(L,1)
3610 PRINT LSING 3620;H(L,1),R(L,1),U(L,1),Z
3620 IMAGE 16X,M2DZ.2D,4X,M3DZ.3D,4X,M2DZ.2D,4X,M2DZ.2D
3630 NEXT L
3640 FOR L=J+1 TO N-1
3650 Z=Z+U(L,1)
3660 PRINT LSING 3670;R(L,1),U(L,1),Z
3670 IMAGE 27X,M3DZ.3D,4X,M2DZ.2D,4X,M2DZ.2D
3680 NEXT L
3690 GOTO 3E00
3700 FOR L=1 TO N-1
3710 Z=Z+U(L,1)
3720 PRINT LSING 3620;H(L,1),R(L,1),U(L,1),Z
3730 NEXT L
3740 FOR L=1 TO J
3750 PRINT LSING 3760;H(L,1),R(L,1),Z
3760 IMAGE 16X,M2DZ.2D,4X,M3DZ.3D,15X,M2DZ.2D
3770 NEXT L
3780 Z8=J+1
3790 GOTO 3E10
3800 Z8=N
3810 FOR L=Z8 TO K
3820 PRINT LSING 3830;R(L,1),Z

```

```

3830 IMAGE 27X,M3DZ.3D,15X,M2J2.2D
3840 NEXT L
3850 IF Z9=1 THEN 4130
3860 INPUT "Ajusta datos de lluvia",Ht
3870 IF Ht="NO" THEN 4130
3880 REDIM F(K,1),A(1,M),D(1,M),C(K,M),B(K,1)
3890 INPUT "Ajusta lluvia con H.U. calculado SI o NO",S$
3900 IF S$="SI" THEN 3920
3910 GOTO 3560
3920 PRINT USING 3930
3930 IMAGE /,15X,"AJUSTE DE LOS DATOS DE LLUVIA CON EL H.U. CALCULADO",/,/
3940 PRINT USING 3190
3950 GOTO 4030
3960 FOR I=1 TO M
3970 DISP "valor de 0";I,"del HU ajustado";
3980 INPUT L(1,1)
3990 NEXT I
4000 PRINT USING 4010
4010 IMAGE 15X,"AJUSTE DE LOS DATOS DE LLUVIA CON EL H.U. AJUSTADO",/
4020 PRINT USING 3190
4030 MAT H=F*U
4040 MAT A=TRN(U)
4050 MAT G=F*U
4060 MAT K=INV(G)
4070 MAT D=K*A
4080 MAT B=F-H
4090 MAT C=E+D
4100 MAT P=F+C
4110 Z9=1
4120 GOTO 3270
4130 END

```

- H.U. para cualquier duración de lluvia en exceso (teoría del hidrograma S).

Utilizando el programa indicado, se obtuvieron las curvas S para las diferentes condiciones hidrometeorológicas analizadas en cada subcuenca.

En la tabla 3.5 se tienen los resultados obtenidos al deducir el H.U. de la tormenta ocurrida en la subcuenca del Río Tesechoacan en el año de 1960. Por otra parte, en la fig. 3.6 se presentan en forma gráfica todas las curvas generadas para dicha subcuenca, observándose curvas diferentes debido a la ubicación que haya tenido la tormenta dentro de ésta.

Una vez analizadas todas las condiciones, para cada subcuenca se calculó una curva S media, la cual se muestra en la fig. 3.7.

III.3.4 Subcuenca sin control hidrométrico

El hidrograma unitario de la subcuenca del Río Papaloapan hasta el sitio Tlacotalpan se obtuvo mediante la extrapolación de los hidrogramas unitarios deducidos en subcuencas con control hidrométrico según lo descrito en el inciso II.3.3.3.

Para el análisis de K y n se utilizó la información de las subcuencas controladas por las estaciones El Amate (Río Estanzuela), Lauchapan (Río Chacalapa), Angel R. Cabadas (Río Tecolapa), Camelpo (Río Blanco), Achotal (Río La Trinidad), Otapa (Río Otapa) y Amapa (Río Amapa).

A través de un análisis por mínimos cuadrados se dedujeron las siguientes relaciones:

TABLA 3.5

 - CARACTERISTICAS PRODUCIDAS POR LA TORMENTA -
 - OCURRIDA DE AGO 28- SEP 2 DE 1960 -
 - CUENCA DEL RIO TESECHOACAN -
 - HASTA LA ESTACION AZUETA -

DIA	Hr.	E s c u r r i e n t o			l l u v i a		Hidr. Adm.		H.U.
		Q base (m3/s)	Q dir. (m3/s)	Q total (m3/s)	hp (mm)	he (mm)	Q/Qp	t/tp	
28	15.0	284.00	0.00	284.00	7.0	0.00	0.000	0.000	0.00
28	21.0	284.00	0.00	284.00	1.0	0.00	0.000	0.000	0.00
29	3.0	284.00	0.00	284.00	5.0	0.00	0.000	0.000	0.00
29	9.0	284.00	0.00	284.00	3.0	0.00	0.000	0.000	0.00
29	15.0	284.00	0.00	284.00	32.0	16.77	0.000	0.000	0.00
29	21.0	284.00	0.00	284.00	33.0	17.77	0.000	0.000	0.00
30	3.0	284.00	0.00	284.00	11.0	0.00	0.000	0.000	0.00
