

19
24



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
ACATLAN

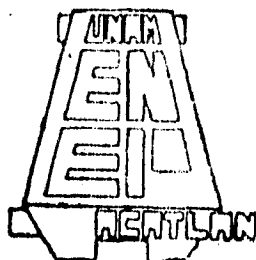


Sistema de alarma para la predicción de
avenidas en la cuenca alta y media del
Río Papaloapan, usando el modelo lluvia-
escurrimiento

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:

MANUEL MENDOZA GRANDE



Director: Ing. Carlos Rosales Aguilar

Acatlán, Edo. de Méx.

1996

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. MANUEL MENDOZA GRANDE
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 09 DE MARZO DE 1994, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: "SISTEMA DE ALARMA PARA LA PREDICCIÓN DE AVENIDAS EN LA CUENCA ALTA Y MEDIA DEL RIO PAPALOAPAN, USANDO EL MODELO LLUVIA - ESCURRIMIENTO." EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

- I.- GENERALIDADES Y DESCRIPCION GENERAL DE LA CUENCA DEL RIO PAPALOAPAN.
- II.- PROBLEMAS DE INUNDACIONES EN LA FLANCIJE DEL RIO PAPALOAPAN.
- III.- MODELO LLUVIA - ESCURRIMIENTO (HEC-1).
- IV.- CALIBRACION Y APLICACION DEL MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO.
- V.- PRESENTACION DE RESULTADOS OBTENIDOS.
CONCLUSIONES.
BIBLIOGRAFIAS.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL ING. CARLOS ROSALES AGUILAR.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR VISIBLE DE LOS EJEMPLARES DE LA TESIS. EL TITULO DE TRABAJO REALIZADO. ESTA COMUNICACION DEBERA INFRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

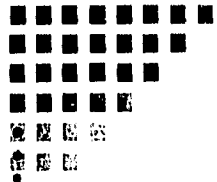
SIN MAS POR EL MOMENTO, RECIBA UN CORDIAL SALUDO

A T E N T A M E N T E .
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPERITU"
ACATLAN, EDO. DE NEX., A 07 DE JUNIO DE 1994

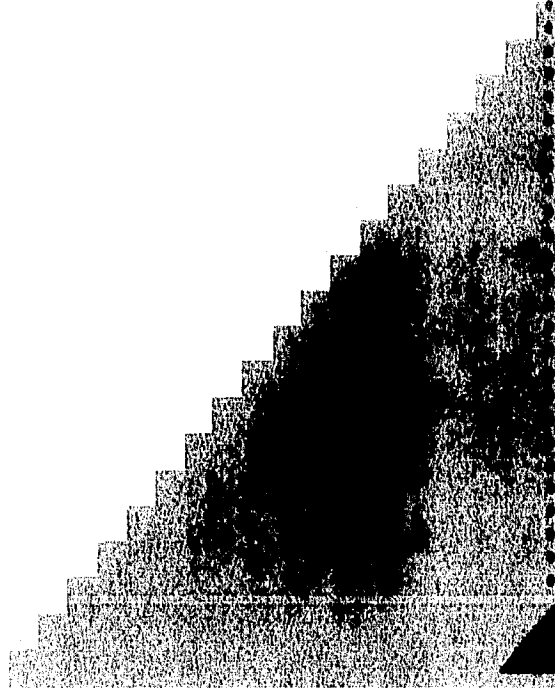


ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL



“SISTEMA DE ALARMA PARA LA PREDICCIÓN
DE AVENIDAS EN LA CUENCA ALTA Y MEDIA
DEL RÍO PAPALOAPAN, USANDO EL MODE-
LO LLUVIA-ESCURRIMIENTO”.



A mis padres,
asesores,
hermanos y a
todas las personas
que me apoyaron.

INDICE GENERAL:

INTRODUCCION	1
CAPITULO I GENERALIDADES Y DESCRIPCION GENERAL DE LA CUENCA DEL RIO PAPALOAPAN.	6
1.1 Generalidades.	6
1.1.1 Procesos y sistemas hidrológicos.	6
1.1.2 Definiciones fundamentales.	9
1.2 Localización.	10
1.3 Orografía.	15
1.4 Hidrografía.	16
1.5 Climatología.	19
CAPITULO II PROBLEMA DE INUNDACIONES EN LA PLANICIE DEL RIO PAPALOAPAN.	22
2.1 Aspectos sobre la problemática de las avenidas a nivel nacional.	22
2.1.1 Conceptos generales sobre el tema de las inundaciones.	24
2.1.2 Acciones usuales para reducir los daños causados por las inundaciones.	25
2.1.3 Algunas de las consideraciones económicas en el control de las inundaciones.	26
2.2 Importancia y prioridad del río Papaloapan.	26
2.2.1 Algunas inundaciones de importancia.	27
2.2.2 Tránsito de avenidas en llanuras de inundación	29
2.3 Condiciones socioeconómicas.	30
2.4 Uso de suelo.	31

2.5	Utilización general del agua.	32
2.5.1	Contaminación del agua.	33
2.6	Actividades Principales.	34
CAPITULO III	MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO (HEC-1)	36
3.1	Introducción.	36
3.2	Aplicaciones fundamentales del modelo.	37
3.2.1	Modelado de la red fluvial.	37
3.2.2	Análisis de planes múltiples de avenidas.	37
3.3	Hipótesis teórica y limitaciones.	39
3.4	Modelo lluvia-escurrimiento.	39
3.4.1	Desarrollo del modelo.	40
3.4.2	Componente de escurrimiento superficial.	40
3.4.3	Simulación de la lluvia-escurrimiento.	41
3.4.3.1	Hietograma de precipitación.	42
3.5	Tormenta histórica.	43
3.6	Intercepción/infiltración.	44
3.6.1	Factores que afectan la capacidad de infiltración.	44
3.6.2	Curva de infiltración y tiempo de encharcamiento.	45
3.6.3	Fórmulas tradicionales para la infiltración.	47
3.6.4	Factores de pérdida en el modelo.	48
3.6.5	Tasa o índice de pérdida exponencial.	48
3.7	Hidrograma Unitario.	50
3.7.1	Metodología básica.	52
3.7.2	Hidrograma unitario de Clark.	52
3.8	Flujo base.	54
3.9	Selección de un método de tránsito de avenidas por cauces.	55
3.9.1	Método de Muskingum.	56

CAPITULO IV CALIBRACION Y APLICACION DEL MODELO	
LLUVIA- ESCURRIMIENTO.	61
4.1 Antecedentes.	61
4.2 Utilidad de los modelos hidrológicos.	61
4.2.1 Aspectos hidrológicos físicos.	63
4.2.2 Recopilación e integración de la información.	64
4.2.3 Recomendaciones para reunir la información.	65
4.3 Definición de la zona de estudio.	66
4.3.1 Datos de las estaciones hidrométricas.	67
4.3.2 Datos de las estaciones climatológicas.	69
4.4 Análisis de la información por subcuenca.	71
4.5 Calibración del modelo.	75
4.5.1 Metodología de estimación.	75
4.6 Organización de los datos de entrada.	76
4.7 Ejemplo de una entrada de datos para el hidrograma unitario y sus respectivos resultados.	77
4.7.1 Ejemplo de una entrada de datos para el método de Muskingum.	84
CAPITULO V PRESENTACION DE RESULTADOS OBTENIDOS	93
5.1 Detalles de la salida de datos.	93
5.2 Resultados del modelo.	94
5.3 Valores ajustados de los valores de K y X.	103
5.4 Pronóstico de los valores con la curva S.	104
5.5 Aplicación de los resultados.	104
CONCLUSIONES	106
BIBLIOGRAFIAS	109
ANEXO	111

INDICE DE FIGURAS:

Figura # 1	Diagrama de bloques del ciclo hidrológico	7
Figura # 2	Modelo simplificado de una cuenca	8
Figura # 3	Cuenca del papaloapan	11
Figura # 4	Localización de las regiones hidrologicas	13
Figura # 5	Localización de la región hidrológica No. 28	14
Figura # 6	Orografía de la cuenca del Papaloapan	15
Figura # 7	Hidrografía de la cuenca del Papaloapan	17
Figura # 8	Laguna de Alvarado	18
Figura # 9	Ejemplo del modelado de una red	38
Figura # 10	Hietograma de precipitación	43
Figura # 11	Comportamiento de la infiltración	46
Figura # 12	Gasto base	54
Figura # 13	Tránsito de una avenida	57
Figura # 14	Selección de un modelo	62
Figura # 15	Localización de las estaciones hidrométricas	67
Figura # 16	Curva S, estación Achotal	96
Figura # 17	Curva S, estación La Angostura	97
Figura # 18	Curva S, estación Bellaco	98
Figura # 19	Curva S, estación Jacatepec	99
Figura # 20	Curva S, estación Lauchapan	100
Figura # 21	Curva S, estación Quiotepec	101
Figura # 22	Curva S, estación Villa Azueta	102

INTRODUCCION

La cuenca del Papaloapan cuenta con abundantes recursos naturales, tierras propicias a la agricultura y la ganadería; corrientes útiles para la irrigación y para aprovechamientos hidroeléctricos; extensos bosques y selva exuberantes. El Subsuelo contiene mantos petrolíferos y en la zona montañosa existe gran variedad de minerales metálicos y no metálicos.

Las inundaciones son en general fenómenos naturales que representan un gran peligro para las poblaciones, campos agrícolas, terrenos ganaderos, industrias, vías de comunicación, y por otro lado también ocasionan grandes daños a la economía del país. Para la disminución de estos problemas se han aplicado varias metodologías.

La detección, medición y análisis de los fenómenos hidrometeorológicos son insuficientes; así mismo, parte de los equipos utilizados, por falta de un mantenimiento adecuado, los cuales muestran un considerable deterioro.

Un aspecto fundamental lo constituye la seguridad y el adecuado funcionamiento de las obras hidráulicas construidas, ya que una falla podría ser la causa de grandes desastres. Un problema que se enfrenta es la reducción en la capacidad de almacenamiento de las presas y de conducción de los cauces, ocasionada por el azolve. Así mismo, la falta de mantenimiento en equipos y estructuras, y la escasa capacidad de descarga de las obras de excedencias de algunas presas, provoca que se incrementen sus riesgos de falla.

Todo lo anterior ha provocado que aún cuando se hayan realizado importantes obras para el control de las avenidas y la protección contra inundaciones, y se lleven a cabo en forma permanente programas para prevenir los daños por inundaciones, estos muestran una tendencia creciente en el tiempo, con cifras que superan en mucho a los recursos que se destinan a su prevención. En la actualidad los daños directos provocados por las inundaciones alcanzan anualmente un promedio de N\$ 173.00 millones y la pérdida de 104 vidas humanas.

En general las obras y programas que se realizan para el control de avenidas y la protección contra inundaciones, se han costeado en su totalidad con fondos federales no reembolsables y con muy escasa o nula participación de los usuarios de las obras y de los gobiernos locales o estatales.

Un programa efectivo de control de avenidas y prevención de daños por inundaciones en una cuenca hidrológica debe ser integral, compuesto de acciones de infraestructura y acciones institucionales.

Un elemento esencial, en la atención de la problemática de las inundaciones, es la descentralización de las actividades, en las que dentro de la normatividad que se fije centralmente, se tenga una participación coordinada de las autoridades en sus tres niveles y de los habitantes de las comunidades; la cual se debe extender desde el financiamiento de las acciones hasta una activa colaboración en labores de auxilio y rescate en casos de desastre.

El estudio Hidrológico involucra la implementación de un modelo de

alarma (HEC-1, Hydrologic Engineering Center) que permita conocer los escurrimientos en la parte baja de la cuenca del río Papaloapan producidos por las precipitaciones en la cuenca alta y media. A fin de disponer del criterio más adecuado para el conocimiento del escurrimiento, debido a la disponibilidad de información hidrometeorológica.

El porqué de esta selección estriba a que las técnicas apoyadas en la hidrología matemática requieren de un mínimo de información in situ a las técnicas de hidrología física, las cuales requieren de una mayor información y calibración matemática.

Cabe mencionar que el disponer de un modelo matemático, en donde se puedan estudiar las diversas obras contra inundaciones que se han propuesto y aquellos por proponerse, es básico para apoyar las decisiones que permitan a futuro resolver la problemática de las inundaciones en la cuenca del río Papaloapan.

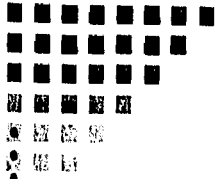
Se establecen las siguientes prioridades.

- Reducir la pérdida de vidas humanas y los daños causados por las inundaciones.
- Consolidar el desarrollo de áreas productivas sujetas a inundaciones frecuentes.

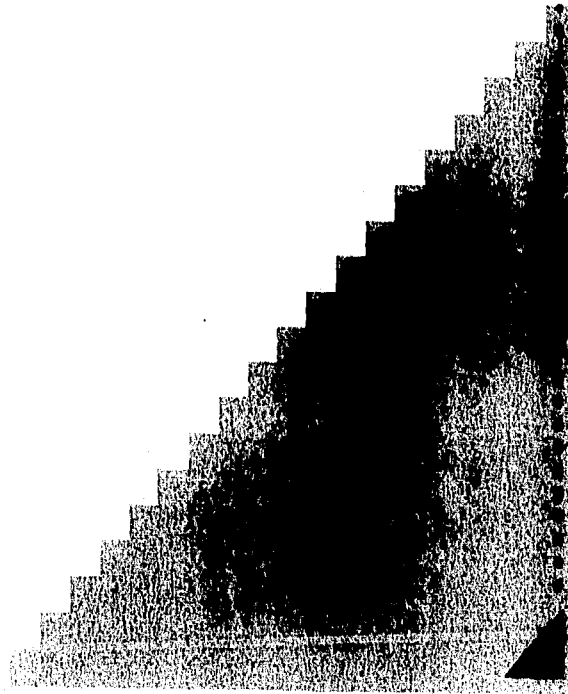
En la actualidad existen modelos, tales como el Paquete de Hidrograma de Flujo, HEC-1 (Hydrologic Engineering Center), Modelo Principal de Tormentas (conocido como EPA), el SCS TR20 (Soil Conservation Service), son programas que simulan la respuesta de tormentas

sencillas, teniendo a la precipitación como una dato de inicio. El propósito principal del HEC-1, es la de simular un proceso hidrológico durante un evento de escurrimiento. El proceso de convertir a la precipitación en un escurrimiento directo, puede ser simulado por el HEC-1 para cuencas o escurrimientos complejos.

Siendo principalmente la aplicación del modelo lluvia-escurrimiento, HEC-1 (Hydrologic Engineering Center), a las cuencas alta y media del río Papaloapan de tal forma obtener hidrogramas unitarios representativos de cada una de ellas y mostrar sus resultados.



CAPITULO I



**GENERALIDADES Y DESCRIPCION GENERAL DE LA
CUENCA DEL RIO PAPALOAPAN**

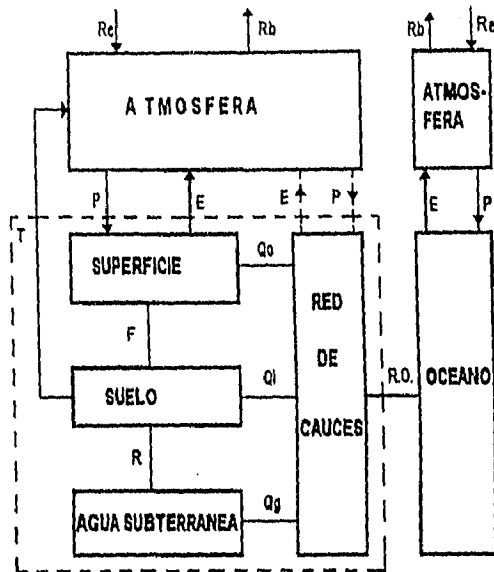
1.1 GENERALIDADES

Para comprender los procesos hidrológicos de la cuenca del río Papaloapan, se dan a conocer al inicio una visión general sobre el desarrollo hidrológico que comprende el ciclo hidrológico y como representarlo como un modelo de una cuenca. Para comprender que es un modelo se dan a conocer unas definiciones básicas del mismo. Finalmente se dan a conocer sus características generales de la cuenca como son: su localización, hidrografía, orografía y el clima de la región.

1.1.1 PROCESOS Y SISTEMAS HIDROLOGICOS.

Los procesos hidrológicos que comprende el ciclo hidrológico se pueden representar a través de un diagrama de bloques, como el de la figura # 1. En esta figura cada rectángulo ilustra diversas formas de almacenamiento del agua y las flechas que conectan los rectángulos, muestran los procesos hidrológicos individuales que son los responsables de la transferencia de agua entre almacenamientos. Sin embargo, la hidrología aplicada solo está interesada en la operación de las cuencas como Sistemas Hidrológicos, entonces, el subsistema del ciclo que representa la operación de una cuenca está enmarcada por la línea punteada (mostrado en la figura # 1).

La operación de una cuenca como se ilustra en la fig. #1, es bastante



T = Transpiración F = infiltración R = Recarga
 E = Evaporación P = Precipitación Q = Gasto
 RO = Recarga al océano R_e = Recarga exterior R_i = Recarga base

FIGURA # 1. DIAGRAMA DE BLOQUES DEL CICLO HIDROLOGICO

simplificada, ya que todos los almacenamientos y procesos hidrológicos son considerados globales, es decir, sin tomar en cuenta su variación espacial. Sin embargo, es todavía muy compleja con propósitos de modelado del proceso lluvia-escorrentía, ya que en la práctica no es posible distinguir en un registro de escorrentía sus componentes, debidos éstos al flujo sobre el terreno (Q_o), interflujo (Q_i) y flujo del agua subterránea (Q_g). Entonces, lo más que se puede alcanzar, es distinguir entre una respuesta relativamente rápida de la cuenca a la precipitación y una respuesta más lenta, la primera es frecuentemente identificada con el escorrentía superficial en la

forma de flujo sobre el terreno e interflujo en las capas altas del suelo y la segunda, con el flujo que procede del suelo, tanto de la zona no saturada como de la saturada. Por lo anterior, la mayoría de los modelos matemáticos de comportamientos de cuencas que se usan en la hidrología aplicada, están basados en el modelo de cuenca simplificado como se ilustra en la figura # 2.

En el modelo de la figura # 2, se distinguen tres componentes:

1) Componente de respuesta directa a la tormenta. Se convierte la lluvia en exceso (P_e) en gasto superficial (Q_s).

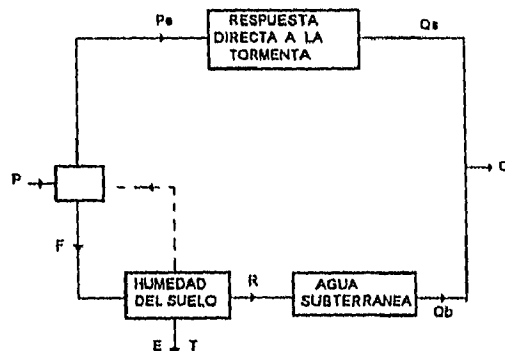


FIGURA # 2. MODELO SIMPLIFICADO DE UNA CUENCA

2) Componente de respuesta del agua subterránea. Se convierte la recarga (R) en gasto base (Q_b).