30	9.0	284.00	0.00	284.00	9.0	0.00	0.000	0.000	0.00
30	15.0	284.00	0.00	284.00	12.0	0.00	0.000	0.000	0.00
30	21.0	284.00	0.00	284.00	22.0	6.77	0.000	0.000	0.00
31	1.0	284.00	0.00	284.00					
31	3.0	284.00	21.00	305.00	10.0	0.00	0.022	0.044	0.51
31	9.0	284.00	151.00	435.00	2.0	0.00	0.155	0.178	3.66
31	15.0	284.00	253.00	547.00	1.0	0.00	0.270	0.311	6.37
31	21.0	284.00	355.00	639.00	5.0	0.00	0.365	0.444	8.60
1	3.0	284.00	551.00	835.00	5.0	0.00	0.577	0.573	13.59
1	9.0	285.00	715.00	1000.00	1.0	0.00	0.735	0.711	17.32
1	15.0	290.00	888.00	1178.00	3.0	0.00	0.913	0.844	21.51
1	21.0	293.00	974.00	1267.00	1.0	0.00	1.001	0.973	23.59
1	22.0	297.00	973.00	1270.00	0.0	0.00	1.000	1.000	23.56
2	3.0	300.00	859.00	1159.00	0.0	0.00	0.883	1.111	20.50
2	9.0	306.00	730.00	1036.00	0.0	0.00	0.758	1.244	17.87
2	15.0	309.00	536.00	845.00	0.0	0.00	0.654	1.378	15.40
2	21.0	312.00	529.00	841.00	0.0	0.00	0.544	1.511	12.81
3	3.0	313.00	453.00	766.00	0.0	0.00	0.446	1.644	10.37
3	9.0	312.00	395.00	707.00	0.0	0.00	0.446	1.778	9.57
3	15.0	311.00	334.00	645.00	0.0	0.00	0.243	1.911	8.00
3	21.0	309.00	266.00	575.00	0.0	0.00	0.273	2.044	6.44
4	3.0	308.00	210.00	526.00	0.0	0.00	0.224	2.178	5.28
4	9.0	307.00	164.00	471.00	0.0	0.00	0.169	2.311	3.97
4	15.0	306.00	129.00	435.00	0.0	0.00	0.120	2.444	3.12
4	21.0	305.00	99.00	404.00	0.0	0.00	0.102	2.578	2.40
5	3.0	305.00	70.00	375.00	0.0	0.00	0.072	2.711	1.70
5	9.0	305.00	37.00	342.00	0.0	0.00	0.026	2.844	0.90
5	15.0	305.00	11.00	316.00	0.0	0.00	0.011	2.978	0.27
5	19.0	305.00	0.00	305.00	0.0	0.00	0.000	3.067	0.00

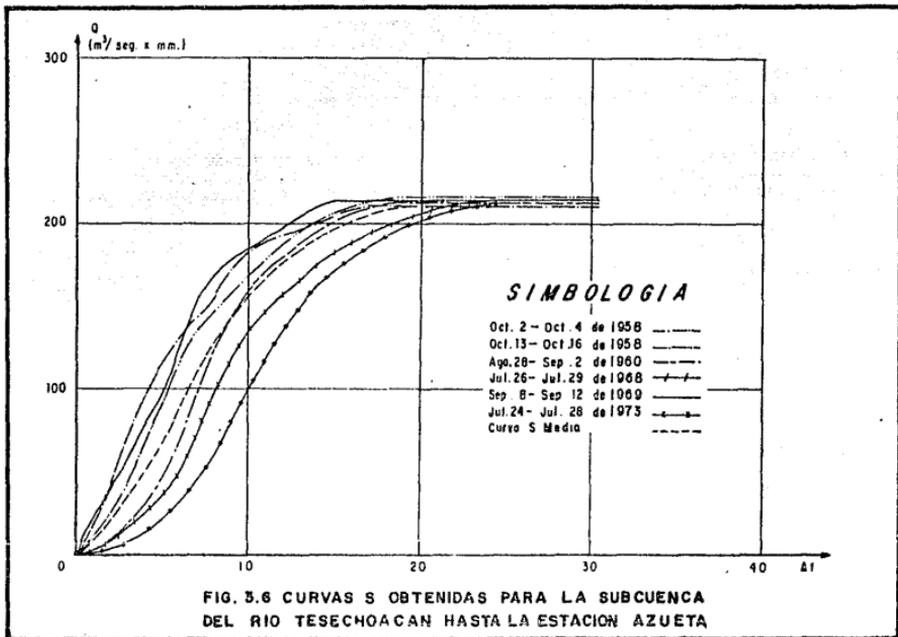
	Volumenes (Mill.m3)	Laminas (mm)	Tiempos (hrs)
Lluvia	763.53	hp 164.00	Tb 138.00
Esc. Dir	192.24	he 41.29	tp 45.00
Infil.	571.29	hf 122.71	de 36.00
Esc. base	131.48	lt 15.23	
Esc. total	373.64		

ANALISIS DEL HIDROGRAMA UNITARIO

he (mm)	Q dir. (m3/seg)	H.U.	Curva S
16.77	21.000	1.30	1.30
17.77	151.000	7.58	8.88
0.00	263.000	7.66	16.54
0.00	355.000	13.07	29.62
0.00	561.000	19.57	49.19
6.77	715.000	21.38	70.57
	888.000	27.35	97.92
	974.000	25.94	123.86
	859.000	18.50	142.36
	738.000	16.59	158.95
	636.000	11.44	170.39
	529.000	8.33	178.72
	453.000	7.83	186.55
	395.000	7.53	194.07
	334.000	5.79	199.86
	266.000	5.95	205.82
	218.000	3.21	209.03
	164.000	3.68	212.71
	129.000		212.71
	99.000		212.71
	70.000		212.71
	37.000		212.71
	11.000		212.71

AJUSTE DE LOS DATOS DE LLUVIA CON EL H.U. CALCULADO

he (mm)	Q dir. (m3/seg)	H.U.	Curva S
16.77	21.000	1.30	1.30
17.77	151.000	7.58	8.88
-0.00	263.000	7.66	16.54
-0.00	355.000	13.07	29.62
0.00	561.000	19.57	49.19
6.77	715.000	21.38	70.57
	888.000	27.35	97.92
	974.000	25.94	123.86
	859.000	18.50	142.36
	738.000	16.59	158.95
	636.000	11.44	170.39
	529.000	8.33	178.72
	453.000	7.83	186.54
	395.000	7.53	194.07
	334.000	5.79	199.86
	266.000	5.95	205.82
	218.000	3.21	209.03
	164.000	3.68	212.71
	129.000		212.71
	99.000		212.71
	70.000		212.71
	37.000		212.71
	11.000		212.71



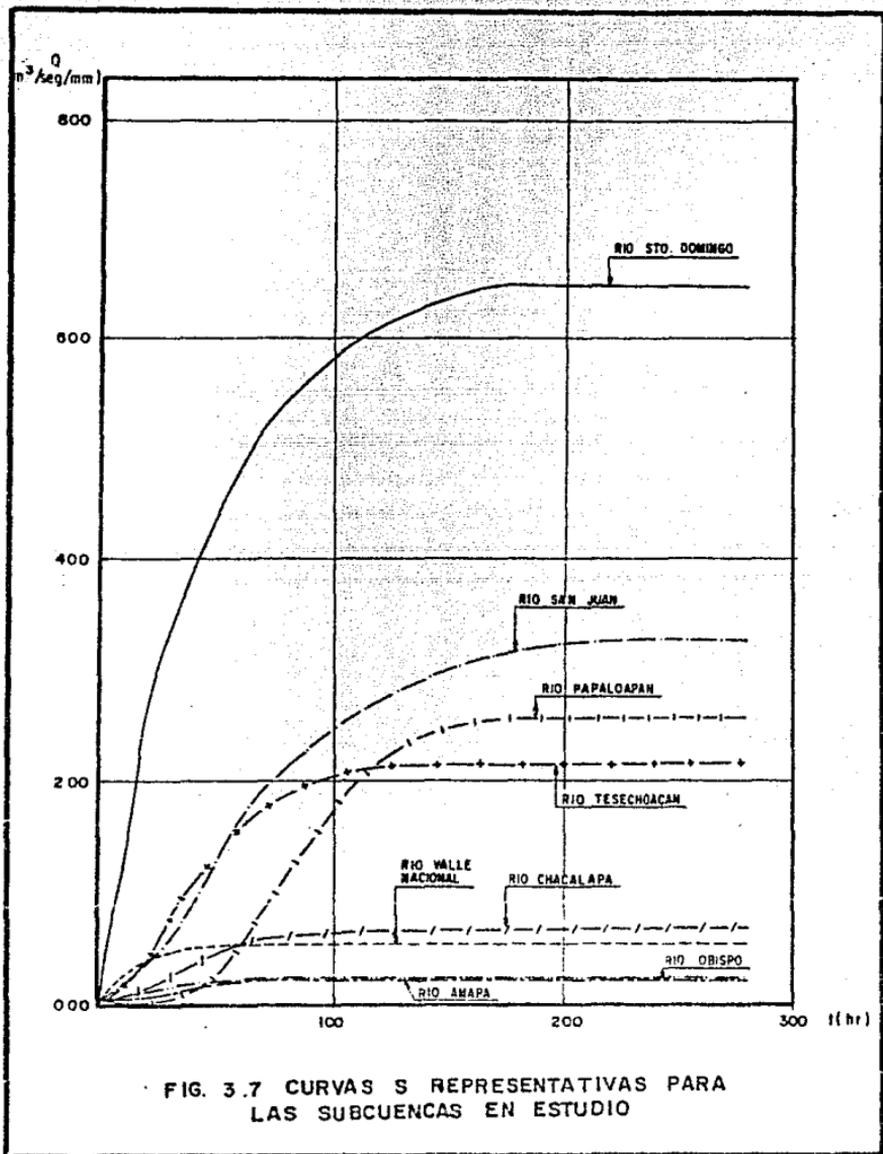


FIG. 3.7 CURVAS S REPRESENTATIVAS PARA LAS SUBCUENCAS EN ESTUDIO

$$K = 2.2024 A^{0.1544} \quad L^{0.2796} \quad S^{0.2710}$$

$$n = 0.2539 A^{-0.0602} \quad L^{0.3510} \quad S^{0.2710}$$

Para una área $A = 5\,582.4$ km, una longitud $L = 119450$ m y una pendiente $S = 0.00013$ (características fisiográficas de la subcuenca) se obtuvieron los valores de $K = 2.8123$ y $n = 9.1478$.

Conocidos los valores de K y n y haciendo uso de la ecuación 2.43, se dedujo el hidrograma unitario y con éste la curva S mostrada en la fig. 3.7.

III.4 Modelo hidrológico de alarma para el sitio en estudio

Una vez obtenidas las respuestas de las subcuencas a excitaciones unitarias, se procedió a la integración del modelo para la predicción de los escurrimientos en el sitio en estudio de la siguiente forma:

- Densidad de estaciones. En el inciso III.2 se calculó el número de estaciones climatológicas necesarias para el modelo hidrológico. En la tabla 3.6 se enlistan las estaciones que se proponen por subcuenca así como la influencia que tienen según la distribución de polígonos de Thiessen (fig. 3.8).
- Lluvia media por subcuenca. En cada una de las estaciones se llevará un registro de lluvias para intervalos de tiempo de 6 horas. La lluvia media se calcula como:

$$h_{pm} = \sum_{i=1}^n t h_i h_{p_i}$$

TABLA 3.6

ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS CON INFLUENCIA POR SUBCUENCA

Subcuenca del Río Amapa
hasta la Estación Amapa

Estación	% Th	Estación	% Th
Matateracito	17.52	La Granja	9.28
Tierra Blanca	32.99	Vicente	40.21

Subcuenca del Río Sto. Domingo
hasta la Estación Canton

Estación	% Th	Estación	% Th
Palmar de Bravo	7.50	Aguila	3.03
San Lorenzo Teotipilco	8.30	Teipatlan	5.36
Acatepec	4.38	Atatla	6.22
Xiquila	9.77	Huautla de Jimenez	4.73
Coixtlahuaca	8.48	Tepicuxila	11.81
La Estrella	6.43	Jayacatlan.	18.16
Humo Chico	3.59	San Pedro Hualasco	5.13
Jacatepec	8.09	San Lucas	2.09
Llano de Flores	2.61	Temascal	0.33

Subcuenca del Río Valle Nacional
hasta la Estación Jacatepec

Estación	% Th	Estación	% Th
Humo Chico	18.30	Cerro Vista Hermosa	37.50
Jacatepec	14.96	San Lucas	16.29
Llano de Flores	12.95		

Subcuenca del Río Obispo
hasta la Estación Obispo

Estación	% Th	Estación	% Th
Jacatepec	13.00	Monte Rosa	25.42
Cmpo. Exp. Loma Bonita	37.95	Turtepec	23.73



Subcuenca del Río Tesechoacan
hasta la Estación Azueta

Estacion	% Th	Estacion	% Th
San Pedro Nolasco	9.46	Cmo. Vista Hermosa	7.32
Jacatepec	3.97	Llano de Flores	2.77
Ayutla	14.17	Villa Alta	22.79
Sochiapa	9.41	Monte Rosa	22.22
Azueta	7.53	Capo. Exp. Loma Bonita	8.25

Subcuenca del Río San Juan
hasta la Estación Cuatrotolapan

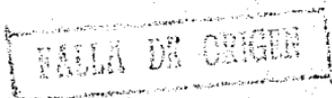
Estacion	% Th	Estacion	% Th
Ayutla	9.02	Villa Alta	5.72
Sochiapa	13.47	Puxmetacan	15.55
Jaltepec de Candoyac	6.26	San Juan Evangelista	13.92
Acayucan	3.57	Cuatrotolapan	5.99
Loma Larga	5.10	Boca de Sochiapa	21.23
Coyame	0.17		

Subcuenca del Río Chacalapa
hasta la Estación Lauchapan

Estacion	% Th	Estacion	% Th
Cuatrotolapan	3.71	Loma Larga	16.29
Santiago Tuatla	28.44	Lauchapan	8.11
Los Margos	27.83	Coyame	23.82

Subcuenca del Río Papaloapan
hasta el Sitio Tlacotalpan

Estacion	% Th	Estacion	% Th
La Estrella	0.94	Jacatepec	5.18
La Grarja	4.50	Tierra Blanca	1.80
Vicente	3.64	Sochiapa	8.88
Azueta	11.87	Capo. Exp. Loma Bonita	9.21
Tuxtepec	13.32	Cuatrotolapan	6.08
Boca de Sochiapa	2.14	Lauchapan	3.38
Temascal	9.25	San Nicolas	11.95
Tlacotalpan	4.50	Cosamalapan	11.44



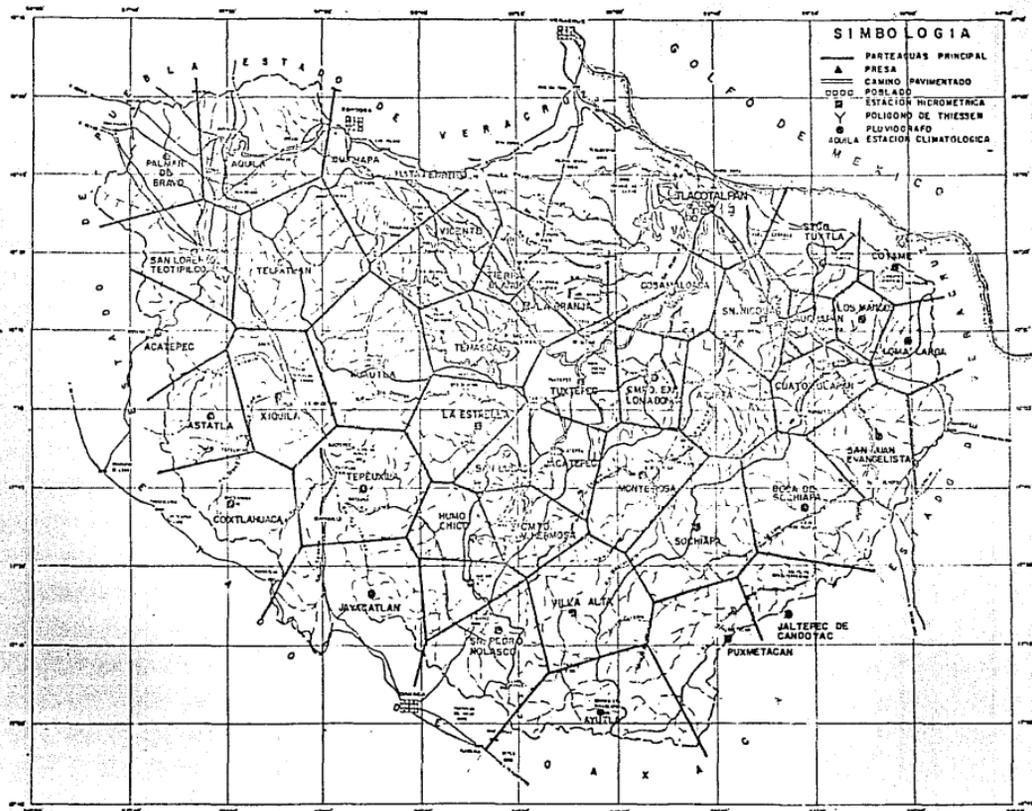


FIG. 3.8 POLIGONOS DE THIESSEN. MODELO HIDROLOGICO

donde

h_{pm} lluvia media en la subcuenca, en mm

th_i porcentaje de Thiessen de influencia en la estación i

hp_i lluvia acumulada en el intervalo de tiempo en la estación i , en mm