3) Componente que involucra la zona no saturada del suelo. Se toma en cuenta la evaporación (E) y transpiración (T) en el abatimiento del

contenido de humedad y el efecto de éste en la magnitud de la infiltración (F).

Casi todos los modelos conceptuales del proceso lluvia-escorrentamiento tienen la forma ilustrada en la figura anterior, cambiando únicamente en la complejidad y manera en la cual los diversos componentes son simulados.

1.1.2 DEFINICIONES FUNDAMENTALES

Dando a conocer en forma general que un sistema hidrológico es la serie de procesos físicos, químicos y/o biológicos que actúan sobre unas variables de entrada para convertirlas en variables de salida. Entendiéndose por Variable toda característica cuantificable del sistema, que asume distintos valores numéricos en tiempos diferentes. Por el contrario, un Parámetro es una característica cuantificable que caracteriza al sistema hidrológico, la cual permanece constante en el tiempo.

En los últimos años, el término de -modelo- ha sido utilizado en la literatura especializada con diferentes significados, por ello resulta conveniente citar las siguientes definiciones:

1.- MODELO: es una representación simplificada de un sistema complejo.

2.- MODELO HIDROLOGICO: es un modelo de un sistema hidrológico.

Existen básicamente tres tipos de modelos: físicos, analógicos y

matemáticos.

3.- MODELO MATEMATICO: en este caso el comportamiento del sistema es representado por las ecuaciones y declaraciones lógicas que expresan las relaciones entre variable y parámetros.

4.- MODELO HIDROLOGICO CONCEPTUAL: representación matemática simplificada de alguno o todos los procesos del ciclo hidrológico, por medio de un conjunto de conceptos hidrológicos expresados en forma matemática y conectados entre si en tiempo y espacio, en forma tal que corresponden al fenómeno natural.

5.- Modelo ideal: lo podemos definir como aquel que especifica completamente los procesos hidrológicos y sus propiedades, que ocurren en todos los componentes relevantes de la cuenca.

La especificación deberá ser dada en términos de parámetros físicos e involucrará todas las relaciones de comportamiento dentro de la cuenca. Obtenida tal especificación total, los efectos hidrológicos de un evento de lluvia en la cuenca podrán ser determinados objetivamente.

Aún en la actualidad, el conocimiento y técnicas hidrológicas disponibles solo permiten una aproximación hacia el modelo ideal.

1.2 LOCALIZACION

La cuenca del río Papaloapan se encuentra localizada en la vertiente

del Golfo de México, cuenta con una superficie total de 46,517 Km². (es decir 2.4% de la superficie total del país), de la cual el 51% corresponde al Estado de Oaxaca, el 37% al de Veracruz y el 12% restante a Puebla. Drena sus aguas en la laguna de Alvarado y geográficamente se encuentra ubicada entre los paralelo 17° y 19° de latitud norte y entre los meridianos 94° 52' y 97° 45' de longitud occidental (mostrado en la figura # 3).

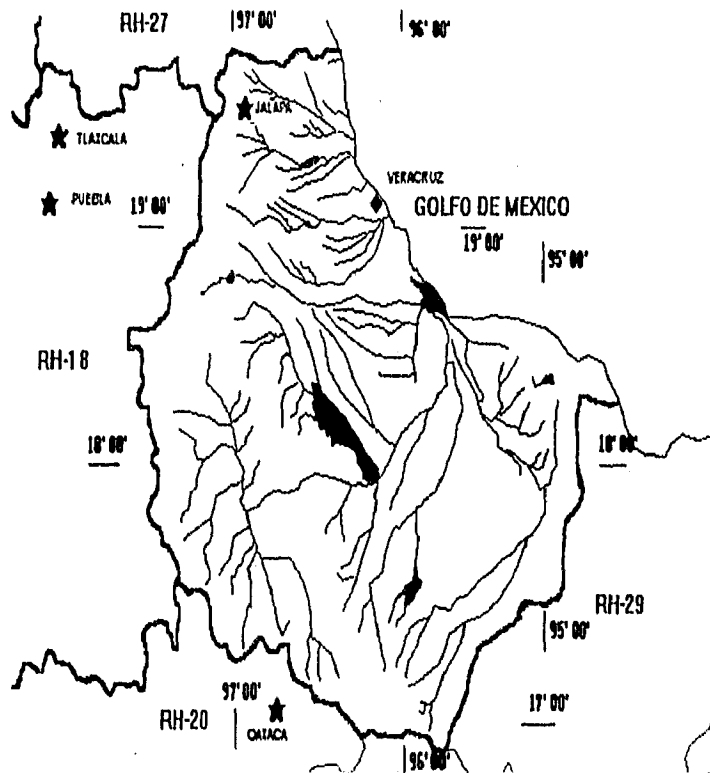


FIGURA # 3 CUENCA DEL PAPALOAPAN

De los 46,517 Km². que comprende la cuenca, aproximadamente 21,000 Km², o sea el 45% corresponden a los terrenos planos y ondulados de

la planicie costera y 25,517 Km², esto es el 55% restante, están constituidos por la zona montañosa y quebrada de las sierras, y con excepción de los pequeños valles de la cañada y la mixteca.

El bajo Papaloapan está situado en la región costera del Golfo de México en la República Mexicana y en la parte Noroeste de la cuenca del Papaloapan, aproximadamente entre los paralelos 18° 00' N y los meridianos 95° 00' y 96° 30', está contenido en su mayor parte dentro del Estado de Veracruz, ocupando la zona costera y una pequeña porción del Estado de Oaxaca en las estribaciones de la Sierra Madre Oriental.

Su límite septentrional son las cuencas cerradas Libres-Oriental y la del río Atoyac de Veracruz, al sur esta limitada por las cuencas del río Atoyac y Tehuantepec de Oaxaca, colinda al este con las cuencas del río Coatzacoalcos y al occidente con la cuenca del río Balsas.

En su aspecto fisiográfico, la cuenca del Papaloapan está compuesta de dos subregiones distintas, una caracterizada por llanuras bajas (Bajo Papaloapan) y otra por tierras altas en partes excesivamente montañosa 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 república mexicana esta dividida en 37 regiones hidrológicas (mostrada en la figura # 4), y para este estudio se refirió a la región hidrológica # 28 (véase figura # 5).

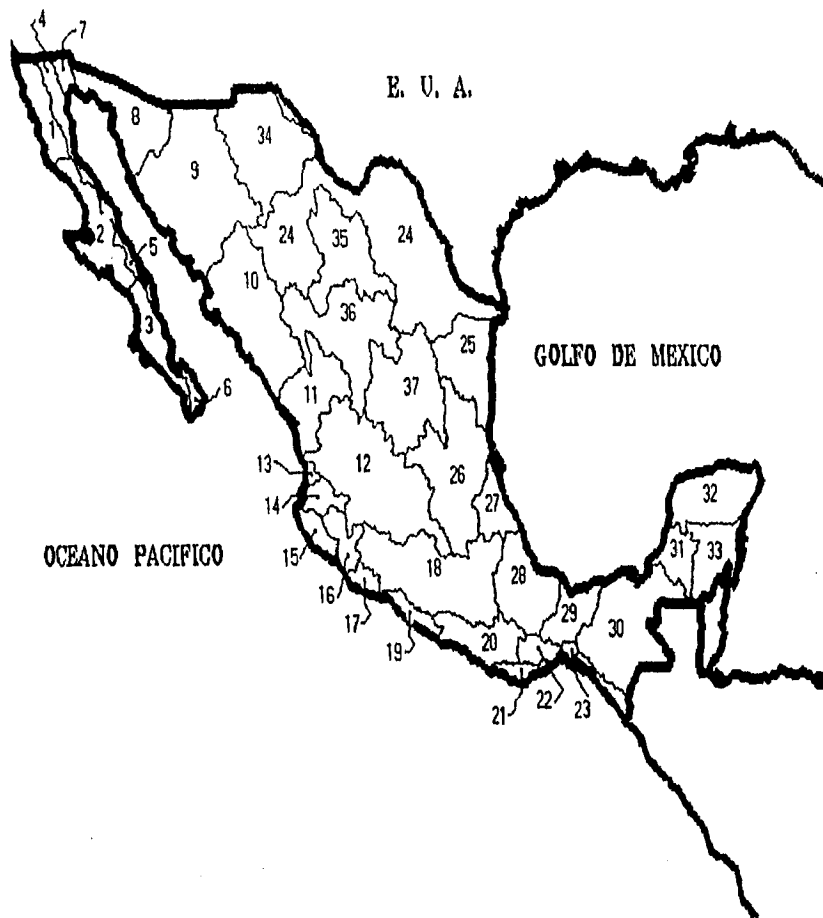


FIGURA #4. LOCALIZACION DE LAS REGIONES HIDROLOGICAS

Desde el punto de vista topográfico los terrenos de la cuenca del Papaloapan pueden clasificarse toscamente de la siguiente manera:

Lagunas, ríos y pantanos	2,300 Km2
Terrenos de planicie con pendientes menores del 10 %	18,300 Km2
Terrenos de ladera con pendientes menores del 25 %	10,600 Km2
Terrenos montañosos con pendientes mayores del 25 %	15,317 Km2