- c) Lluvia en exceso para subcuencas con control hidrométrico. Para los diferentes eventos analizados, mencionados en el inciso III.3.1 se obtuvo la variación del índice de infiltración y del gasto base. Esta variación se muestra en la tabla 3.7.

Para cada subcuenca se utilizará por facilidad y dado que se trata de un ejemplo de aplicación, la condición media de estos parámetros, con lo que se calculará la lluvia en exceso mediante la ecuación 2.9.

- d) Lluvia en exceso para la subcuenca sin control hidrométrico. Para la subcuenca hasta el sitio en estudio la lluvia en exceso se calculó haciendo uso de la ecuación 2.8. Analizando el uso, cobertura y tipo de suelo (tabla 2.2) se encontró un número de escurrimiento $N = 78$.

- e) Escurrimiento a la salida de cada subcuenca. Con la lluvia en exceso se genera el hidrograma del escurrimiento directo utilizando la ecuación 2.32. Agregando el gasto base se tendrá el escurrimiento total a la salida de cada subcuenca.

TABLA No. 3.7

VALORES DE \bar{q} Y VARIACION DE Q_b PARA EVENTOS ANALIZADOS

SUBCUENCA	ESTACION	PERIODO	\bar{q} (mm/h)	Q_b (m ³ /s)
Rio Amapa	Amapa	Oct 10-Oct 16 de 1958	0.57	5- 5
		Jul 15-Jul 21 de 1960	0.52	9- 15
		Sep 3-Sep 7 de 1964	0.82	4- 10
		Jul 26-Jul 28 de 1968	2.39	3- 4
		Ago 28-Sep 2 de 1969	0.61	12- 13
		Ago 2-Ago 5 de 1970	2.34	7- 12
Rio Sto. Domingo	Canton	Oct 9-Oct 16 de 1958	19.61	240-250
		Ago 27-Sep 2 de 1960	2.72	200-200
		Sep 1-Sep 13 de 1969	4.16	230-270
		Jul 21-Jul 30 de 1972	2.41	120-140
		Jul 19-Jul 22 de 1973	9.07	40-140
Rio Valle Nacional	Jacatepec	Oct 13-Oct 15 de 1958	1.27	155-310
		Jun 19-Jun 21 de 1959	3.79	180-245
		Jul 25-Jul 26 de 1961	3.04	155-200
		Ago 22-Ago 24 de 1969	0.74	180-190
		Jul 24-Jul 26 de 1973	0.07	110-255
Rio Obispo	Obispo	Sep 1-Sep 9 de 1955	0.63	12- 15
		Sep 17-Sep 21 de 1956	0.75	11- 18
		Oct 10-Oct 17 de 1958	0.20	10- 14
		Ago 23-Sep 5 de 1960	0.19	29- 29
		Jun 30-Jul 4 de 1961	1.02	14- 24
Rio Tesechozacan	Azueta	Oct 13-Oct 15 de 1958	2.19	250-274
		Oct 2-Oct 3 de 1958	0.34	210-259
		Ago 28-Sep 1 de 1960	2.54	284-313
		Jul 26-Jul 28 de 1968	2.07	195-226
		Sep 8-Sep 11 de 1969	1.54	
		Jul 24-Jul 27 de 1973	2.16	185-329
Rio San Juar	Cuatotolapan	Oct 2-Oct 6 de 1958	0.13	218-230
		Ago 20-Sep 4 de 1960	0.52	230-234
		Sep 21-Sep 26 de 1963	1.30	200-210
		Ago 20-Ago 26 de 1968	0.67	220-222
		Sep 8-Sep 12 de 1969	0.24	660-840
		Ago 25-Sep 4 de 1973	0.07	230-240
Rio Chacalapa	Lauchapan	Sep 21-Sep 22 de 1952	10.86	73-148
		Sep 7-Sep 9 de 1956	2.48	46- 60
		Oct 12-Oct 13 de 1958	3.66	34- 37
		Sep 17-Sep 19 de 1960	8.72	37- 91
		Sep 3-Sep 11 de 1969	4.92	63- 74

- f) Escurrimiento en el sitio en estudio. Para conocer el escurrimiento en Tlacotalpan, Ver., se efectuó el tránsito de los hidrogramas en el tiempo. El tiempo de tránsito de la salida de cada subcuenca al sitio en estudio se calculó con la ecuación 2.7. Estos tiempos se tienen en la tabla 3.8.

Debido a la gran cantidad de información que se maneja, todo el proceso seguido en la integración de la información se realizó con ayuda de un programa de computadora cuyo listado se da en la tabla 3.9.

En la figura 3.9 se tiene para cada subcuenca el escurrimiento generado al aplicar el modelo hidrológico de alarma con datos climatológicos registrados durante la tormenta ocurrida en el mes de octubre de 1969. Se presenta también el escurrimiento registrado en la estación hidrométrica correspondiente.

Una vez conocidos los escurrimientos a la salida de cada subcuenca, se transitaron hasta el sitio en estudio, dando como resultado la avenida que se presenta en la figura 3.10.

TABLA No. 3.6

TIEMPOS DE TRASLACION DE AVENIDAS
DE LOS SITIOS INDICADOS A TLACOTALPAN VER.

SITIO	L (m)	H (m)	S	T (hr)
Est. Amapa	148 300	19.90	0.00013	81.86
Est. Canton	142 450	25.84	0.00018	71.89
Est. Jacaterec	159 300	36.04	0.00023	71.39
Est. Obispo	97 150	2.67	0.00003	99.84
Est. Azueta	127 000	10.74	0.00008	86.59
Est. Cuatocclapan	121 200	8.30	0.00007	87.70
Est. Lauchapan	108 050	9.23	0.00009	75.16
P. Miguel Aleman	161 900	29.37	0.00019	70.02

TABLA 3.9

LISTADO DEL PROGRAMA PARA GENERACION DE ESCURRIMIENTOS

```

10 DIM E$(44),N1(8),Th(8,44),Est(8,44),Nord(8),S(8,47),F(8),SI(8,47),Hu(8,47)
20 SHORT F(44),N1(8),Th(8,44),Est(8,44),Nord(8),S(8,47),F(8),SI(8,47),Hu(8,47)
30 R(9,100),T1(9,100),Q1(9,100),TF(9)
30 SHORT Tc(9)
40 PRINT "-----"
50 PRINT " - MOJEO DE ALARMA CONTRA PREVENICION DE INUNDACIONES -"
60 PRINT " - SITIO TLACOTALPAH,VER. -"
70 PRINT " - CUENCA BAJA DEL RIO PAPALOPAH -"
80 PRINT "-----"
90 PRINT
100 FOR L=1 TO 44
110 READ L1,E$(L1)
120 NEXT L
130 Dt=6
140 PRINT
150 PRINT "***** ESTACIONES CLIMATOLOGICAS CON
*****"
160 PRINT "***** INFLUENCIA POR SUBCUENCA *****
*****"
170 FOR I=1 TO 9
180 IF I<>5 THEN 210
190 READ C$(I),D$(I)
200 GOTO 450
210 READ C$(I),D$(I),N1(I)
220 IF I<>8 THEN 260
230 PRINT USING 240;C$(I),D$(I)
240 IMAGE /,25X,"Subcuencia del Rio-",20A,/,25X,"hasta el ",35A
250 GOTO 260
260 PRINT USING 270;C$(I),D$(I)
270 IMAGE /,25X,"Subcuencia del Rio ",20A,/,25X,"hasta la Estacion ",35A
280 PRINT USING 290
290 IMAGE /,/,7X,"Estacion",16X,"% Th",12X,"Estacion",16X,"% Th",/
300 Suma=0
310 FOR I1=1 TO N1(I)
320 READ J,Th(I,J)
330 Est(I,I1)=J
340 PRINT USING 350;E$(J),Th:I,J)
350 IMAGE #,5X,23A,113D2.2D,4X
360 Suma=Suma+Th(I,J)
370 NEXT I1
380 PRINT
390 PRINT USING 400
400 IMAGE 60("<-")
410 READ Nord(I)
420 FOR I1=1 TO Nord(I)
430 READ S(I,I1)
440 NEXT I1
450 IF I<=7 THEN 510
460 IF I<>5 THEN 490
470 READ Tc(I)
480 GOTO 560
490 READ H,Tc(I)
500 GOTO 520
510 READ F1(I),Tc(I)
520 FOR I1=1 TO Nord(I)-1
530 SI(I,I1+1)=S(I,I1)
540 NEXT I1
550 FOR I1=1 TO Nord(I)

```

```

560 Hu(I,1)=S(I,1)-S1(I,1)
570 NEXT I1
580 NEXT I
590 Tpo=0
600 X=-1
610 X=X+1
620 XI=X+1
630 Tpo=Tpo+Dt
640 PRINT USING 650;Tpo
650 IMAGE //,"Tiempo",3D,//
660 INPUT "Gasto derramado en la Presa M.Aleman",Gas
670 PRINT "***** REGISTRO DE PRECIPITACION *****"
680 PRINT
690 PRINT "          Estacion Climatologica      Lluvia          Estacion Climatologica
Lluvia"
700 PRINT "
(mm)"
710 PRINT
720 FOR I=1 TO 40
730 DISP "Figura de lluvia registrada en ";Es(I);
740 INPUT F(I)
750 PRINT USING 760;I,Es(I),P(I)
760 IMAGE R,4D,3X,23A,4DZ.2D.2X
770 NEXT I
780 PRINT
790 PRINT
800 PRINT "***** GENERACION DE ESCURRIMIENTOS *****"
810 PRINT "***** POR CUENCA *****"
820 FOR I=1 TO 8
830 IF I<>E THEN 870
840 PRINT USING 850;C(I),D(I)
850 IMAGE //,27X,"Subcuenca del Rio ",20A,/,27X,"hasta el ",35A
860 GOTO 850
870 PRINT USING 880;C(I),D(I)
880 IMAGE //,27X,"Subcuenca del Rio ",20A,/,27X,"hasta la Estacion ",35A
890 Hpm=0
900 FOR I1=1 TO N1(I)
910 J=Est(I,I1)
920 Hpm=Hpm+P(J)+Th(I,J)/100
930 NEXT I1
940 IF I<>E THEN 990
950 Hpm=Hpm/10
960 He=(Hpm-508/N+5.08)^2/(Hpm+2032/N-20.32)
970 He=He+10
980 COTO 1000
990 He=Hpm-F(I)*Dt
1000 PRINT USING 1010;Hpm,He