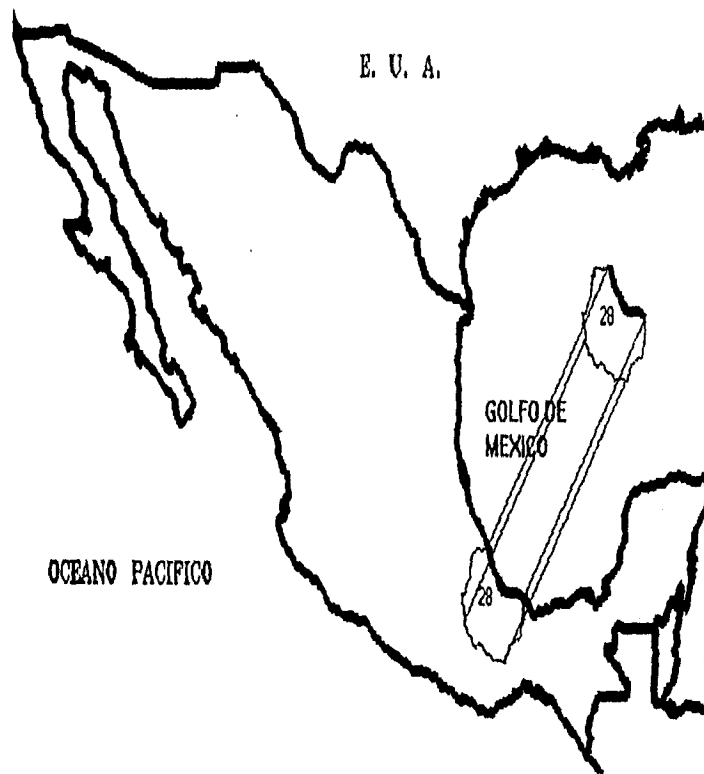


FIGURA # 5. LOCALIZACION DE LA REGION
HIDROLOGICA No. 28

1.3 OROGRAFIA

La Orografía de la región hidrológica No.28, figura # 6, cuenca del río Papaloapan, tiene las características siguientes:

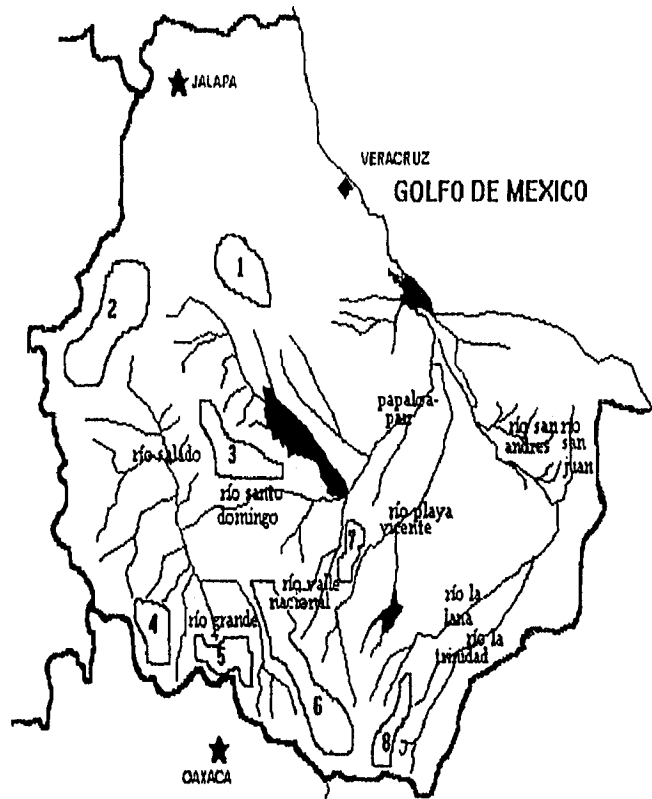


FIGURA # 6 OROGRAFIA DE LA CUENCA DEL PAPALOAPAN

Sierras:

- | | | |
|----------------|------------------|---------------|
| 1 = Zongolica | 2 = Mixteca Alta | 3 = Mazateca |
| 4 = Nochixtlán | 5 = Monteflor | 6 = de Juárez |
| 7 = El Cafetal | 8 = Monte Negro | |

En la parte que drena el río Blanco es drenado por la sierra Zongolica, la subcuenca del río Salado es drenado principalmente por la Mixteca alta, el río Grande se drena con las serranías de Monteflor y Nochixtlán, el río Santo Domingo es comprendido por la Sierra de Juárez y la Sierra Mazateca, el río del Valle Nacional (lo conforma el noroeste de la Sierra Madre Oriental) lo comprende principalmente la Sierra el Cafetal y Sierra de Juárez, a los ríos La Lana y la Trinidad son drenados principalmente por la serranía de Monte Negro, y los ríos San Juan y San Andrés lo conforman pequeños valles al sur del Estado de Veracruz.

1.4 HIDROGRAFIA

Los principales afluentes del río Papaloapan son los ríos: Tonto, Salado y Grande, formados del Santo Domingo, Valle Nacional, Obispo, Amapa, La Trinidad, La Lana, Tesechoacan y San Juan Evangelista. Además a la laguna de Alvarado descargan también los escurrimientos del río Blanco y otros escurrimientos de menor importancia (mostrado en la figura # 7).

En los diversos avenamientos del Alto Papaloapan destacan dos corrientes principales, el Río Grande, que drena las serranías de Ixtlán, Nochixtlán y Cuicatlán en el Estado de Oaxaca y el Río Salado, que drena la Mixteca Alta y gran parte de la porción del Estado de Puebla que está comprendida en la Cuenca del Papaloapan, tiene la subcuenca mas árida y desforestada del sistema, produciendo por esta razón más del 60 % de azolves que llegan al río Papaloapan. En Quiotepec se une al río Grande que sirve de drenaje a la sierra de

Juárez y las estribaciones de la sierra de Oaxaca formando entre ambos el río Santo Domingo, que además drena en su recorrido al cañón del mismo nombre; de este lugar a su confluencia con el Tonto, se le unen diversas corrientes, siendo de mencionarse las de los Ríos Usila

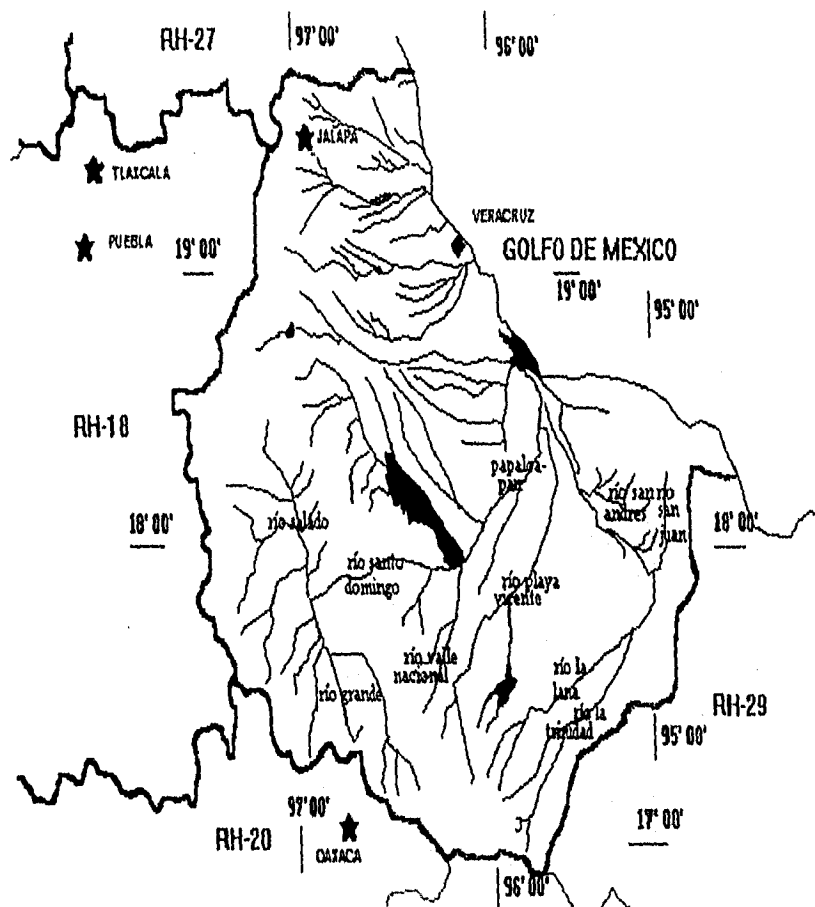


FIGURA # 7 HIDROGRAFIA DE LA CUENCA DEL PAPALOAPAN

y Valle Nacional. El resto de los Ríos que forman la Cuenca intermedia drenan la vertiente noroeste de la Sierra Madre Oriental, destacando principalmente el Río Tonto y dentro de las corrientes con escurrimientos menores, destaca el Amapa. Finalmente el Tonto y el Santo Domingo se unen en un lugar denominado Caracol para formar el Río Papaloapan, al cual llegan por su margen derecha los aportes de los Ríos Obispo, Tesechoacán, San Juan y Tecomate. El Río Papaloapan descarga sus aguas a la Laguna de Alvarado, junto con los Ríos Blanco y Camarón, así como otras corrientes menores.

La laguna de Alvarado (véase la figura # 8) es el cuerpo receptor de

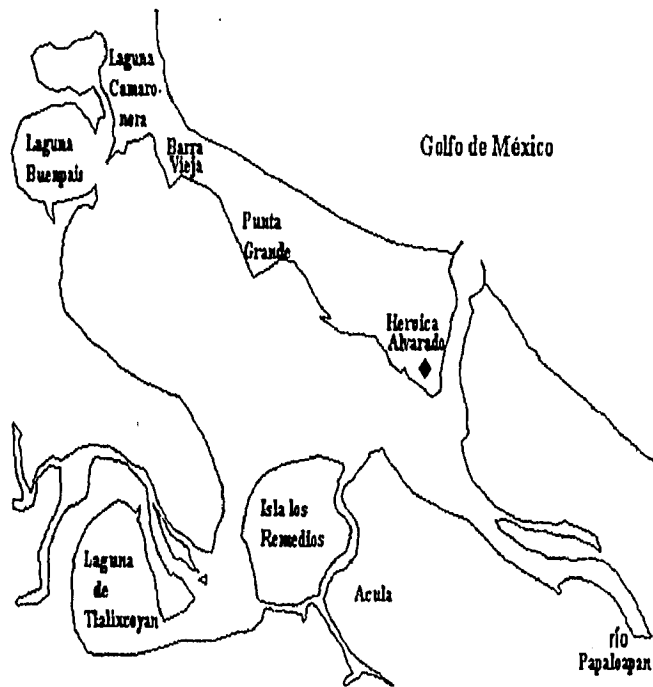


FIGURA # 8. LAGUNA DE ALVARADO

todas las aguas descargadas por el río Papaloapan y sus afluentes; los ríos San Juan Evangelista, Tesechoacan, Obispo, Valle Nacional y los ríos controlados Santo Domingo, por la presa de la Miguel de la Madrid y Tonto por la presa Miguel Alemán. La laguna de Alvarado desemboca al mar por la escotadura de la barra del mismo nombre.

1.3 CLIMATOLOGIA

Dada la distribución de las grandes zonas climáticas en la cuenca, esta puede dividirse en tres regiones:

- Zona de clima tropical con lluvias en verano.
- Zona de clima tropical con lluvias todo el año.
- Zona de clima estepario.

En la planicie costera de clima tropical con lluvias en verano la temperatura media es superior a 18° C y la precipitación media anual fluctúa de 1000 a 3000 mm, observándose la mínima en las partes bajas.

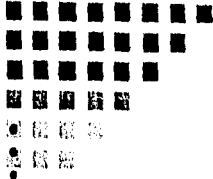
En la zona de clima tropical todo el año (Sierra Madre de Oaxaca y Vertiente Nororiental), la precipitación media anual oscila entre 2000 y 4000 mm, registrando temperaturas promedio de 32° C.

En la zona de clima seco estepario (Depresión Poblano Oaxaqueña), se presenta un clima árido y semiárido con lluvias deficientes todo el año, llueve preferentemente en el verano; con una precipitación media anual que varía de 500 a 800 mm, registrándose temperaturas máximas

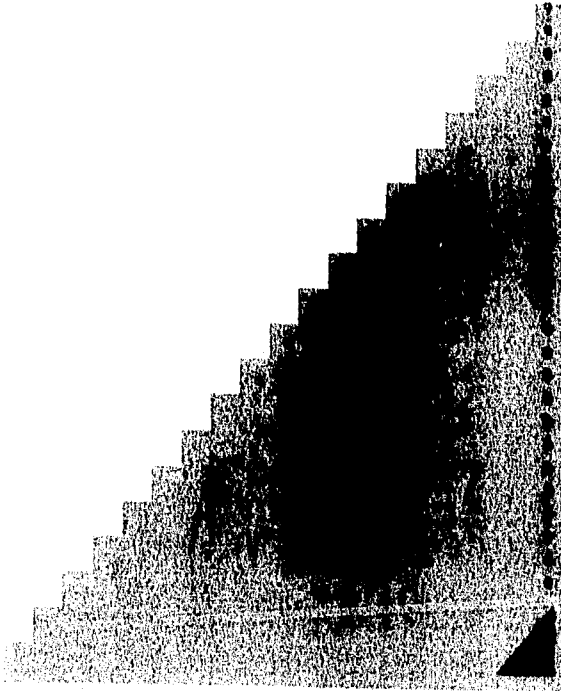
de hasta 46° C.

En algunas zonas como son Tuxtepec, Playa Vicente y Acayúcan se tiene clima de bosque ubicado entre el de selva y sabana.

Durante los meses de noviembre a marzo la cuenca se ve afectada por masas de aire polar (nortes), originando lluvias aunque no son muy intensas si son persistentes y durante los meses de junio a octubre es afectada por masas de aire tropical (tormentas tropicales), proporcionando algún beneficio a la agricultura.



CAPITULO II



PROBLEMA DE INUNDACION EN LA PLANICIE
DEL RIO PAPALOAPAN

2.1 ASPECTOS SOBRE LA PROBLEMATICA DE LAS AVENIDAS A NIVEL NACIONAL

Se entiende por avenida a la inundación ocasional de tierras que normalmente se encuentran descubiertas por el agua, razón por la cual se aprovecha de la misma manera que cualquier otra tierra.

La situación geográfica del país ocasiona que año con año se registren lluvias intensas que generan avenidas e inundaciones.

A partir de 1973 se inicio el registro sistemático de los daños ocasionados por las inundaciones. Sin embargo, desde 1950 se han recopilado datos que, aunque no son exhaustivos, permiten tener una visión general de la frecuencia de las inundaciones y sus daños asociados.

Las localidades en las que se reportado mayor número de eventos se listan en el cuadro . Corresponde al Distrito Federal el primer lugar, seguido de Santiago Ixcuintla, Nay. y Tampico, Tamps.

A nivel de Estado, Veracruz ha presentado mayor incidencia de eventos, seguido por los Estados de Jalisco y Durango. Por lo que respecta a cuencas hidrológicas corresponde a los ríos Tuxpan y Nautla el mayor número de eventos, seguido por la cuenca del Valle de México y el Bajo Panuco.

CUADRO DE LAS LOCALIDADES DE INUNDACION

No.	Localidad	Estado	No. de eventos
1	Cd. de México	Distrito Federal	46
2	Santiago Ixcuintla	Nayarit	23
3	Tampico	Tamaulipas	21
4	Guadalajara	Jalisco	20
5	Durango	Durango	16
6	Mazatlán	Sinaloa	14
7	Tijuana	Baja California N.	12
8	Tuxpan y Poza Rica	Veracruz	12
9	Torreón y Comarca Lagunera	Coahuila	11
10	León	Guanajuato	10

Al evaluar los proyectos de los almacenamientos de agua, con frecuencia, se ha omitido como criterio de evaluación, los beneficios derivados del control de avenidas. Además cuando se diseñan acciones de infraestructura como puentes, bordos y represas se descuida el estudio de los efectos que puede producir la presencia de una avenida. En general la edificación en cauces y la invasión de las llanuras de inundación le restan a los ríos su magnitud de las pérdidas potenciales que puede causar una inundación. Este es otro de los motivos por el cual, a pesar de las acciones estructurales emprendidas continuamente, las pérdidas anuales se incrementan con el paso de tiempo.

Aunque existen acciones institucionales para luchar contra las inundaciones como la predicción de avenidas, los mecanismos de alarma y la operación de compuertas, estas se aplican solamente en algunos ríos. La utilidad de estas medidas se ve limitada por la falta de una red meteorológica y de un sistema de información adecuado.

Para elaborar programas integrales de control de avenidas, se requiere de información básica detallada, tanto topográfica como hidrológica, que permita elaborar el inventario de las áreas potenciales sujetas a inundación y de los riegos asociados a este tipo de fenómenos. La carencia de este tipo de información impide determinar las acciones necesarias para proceder a desarrollar programas de control de inundaciones para los lugares mas afectados por las inundaciones.

2.1.1 CONCEPTOS GENERALES SOBRE EL TEMA DE INUNDACIONES

La relación histórica entre el hombre y los ríos ha sido de lucha constante por aprovechar sus beneficios y evitar o reducir sus daños. Algunos de los beneficios que proporcionan los ríos son: fuente de agua para uso humano y para consumo animal; fuente de agua y fertilizantes para la agricultura; vías de navegación y medio de transporte; fuente de energía mecánica y eléctrica; fuente de materiales pétreos para construcción; lugar de recreo y esparcimiento. Entre sus principales desventajas se encuentran que: presentan un obstáculo para su cruce; tienden a destruir continuamente las obras hidráulicas que se construyen para aprovecharlos; destruyen las construcciones y cultivos que están en sus márgenes cuando ocurren escurrimientos laterales; y en época de lluvias pueden producir inundaciones.

Una avenida es el producto del escurrimiento, causado por la lluvia y/o por el deshielo, en cantidades tan grandes como para impedir su acomodo en los cauces aguas abajo de las corrientes fluviales. El

hombre puede hacer poco para evitar una gran inundación, pero puede desarrollar las acciones que permiten reducir los daños a los cultivos y a la infraestructura en la planicie de inundación del río.

2.1.2 ACCIONES USUALES PARA REDUCIR LOS DAÑOS CAUSADOS POR LAS INUNDACIONES.

Se le llama comúnmente -control de avenidas- a la parte de la ingeniería hidráulica que estudia los métodos para combatir los efectos del exceso de agua en las corrientes, con la finalidad de evitar los daños causados por las inundaciones.

Las acciones o trabajos comúnmente utilizados para tratar de reducir los daños que causan las inundaciones son:

- 1.- Presas para control de avenidas receptoras y rompe picos.
- 2.- Encauce del escurrimiento, con bordos longitudinales, muros de defensa o por un conducto cerrado.
- 3.- Reducción de un régimen de altos niveles, mediante el aumento de la velocidad producida con una rectificación y ajuste de la sección hidráulica.
- 4.- Desviación de avenidas o crecientes, por medio de canales y cauces de alivio hacia otras corrientes y hasta otras cuencas.
- 5.- Reducción del escurrimiento del agua de la avenida por medio de practicas de manejo de terrenos.
- 6.- Evacuación temporal de la población.
- 7.- Manejo de la planicie de inundación.