1010 IMAGE //,15X," hp media_",2DZ.2D," mm" he=",2DZ.2D," mm"
1020 PRINT
1030 FOR I1=X1 TO Nord(I)+X
1040 Q(I,I1)=Hu(I,I1-V)-He
1050 Q1(I,I1)=Q1(I,I1)+Q(I,I1)
1060 NEXT I1
1070 PRINT USING 1080
1080 IMAGE "
DID"
1090 PRINT USING 1110
1100 PRINT USING 1120
1110 IMAGE " T Curva S Hu Qdtr T Qd
1120 IMAGE " (hr) de=6 hr de=6 hr (m3/s) (hr) (m3
/s)",/
1130 FOR I1=1 TO Nord(I)+X

```

```

1140 T=(I1-1)*6
1150 T1(I,1)=T+Tc(I)
1160 IF I1>Hord(I) THEN 1200
1170 PRINT USING 1160;T,S(I,1),S1(I,1),Hu(I,1),O(I,1),T1(I,1),Q1(I,1)
1180 IMAGE 5X,4D,3(2X,4DZ.2D),4X,4DZ.2D,4X,4D,4X,4DZ.2D
1190 GOTO 1210
1200 PRINT USING 1160;T,S(I,Hord(I)),S1(I,Hord(I)),Hu(I,Hord(I)),O(I,I),T1(I,I),Q1(I,I)
1210 NEXT I1
1220 Tf(I)=T1(I,I-1)
1230 NEXT I
1240 PRINT USING 900;Cr(I),Df(I)
1250 PRINT USING 1260
1260 IMAGE "                SITIO ESTACION HIDROMETRICA                SITIO EN ESTU
DIO"
1270 PRINT USING 1290
1280 PRINT USING 1300
1290 IMAGE "                T                Qdir                T                Qd
in"
1300 IMAGE "                (hr)                (m3/s)                (hr)                (m3
/s)",/
1310 Q(I,1)=0
1320 Q1(I,1)=Q(I,1)
1330 Q(I,X1+1)=Gas
1340 Q1(I,X1+1)=Q(I,X1+1)
1350 T1(I,1)=0+Tc(I)
1360 T1(I,X1+1)=Tpo+Tc(I)
1370 Tf(I)=T1(I,X1+1)
1380 FOR I1=1 TO X1-1
1390 T=Tpo-CX1+1-I1*.6
1400 PRINT USING 1410;T,O(I,1),T1(I,1),Q1(I,1)
1410 IMAGE 5X,4D,3(4X,4DZ.2D),4X,4D,4X,4DZ.2D
1420 NEXT I1
1430 A=T1(I,1)
1440 B=T1(I,Hord(I)+X)
1450 FOR I=1 TO 8
1460 IF A<T1(I,1) THEN 1480
1470 A=T1(I,1)
1480 IF B>Tf(I) THEN 1500
1490 B=Tf(I)
1500 NEXT I
1510 PRINT
1520 PRINT
1530 PRINT
1540 PRINT "***** ESCURRIMIENTO TOTAL EN EL SI
T I O *****"
1550 PRINT "***** ESTUDIO *****"
*****"
1560 PRINT
1570 PRINT "                T                Gasto T                Gasto T                Gasto T                Gasto
T                Gasto"
1580 PRINT "                (hr)                (m3/s)                (hr)                (m3/s)                (hr)                (m3/s)                (hr)                (m3/s)                (h
r)                (m3/s)"
1590 PRINT
1600 FOR I=F TO B STEP Df
1610 Q2=0
1620 FOR I1=1 TO 9
1630 IF T1(I,I1)>I THEN 1710
1640 IF I>Tf(I1) THEN 1710
1650 L=1
1660 IF I<=T1(I1,L+1) THEN 1690
1670 L=L+1
1680 GOTO 1660
1690 P1=(Q1(I1,L+1)-Q1(I1,L))*<T1(I1,L+1)-T1(I1,L)>
1700 Q2=Q2+F1*(I-T1(I1,L))+Q1(I1,L)
1710 NEXT I1

```

```

1720 PRINT LSING 1730;1,02
1730 IMAGE #,4DZ,3X,4DZ.2D
1740 NEXT I
1750 IF FRACT((I-1)/Dt)=0 THEN 610
1760 I=(INT((I-1)/Dt)+1)*Dt
1770 G2=0
1780 PRINT LSING 1730;1,02
1790 GOTO 610
1800 END
1810 DATA 1,Palmar de Bravo,2,Aquila,3,San Lorenzo Teotipilco,4,Telpatlan,5,Acat
epec,6,Astata,7,Xiquila,8,Muculia de Jimenez,9,Coixtlahuaca,10,Tepeuxila
1820 DATA 11,La Estrella,12,Jacacatlan,13,Humo Chico,14,San Pedro Nolasco,15,Cnt
o.Vista Hermosa,16,Jacatepec,17,San Lucas,18,Llano de Flores,19,Matatenitio
1830 DATA 22,La Granja,21,Tierra Blanca,22,Vicente,23,Ayutla,24,Villa Alta,25,So
chiapa,26, Monte Rosa,27,Azueta,28,Cmpo. Exp. Loma Bonita,29,Tuxtepec,30,Puxmetacan
1840 DATA 31,Jaltepec de Cambrayac,32, San Juan Evangelista,33,Acayucan,34,Cuatoto
lapan,35,Lora Larga,36,Boca de Sochiapa,37,Santiago Tuxtla,38,Lauchapan
1850 DATA 39,Los Mangos,40,Solome,41,Temascal,42, San Nicolas,43,Tlacotalpan,44,C
osamalapan
1860 DATA Ahapa,Ahapa,4
1870 DATA 15,17,18,20,9.28,21,32.99,22,40.21
1880 DATA 1E