Los proyectos u obras para el alivio de las inundaciones por lo general utilizan una combinación de estas medidas.

2.1.3 ALGUNAS DE LAS CONSIDERACIONES ECONOMICAS EN EL CONTROL DE INUNDACIONES.

La tierra protegida con frecuencia puede utilizarse para propósitos más productivos que cuando esta sujeta a los peligros de las inundaciones. La tierra ociosa puede convertirse en útil para la agricultura o industria.

Los beneficios secundarios son difíciles de valorar y normalmente se excluyen de las estimaciones de los beneficios. Un ejemplo de beneficio secundario es el que se obtiene cuando se evita que una empresa que produce un insumo para otras, cierre por inundación provocando que las otras empresas dejen de producir por falta de suministro

Los beneficios intangibles aunque difíciles de valorar si se consideran para la evaluación del proyecto, incluyen la prevención de la pérdida de vidas y la reducción de las enfermedades producidas por las condiciones de las inundaciones, entre otros.

2.2 IMPORTANCIA Y PRIORIDAD DEL RIO PAPALOAPAN

El sistema fluvial del río Papaloapan es el de mayor importancia en el país después del sistema Grijalva-Usumacinta, su escurrimiento anual medio es de aproximadamente de 47,000 millones de m³, teniendo

mínimos y máximos de 25,000 millones de m³ y 67,000 millones m³ respectivamente.

Uno de los principales problemas que afectan la Cuenca baja del río Papaloapan, lo constituyen las inundaciones producidas por el desbordamiento de los cauces de los ríos que integran el sistema; al cruzar la alta planicie aluvial de escasa pendiente, lo que les resta capacidad de conducción; las altas precipitaciones que producen crecientes del río Papaloapan y sus afluentes, son originadas por vientos ciclónicos o por grandes masas de aire húmedo, procedente del Golfo de México y del Mar Caribe. Las inundaciones son frecuentes y revisten características severas cuando el río Papaloapan lleva gastos superiores a los 6000 m³/seg.

La Cuenca Baja del río Papaloapan es una de las cuencas en el país que a lo largo de toda su historia, ha sufrido el problema de las inundaciones producidas por el desbordamiento de los cauces de los ríos que integran el sistema, teniendo la relación de las grandes inundaciones producidas en 1867, 1888, 1903, 1912, 1921, 1922, 1927, 1931, 1935, 1941, 1944, 1945, 1958, y las mas recientes 1969, 1976 y 1992.

2.2.1 ALGUNAS INUNDACIONES DE IMPORTANCIA

Una inundación de magnitud considerable fué la ocurrida en el año de 1969, provocada con 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 mes de septiembre que se presentaron

grandes precipitaciones en la cuenca del Papaloapan. En las estaciones climatológicas situadas en la cuenca del Río Papaloapan, se observaron las precipitaciones que ocurrieron en esa zona durante 42 días y que fueron del orden de 2800 mm, cercanas a las correspondientes a un año en esta zona, la aportación a la presa Miguel Alemán fué durante el mes de agosto de 5000 millones de m³ y, del primero al trece de septiembre, de 3000 millones de m³, lo que hace un total de 8000 millones de m³, igual al volumen medio anual. En virtud de la capacidad de almacenamiento que tenía al principio de este lapso la presa, se pudieron almacenar de los 8000 millones 3000, lo cual ayudó a controlar las crecientes de entrada a la presa, que fueron del orden de 6000 m³/seg, a una descarga máxima de 3000 m³/seg. La presa llegó hasta un nivel de 66.24 m el 12 de septiembre.

En este mismo período escurrieron por los ríos del Papaloapan 2500 millones de m³ en el Valle Nacional, 5500 en el río Santo Domingo, 3100 en el San Juan y 3000 en el Tesechoacán.

En contraste entre el más amplio potencial de recursos agua, suelo vegetación; y las condiciones reales, sociales y económicas de la población que habita la cuenca demandan con urgencia una Planicie más amplia y con mayor detalle en el control y el aprovechamiento de los recursos disponibles. Para ello deberá contarse con un planeamiento global para el aprovechamiento y preservación de los recursos, que tome en cuenta la problemática que condiciona su utilización y trate de medir el impacto de las acciones que propagan para el logro de las metas y objetivos de desarrollo general.

Las inundaciones son provocadas por el desbordamiento de los ríos Papaloapan, San Juan y Tesechoacán, afectan a 24 municipios, 232 localidades, y generan 38,000 damnificados. El área promedio de inundación es de 235,000 has.

Con el fin de proteger contra esos fenómenos a la cuenca Baja del río Papaloapan, y así rescatar grandes extensiones de tierras productivas, cada vez que ocurren inundaciones se proponen obras que a la fecha no han podido realizarse, tales como presas de almacenamiento, bordos de protección, cauces de alivio, vasos reguladores y nuevas descargas al mar. Además, se han planteado estudios tendientes al control de inundaciones, que tampoco han sido ejecutados.

2.2.2 TRANSITO DE AVENIDAS EN LLANURAS DE INUNDACION

Las ciudades y las zonas agrícolas y ganaderas, generalmente, están localizadas cerca de los ríos para disponer del agua. Sin embargo, en regiones con alta precipitación como es al caso de la cuenca del río Papaloapan, es frecuente que se presenten inundaciones. Para proteger del efecto nocivo de éstas se construyen obras de protección de tipo local, lo cual no ayuda a resolver los problemas sino mas bien los cambia de lugar. Para resolver esto se recomienda que la solución que se considere mas factible sea del tipo integral, es decir, para toda la zona.

Para llevar a cabo lo anterior se pueden usar modelos físicos o matemáticos que permitan conocer el movimiento del agua cuando se

presenta una avenida tanto en el cauce de los ríos como en la planicie. En estos modelos se incluye a las posibles obras que pretenden disminuir o evitar totalmente la inundación.

El fenómeno de la inundación consiste en lo siguiente: una onda de avenida se forma en la parte alta de la cuenca y se propaga hacia aguas abajo. En la zona donde el río disminuye su capacidad de conducción del agua (por ejemplo porque la pendiente es baja) la sección del río se hace insuficiente, ello ocasiona que el agua en exceso se desborde por las orillas formándose de esa manera la llanura o planicie de inundación.

2.3 CONDICIONES SOCIOECONOMICAS

En la cuenca del río Papaloapan, se tiene una población de 1,746,504 habitantes en 1992 (según datos del I.N.E.G.I), está constituida por 4,655 localidades ubicadas en 62 municipios, la cobertura de agua potable actual es del 55% (963,531 Hab.) aproximadamente, la del drenaje sanitario es del 46% (808,685 Hab.) y la del saneamiento 1.2% (20,885 Hab., Tierra Blanca, Ver.).

La cuenca del río Papaloapan tiene 207 localidades con población mayor a 1,000 habitantes (1,146,244 Hab.) y 4,448 localidades con población menor a 1,000 Habitantes (600,280 Hab.).

Las actividades primarias en la cuenca son la agricultura y la ganadería. La actividad comercial y de servicios ocupa el segundo lugar en importancia, la cual tiene auge debido a la densidad y

abundancia de productos, así como a la existencia de núcleos urbanos demandadores de este tipo de actividad.

La actividad industrial se presenta principalmente en la cuenca alta del río Blanco, manifestándose con industrias de beneficios de café en ingenios azucareros.

En relación a los servicios existentes en la cuenca, se puede mencionar que existe un buen número de carreteras pavimentadas que cruzan la cuenca: México-Veracruz, La Tinája Sayula de Alemán, Alvarado-Tuxtepec, Santiago Tuxtla-Cd. Isla; además se cuenta con una amplia red de terracería transitable todo el año. Existen así mismo dos pequeños puertos: Alvarado y Tlacotalpan.

En cuanto al servicio eléctrico, este llega prácticamente a todas las poblaciones a excepción de pequeñas comunidades rurales enclavadas en la sierra.

2.4 USO DE SUELO

Uso de suelo en la cuenca del río Papaloapan.

CONCEPTO	SUPERFICIE Ha.	‡
CULTIVO	922,667.40	19.10
PASTO	775,351.70	16.05
SELVA	1,080,982.30	22.37
BOSQUE	489,840.80	10.14
MATORRAL	585,726.00	12.12

CUERPOS DE AGUA	109,673.00	2.27
SOMBRA	425,304.20	8.80
SIN VEGETACION	441,874.30	9.15
TOTAL	4,831,419.70	100.00

Como se puede observar el uso de suelo predominante en la cuenca del Papaloapan es la selva, además de la actividad que predomina es la agricultura.

2.5 UTILIZACION GENERAL DEL AGUA

Desde el punto de vista cuantitativo, las actividades usuarias del agua más importantes son las siguientes:

-Uso Agrícola	1130.04 Millones de m ³
-Uso Urbano	260.30 Millones de m ³
-Uso Industrial	35.50 Millones de m ³
-Generación de Energía	1090.20 Millones de m ³
TOTAL	2516.04 Millones de m ³

Es indiscutible que la agricultura es la actividad que tiene el mayor consumo de agua en la cuenca, seguida por la generación de energía, y en menor cuantía el urbano y el industrial.

Del volumen total del agua disponible en la cuenca del Papaloapan aproximadamente el 19% es utilizada.

2.5.1 CONTAMINACION DEL AGUA

El río Blanco es el cuerpo receptor de descargas del corredor industrial localizado en su cuenca, se considera que tienen uno de los niveles más altas de contaminación en la cuenca del Papaloapan y el país.

Los ingenios tienen descargas directas al río Papaloapan, en San Cristóbal cuenta con dos descargas y el San Gabriel con una. El drenaje de la ciudad de Cosamaloapan, dos servicios de lavado de automóviles y una purificadora de agua también descargan directamente sobre este.

Es importante mencionar que en los poblados de Chacaltianguis, Amatitlán, Tlacotalpan, Paraíso, Novillero, Otatitlán y otras localidades pequeñas que se encuentran en las márgenes del río no cuentan con un sistema de drenaje en buen funcionamiento o no existe en éste, por lo que se ven en la necesidad de usar fosas sépticas que por infiltración producen contaminación del manto freático y además existe una gran cantidad de descargas domésticas directas al río.

Estado de Oaxaca, principalmente de Tuxtepec donde existen varias industrias y el drenaje de esta ciudad que descargan directamente sobre él.

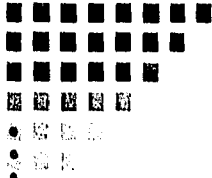
2.6 ACTIVIDADES PRINCIPALES

La población económicamente activa de la cuenca baja del Papaloapan labora, en su mayor parte, dentro del sector agropecuario. En efecto, éste absorbe el 67 % de aquélla, en tanto que la industria y los servicios emplean el 10 y 17 % de la misma, respectivamente. Cabe indicar aquí que el agregado activo representa, en su totalidad, el 25 % de la población global de la zona.

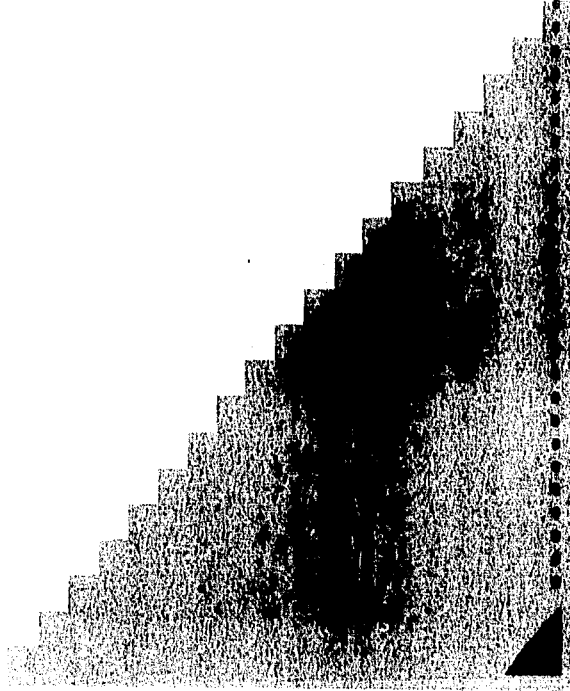
La agricultura se lleva a cabo, significativamente, bajo la modalidad de temporal, en una extensión que corresponde al 37 % del área de la región. Los principales cultivos son: caña de azúcar, maíz, frijol, piña, chile verde, mango y arroz, los que, en conjunto, ocupan el 90 % de la superficie dedicada a tal uso.

La ganadería se practica en un 39 % del área de la zona. El inventario efectuado en 1970 registró bovinos en proporción equivalente al 68 % del total de cabezas, incluyendo, en mucho menor proporción, ganado porcino, cabras y ovejas. Las explotaciones pecuarias se orientan básicamente a la producción de carne y leche.

En la región Orizaba-Veracruz se tiene una importante industria alimenticia, cervecera y textil, complementada con fábricas de productos ligeros en Córdoba. Además se tienen las instalaciones pesqueras de Alvarado y la gran industria de Tuxtepec.



CAPITULO III



MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO (HEC-1)

3.1 INTRODUCCION

El HEC-1 (Hydrologic Engineering Center), paquete de hidrogramas de flujo, es un programa para computadora que fue originalmente desarrollado en 1967 por Leo R. Beard y otros miembros del Centro Hidrológico de Ingenieros, redactaron un simulador en cuencas de ríos complejos. La primera versión del paquete representa una combinación de varios programas pequeños los cuales tienen que ser operados independientemente para simular varios aspectos de los procesos lluvia o nieve. En 1973, al programa se le han dado mayores revisiones. Se le conoce como HEC-1 porque es una serie de paquetes para la solución de problemas de hidrología, siendo esta una primera versión.

Los métodos computacionales usados por el programa se han realizado casi sin cambios; sin embargo la entrada y salida de datos, casi completamente son conjuntados. Esos cambios están hechos en orden para simplificar los requerimientos de entrada y hacer la salida más manejable y legible.

El paquete HEC-1, simula el escurrimiento superficial producido por la precipitación en una cuenca mediante un sistema interconectado de componentes hidráulicas e hidrológicas.

Cada componente simula un aspecto importante del proceso lluvia-escurrimiento dentro de una porción de la cuenca o subcuenca.

La representación de cada componente, requiere de un grupo de parámetros los cuales especifican las características particulares de la componente, así como las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso en el modelo es el cálculo del hidrograma del escurrimiento en un punto específico de la cuenca en estudio.

3.2 APLICACIONES FUNDAMENTALES DEL MODELO

3.2.1 MODELADO DE LA RED FLUVIAL.

Es el proceso fundamental del modelo HEC-1. Para esta aplicación, la cuenca de un río se subdivide conforme al sistema interconectado de cauces componentes de la red fluvial (fig. # 9), y al propósito del estudio; además se requiere de información topográfica, geográfica e hidrometeorológica complementaria.

El modelo supone un valor medio de las propiedades hidrológicas e hidráulicas en cada una de las subcuencas, las que además pueden representarse como una combinación de componentes del modelo (escurrimiento superficial y tránsito por cauces).

3.2.2 ANALISIS DE PLANES MULTIPLES DE AVENIDAS.

Esta aplicación permite modificar convencionalmente el modelado de una cuenca para reflejar de este modo el efecto de diversos proyectos de control de avenidas, en la respuesta del escurrimiento de una cuenca. Los cambios en las características fisiograficas de una

cuenca, puede deberse a la presencia de almacenamientos, encauzamientos o cambios en el uso del suelo.

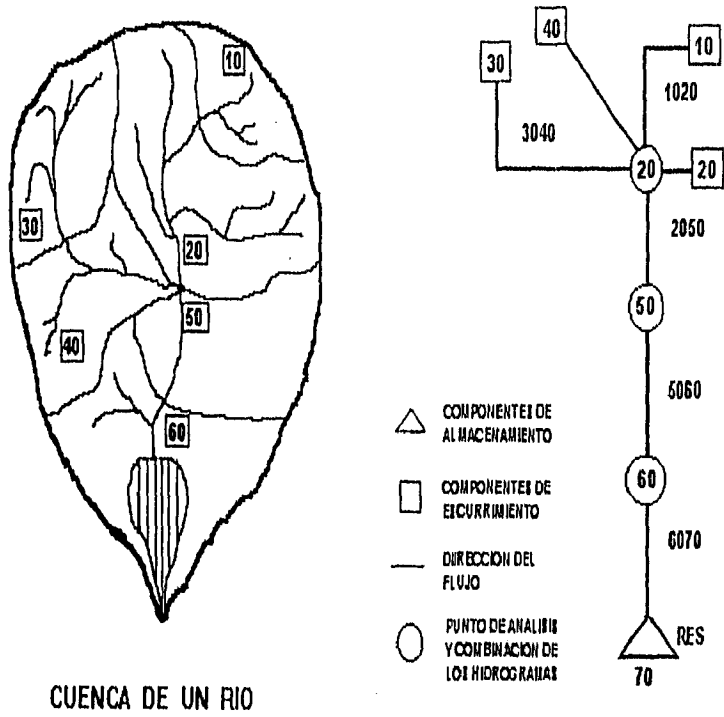


FIGURA # 9 EJEMPLO DEL MODELADO DE UNA RED

3.3 HIPOTESIS TEORICA Y LIMITACIONES.

La hipótesis supone que el proceso hidrológico puede ser representado por los parámetros del modelo, los cuales reflejan las condiciones medias en cada subcuenca. Los parámetros del modelo representan los valores medios tanto espacial como temporalmente. Luego entonces, el intervalo de tiempo que se escoja en el cálculo, debe ser lo suficientemente pequeño tal que los valores promedio considerados sean aplicables durante dicho intervalo de tiempo.

Existen limitaciones importantes en el modelo. La simulación se limita al análisis de una tormenta aislada, debido a que no calcula la recuperación de la humedad del suelo durante períodos sin precipitación. Los resultados del modelo se expresan únicamente en términos de gasto. El tránsito por vasos se realiza por métodos hidrológicos, que no reflejan las ecuaciones dinámicas completas de St. Venant; las cuales se requieren para pendientes muy pequeñas como es el caso de las planicies de los ríos.

3.4 MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO.

La simulación de una red fluvial constituye la parte fundamental del modelo. Todas las otras opciones del programa, permite construir en la opción principal el hidrograma de escurrimiento en los puntos deseados de la red fluvial.

3.4.1 DESARROLLO DEL MODELO.

-Para la delimitación de la cuenca y subcuencas, el parteaguas se obtiene de la información topográfica. De ser requerido, se auxilia con planos de drenaje.

-Las subcuencas y sus componentes, son eslabonados en tal forma que representan la conexión de los ríos de la cuenca. El Programa HEC-1, tiene disponible un número de métodos para combinar escurrimientos de diferentes componentes. Este paso finaliza con la esquematización de la cuenca en estudio.

3.4.2 COMPONENTE DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.

La componente del escurrimiento superficial en una subcuenca, se utiliza para representar el movimiento del agua sobre el terreno y en los cauces. La información de entrada a esta componente es un hietograma de una precipitación. La precipitación en exceso se calcula por la resta de las pérdidas de infiltración y detención basadas en una función de la capacidad de infiltración del suelo. La lluvia y la infiltración se asumen que son uniformes en la subcuenca. La lluvia en exceso es luego transitada por la técnica del hidrograma unitario a la salida de la subcuenca, produciendo el hidrograma del escurrimiento superficial en el punto más aguas abajo de la subcuenca.