1890 DATA 0,1.72,4.05,5.35,9.12,12.57,14.70,16.72,18.14,19.05,19.87,20.47,20.88,
21.18,21.39,21.49,21.69,21.69
1900 DATA 1,21,92
1910 DATA Sto. Domingo,Canton,13
1920 DATA 1,7.50,2,3.03,3,6.39,4,3.36,5,4.38,6,6.22,7,9.77,8,4.73,9,8.48,10,11.8
1,11,6.43,12,10.16,13,3.59,14,5.13,15,6.89,17,2.08,18,2.61,41,8.33
1930 DATA 3E
1940 DATA 0,73.19,146.37,240.05,292.74,338.80,368.86,403.99,420.33,459.61,483.03
,503.52,524.01,541.57,556.21,567.92,579.63,588.41,597.28,605.98,611.83,620.62
1950 DATA 626.47,632.33,635.25,638.18,644.09,646.96,649.89,649.69
1960 DATA 7,59,72
1970 DATA Valle Nacional,Jacatepec,5
1980 DATA 13,18.30,15,37.58,16,14.36,17,16.29,18,12.95
1990 DATA 14
2000 DATA 0,18.67,30.60,38.25,42.02,44.98,46.92,48.45,49.47,50.18,51.00,51.20,51
.71,51.71
2010 DATA 1.78,71
2020 DATA Obispo,Obispo,4
2030 DATA 16,13.00,20,25.42,28,37.35,29,23.73
2040 DATA 24
2050 DATA 0,0.70,1.71,4.02,6.22,8.43,10.74,13.55,16.27,17.47,18.37,19.08,19.78,2
0.28,20.88,21.29,21.59,21.89,21.99,22.19,22.29,22.39,22.49,22.49
2060 DATA 0,56,180
2070 DATA Texchoacan,Azueta,10
2080 DATA 14,9.46,15,7.32,16,3.97,18,2.77,23,14.17,24,22.79,25,9.41,26,22.22,27,
7.63,28,0.26
2090 DATA 2E
2100 DATA 0,8.66,19.69,34.67,52.11,70.12,88.96,107.92,126.54,142.08,155.06,166.1
2,175.32,183.45,191.25,197.43,202.32,205.75,208.69,210.37,211.70,212.73
2110 DATA 213.59,214.25,214.79,215.25,215.54,215.54
2120 DATA 1,81,87
2130 DATA San Juan,Cuatotlapan,11
2140 DATA 23,9.02,24,5.72,25,13.47,30,15.55,31,6.26,32,13.92,33,3.57,34,5.99,35,
5.19,36,21.23,40,0.17
2150 DATA 37
2160 DATA 0,9.75,19.45,31.61,41.33,55.92,72.94,94.82,123.99,145.88,165.33,179.95
,194.50,206.66,218.81,230.97,243.13,252.65,268.14,267.44,274.73,282.03,289.32
2170 DATA 251.75,296.61,301.48,306.34,308.77,311.20,313.63,316.05,318.49,320.93,
323.36,325.79,328.22,328.22
2180 DATA 0,49,80
2190 DATA Chacalapa,Lauchapan,6
2200 DATA 34,3.71,35,16.69,37,20.44,38,8.11,39,27.03,40,23.82
2210 DATA 3E
2220 DATA 0,1.64,5.16,8.63,16.43,23.04,29.97,35.90,40.92,44.99,48.54,52.23,56.82
,57.60,58.64,60.81,62.27,63.35,64.18,64.84,65.51,65.86,66.23,66.58,66.87

```

2130 DATA 67.13,67.35,67.58,67.75,67.97,68.01,68.11,68.20,68.33,68.37,68.41,68.44,68.44
2240 DATA 6,12,75
2250 DATA Papaloapan,Sitio en estudio,16
2260 DATA 11,0.94,16,5.18,28,4.50,11,1.20,22,3.64,25,0.80,27,11.87,28,9.21,29,13.32,34,6.08,36,2.14,38,3.38,41,9.25,42,11.95,43,4.50,44,11.44
2270 DATA 47
2280 DATA 0,0.04,0.17,0.40,0.91,2.72,7.12,13.61,23.04,34.60,48.69,65.56,85.21,106.59,127.95,148.12,166.47,183.06,197.59,210.16,211.69,229.05,236.24,241.95
2290 DATA 246.47,249.72,252.14,254.00,255.33,256.24,256.85,257.27,257.58,257.81,257.98,258.10,258.20,258.27,258.31,258.35,258.38,258.40,258.41,258.42,258.43
2300 DATA 258.44,258.44
2310 DATA 76,0
2320 DATA Tcnto,Presa Miguel Aleman
2330 DATA 76

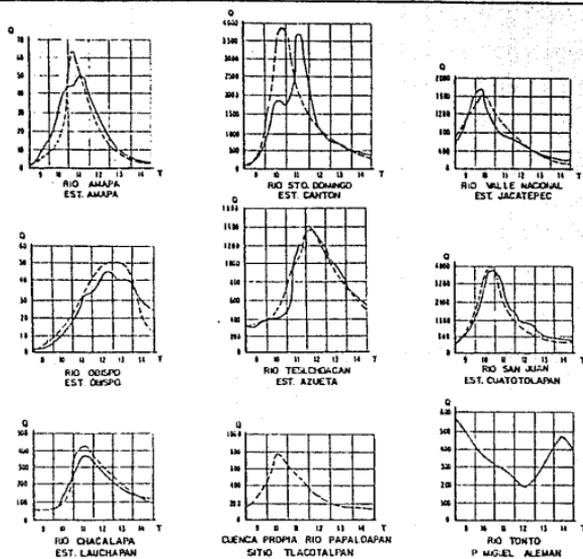


FIG. 3.9 AVENIDAS OBTENIDAS EN LAS SUBCUENCAS
EN ANALISIS, OCTUBRE DE 1969

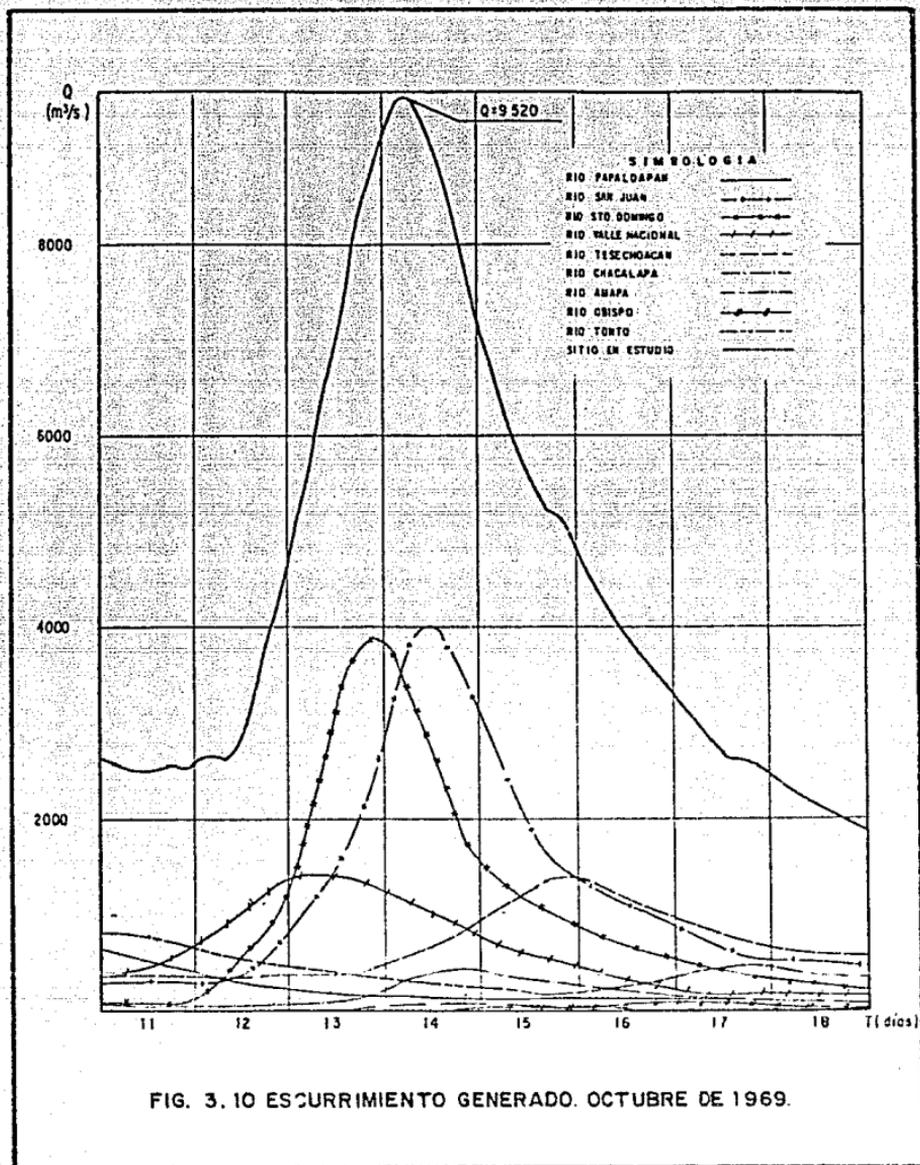


FIG. 3. 10 ESCURRIMIENTO GENERADO. OCTUBRE DE 1969.

IV. CONCLUSIONES

En cuanto a la red de estaciones hidrométrica y climatológica, ambas son de gran importancia por lo siguiente:

- Por una parte, la información recabada en estaciones hidrométricas es más confiable que la de las estaciones pluviográficas, ya que el gasto considera todas las pérdidas, no así la precipitación que tiene que ser transformada a gasto mediante alguna relación lluvia-escorrimento.
- Pero por otra, la medición de la precipitación tiene la ventaja sobre el aforo del gasto, de otorgar mayor tiempo para tomar una

decisión.

- Lo anterior nos muestra la importancia que tiene la calibración de los modelos lluvia-escorrentamiento para llevar a cabo un buen funcionamiento de todo el sistema de previsión de avenidas.
- El mejoramiento de la red debe basarse en el estado actual de la misma y en el establecimiento de una secuencia a seguir para completarla.
- Se recomienda el diseño de redes telemétricas de predicción en las cuencas que sufren inundaciones periódicas como son El Infiernillo, Balsas, Grijalba, Papaloapan y Lerma.

Acerca de las relaciones lluvia-escorrentamiento se puede decir:

- Si se conoce esta relación, se puede hacer una predicción de las avenidas y tomar así las medidas de protección necesarias.
- Se han llevado a cabo análisis estadísticos de las tormentas encontrándose relaciones lluvia-escorrentamiento, en donde las características estadísticas de las avenidas se pueden estimar indirectamente a partir de las tormentas. Esto se aplica cuando no existe registro de escorrentamientos o bien el régimen del escorrentamiento ha sido modificado.
- La relación lluvia-escorrentamiento que se utilice depende básicamente de la cantidad y calidad de información disponible.

- Los modelos lineales son los más adecuados a usarse en las cuencas de México, básicamente debido a la información disponible en éstas, ya que se cuenta con un buen número de estaciones de aforo. Su utilización se realiza en donde el problema puede crear un cierto riesgo.
- Los modelos precipitación-escorrentía basados en simulación digital de la cuenca necesitan demasiada información, la que es difícil de recopilar y procesar.
- Los modelos empíricos que se han mencionado y cuyas fórmulas fueron obtenidas en otros países, deben ser sustituidas por fórmulas específicas para cada cuenca del País, obtenidas mediante la regionalización de los gastos máximos.

Para el modelo hidrológico de alarma se concluye que:

- Los modelos desarrollados se pueden aplicar a las condiciones existentes por cuanto a la red hidrométrica y pluviográfica disponible se refiere, con los errores inherentes debido a la red climatológica actual.
- Se requiere de una revisión de la densidad de estaciones climatológicas.
- Se requiere de una revisión de la red de estaciones hidrométricas existente.

- Dado el costo que involucra el implementar un sistema de comunicación, p. ej. Telemétrico entre las estaciones climatológicas y un centro receptor, es conveniente para su implementación, si simultáneamente revisar la red de estaciones y hacer un análisis económico para definir en donde se requiere reubicar estaciones pluviográficas existentes y en donde colocar nuevas.
- Se desea que se instalen estaciones hidrométricas en aquellas corrientes que a la fecha no disponen de un registro de aforos y que pueden ser de gran importancia para la exactitud de los resultados que arroje el modelo hidrológico.
- Los resultados obtenidos deben revisarse y mejorarse permanentemente y a través de nueva información recabada y las nuevas técnicas que se desarrollen.
- El estudio meteorológico de las tormentas ocurridas en el país debe sistematizarse por lo que debe de continuar la colaboración entre hidrólogos y meteorólogos.
- El rango de confiabilidad de la aplicación de un modelo de alarma depende fundamentalmente de la red de estaciones disponibles y el conocimiento de la relación lluvia-escurrimiento.

Como conclusión del ejemplo de aplicación se tiene lo siguiente:

- Es necesario aumentar la cantidad de estaciones de medición de

lluvia, sobre todo en pluviógrafos, ya que como se pudo observar la lluvia media para la duración total de la tormenta medida con pluviómetros es diferente a la medida con pluviógrafos.

- Debido a que se utilizaron condiciones medias del índice de infiltración ϕ y del gasto base Q_b , los resultados obtenidos son diferentes a los registrados, pudiendo hacer que la diferencia se reduzca si se lleva un análisis de estos parámetros durante todo el intervalo de simulación.
- La generación de escurrimientos en el sitio de estudio es aproximada ya que se debe de tomar en cuenta el efecto de regulación que produce el cauce sobre la avenida desde el sitio de la estación hidrométrica hasta el punto de interés.

BIBLIOGRAFIA

- 1) R.K. Linsley, M.A. Kohler y J.L. Paulhus, "Hidrología para Ingenieros", Mc Graw - Hill Latinoamericana S. A.
- 2) CH. O. Wister y E. F. Brater, "Hidrology", John Wiley E. Sons Inc. - (1963).
- 3) R. Springall G. "Hidrología Primera Parte", Publicación del Instituto de Ingeniería D7, UNAM (1970).
- 4) "Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas", Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH (1978).
- 5) R.K. Linsley, M. A. Kohler y J. L. Paulhus, "Applied Hidrology", Mc - Graw-Hill Inc., International Student Edition.
- 6) F. González V., "Estudio de Regionalización y Predicción de Tormentas y Avenidas de Diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM (Dic. 1971).
- 7) T. Martínez T., "Teoría y Aplicaciones del Hidrograma Unitario", Tesis Profesional, UNAM (1982).
- 8) J. Ramírez M., "Regionalización de las Relaciones Lluvia-Escorrentamiento para la Cuenca del Papaloapan", Tesis Profesional, Universidad Veracruzana (1976).
- 9) "Manual de Diseño de Obras Civiles", Instituto de Investigaciones Eléctricas, CFE (1980).
- 10) R. Springall G., "Escorrentamiento en Cuencas Grandes", Instituto de Ingeniería, Pub. 146, UNAM (Sep. 1967).
- 11) J. Natividad B.D., "Análisis de los Métodos Existentes para Determinar Avenidas de Diseño de Obras de Excedencias", Tesis Profesional, Universidad Autónoma de Zacatecas (1979).
- 12) R. Springall G. "Drenaje en Cuencas Pequeñas", Instituto de Ingeniería, Pub. 143, UNAM (Ene. 1969).
- 13) R. Domínguez M., "Tormenta y Avenidas de Diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM (Dic. 1974).
- 14) R. Domínguez, R. Quaa y C. Legaria; "Aplicación de los Sistemas de Informática a la Predicción de Hidrogramas", Instituto de Ingeniería, - - UNAM (Dic. 1977).
- 15) "Boletín Hidrológico N° 50, Región Hidrológica N° 12 (parcial)", Subsecretaría de Planeación, SARH.
- 16) R. Domínguez M., "Análisis Regional de Tormentas y Avenidas de Diseño", Tesis de Maestría, UNAM (1981).

- 17) Chow Ven Te., "Handbook of Applied Hydrology", Mc. Graw Hill (1964).
- 18) O. Vega R., "Gasto Máximo Aportado por una Cuenca Pequeña", 1er. Congreso Nacional de Hidráulica, Oaxtepec, Mor. (1970).
- 19) "Manual de Diseño de Obras Fluviales para la Protección contra Inundaciones", Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, SARH (1981).
- 20) "Estudio de la Planicie de Inundación del Río Papaloapan", Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH (1980).