-La segmentación de la cuenca en subcuencas, determina el número de corrientes principales componentes de la red a ser utilizadas en el

modelo. Dos factores determinan la segmentación de la cuenca: el área de aplicación, del modelo, definiendo dos fronteras y la variación del proceso hidrometeorológico y las características de la cuenca, que impactan el número y la localización de las subcuencas. Luego entonces, la suposición de una precipitación e infiltración uniforme en la subcuenca, es menos aproximada a medida que esta es mas grande.

Cada subcuenca podría ser representada por una combinación de componentes del modelo, dependiendo de su complejidad:

- Componentes de escurrimiento superficial
- Tránsito de cauces
- Almacenamientos
- Derivaciones

El flujo base se calcula consistentemente mediante un determinado método y es combinado con el hidrograma de escurrimiento superficial para obtener escurrimiento total a la salida de la subcuenca.

3.4.3 SIMULACION DE LA LLUVIA-ESCURRIMIENTO

Los componentes del modelo HEC-1 son utilizados para simular el proceso lluvia-escurrimiento que está ocurriendo en una cuenca. La función del modelo está basado sobre relaciones matemáticas que intentan representar los procesos meteorológicos individuales, hidrológicos e hidráulicos conteniendo los procesos lluvia-escurrimiento.

Estos procesos son separados en precipitación, intercepción e infiltración, transformación de la precipitación en exceso a la salida del flujo de la subcuenca, adicionando la unión del flujo base y el hidrograma de flujo.

3.4.3.1 HIETOGRAMA DE PRECIPITACION.

La precipitación se presenta en forma de lluvia, nieve, granizo, etc; en nuestro medio por su magnitud y frecuencia la mas importante es la primera de ellas, aunque hay algunas zonas del norte de la república donde la fusión de la nieve es la que puede ocasionar avenidas grandes. En análisis hidrológico las características fundamentales de la precipitación son las siguientes:

- 1) Altura de precipitación. Es la cantidad de agua que se precipita en una tormenta en determinado tiempo.
- 2) Intensidad de precipitación. Es la cantidad de agua que se precipita en un determinado tiempo.
- 3) Duración. Es el intervalo de tiempo en que está presente la precipitación.

La precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua.

Los diagramas de barras que representan la variación de la altura de precipitación en intervalos de tiempo previamente seleccionados, a estos diagramas se le conoce con el nombre de hietogramas (ver la figura # 10). El hietograma de una tormenta es por lo tanto, una

transformación de la curva masa, en la que está dividida en intervalos iguales y se dibujan los incrementos de precipitación en tales intervalos.

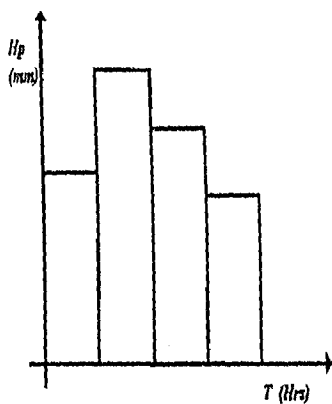


FIGURA # 10 HIETOGRAMA DE PRECIPITACION

Un hietograma de precipitación es usado como entrada para los cálculos del escurrimiento. La precipitación especificada, se considera como la media en la cuenca. Por tanto el hietograma representa la altura de precipitación media en cada intervalo de tiempo.

3.5 TORMENTA HISTORICA

Los datos de una tormenta observada o histórica, pueden ser proporcionados al programa de la siguiente manera: la tormenta para cada subcuenca puede ser descrita, como una lámina total de lluvia y su modelo de distribución en el tiempo (intensidad promedio en cada

intervalo de cálculo). Este procedimiento fué utilizado para la calibración de los hidrogramas unitarios de cada una de las subcuencas en el estudio.

3.6 INTERCEPCION/INFILTRACION

La intercepción superficial, almacenaje en depresiones e infiltración, se refieren en el modelo HEC-1, como pérdidas de la precipitación. La intercepción y el almacenaje en depresiones, se intenta que representen el almacenaje en depresiones, el almacenaje superficial ocasionado por los árboles o cobertura vegetal, depresiones locales del terreno, grietas del terreno o porciones del terreno que no contribuyen al escurrimiento superficial. La infiltración representa el movimiento del agua a zonas bajas por debajo de la superficie del terreno.

3.6.1 FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD DE INFILTRACION

La forma precisa en que se realiza el proceso depende de un gran número de factores entre los que destacan: a) Textura del suelo, b) Contenido de humedad inicial, c) contenido de humedad de saturación, d) uso de suelo, e) aire atrapado, f) Cobertura vegetal, g) lavado de material fino, h) compactación, i) temperatura, sus cambios y sus diferencias.

La infiltración comienza, en suelos secos, con alta capacidad de infiltración y va decreciendo cuando el suelo se va humedeciendo, hasta llegar a un límite inferior constante denominado -infiltración

final-, valor que corresponde a la velocidad del flujo a través del suelo debido únicamente a la gravedad. Para que el agua llene los poros del suelo, el aire debe ser desalojado, fluyendo parte de este hacia la superficie y quedando parte atrapado. Lo anterior tiene efectos de retardamiento y reducción de la infiltración. Conviene notar que la capacidad de infiltración es altamente dependiente del contenido inicial de humedad del suelo.

Por otra parte, el contenido de humedad inicial del suelo contiene enorme importancia, ya que de tal valor dependen el almacenamiento disponible, lógicamente, el movimiento y cantidad de aire atrapado tiene gran influencia, así como también la distribución e intensidad de la lluvia.

En realidad cuando el agua penetra en el suelo desplaza al aire y por lo tanto, la infiltración es un fenómeno de flujo de agua y aire, que son fluidos inmisibles.

3.6.2 CURVA DE INFILTRACION Y TIEMPO DE ENCHARCAMIENTO

Considerando que la infiltración ocurre en un suelo profundo, homogéneo, con contenido inicial de humedad uniforme y en el que un tiempo $t=0$ se mantiene constante una lámina de agua sobre su superficie, tal infiltración se comportará como se ilustra en la figura # 11, es decir, decreciendo con el tiempo, debido al mecanismo descrito en el inciso anterior y otros factores tales como el sellamiento o taponamiento de la superficie del suelo. En este caso, con lámina de agua sobre el terreno, la velocidad de infiltración

está limitada sólo por los factores del suelo, es por lo tanto equivalente a su capacidad de infiltración (f_c).

Si ahora en el mismo suelo descrito anteriormente, se aplica una lluvia de intensidad constante (R) en su superficie. La velocidad de infiltración al inicio (puntos 1, 2 y 3 en la fig. # 11 (a) y curvas 1, 2 y 3 en la fig. # 11 (b)) será igual a R , estando ahora limitada por la intensidad más que por las condiciones y propiedades del suelo. Conforme la infiltración avanza, decrece su velocidad hasta un instante (punto 4 en la fig. # 11) en que es igual a R , a partir de

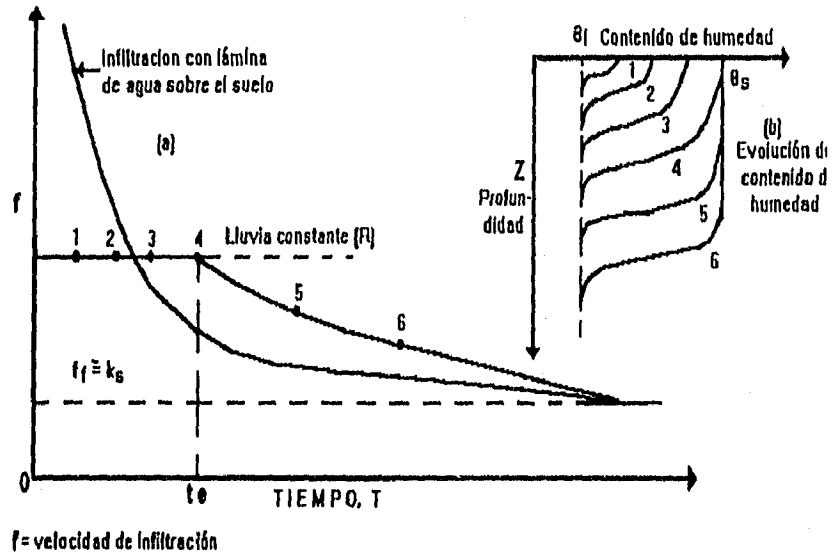


FIGURA # 11 COMPORTAMIENTO DE LA INFILTRACION

este punto la capacidad de infiltración será menor que R (puntos 5 y 6 de la fig. # 11) y por lo tanto se comienza a almacenar agua en la superficie del suelo. Toda el agua suministrada en exceso a la capacidad de infiltración primeramente llenará el almacenamiento en depresiones y posteriormente dará origen al escurrimiento superficial.

Con relación a la figura, el lapso transcurrido entre el inicio y el tiempo 'tp' es lo que se conoce como TIEMPO DE ENCHARCAMIENTO (ponding time, en idioma inglés), definido como el intervalo durante el cual la superficie del suelo primeramente se satura y una capa o película de agua se comienza a formar sobre el terreno.

3.6.3 FORMULAS TRADICIONALES PARA LA INFILTRACION

Las primeras descripciones matemáticas de la infiltración fueron fórmulas empíricas desarrolladas para describir los resultados de las pruebas con infiltrómetros, de manera que la infiltración fué medida como la lámina necesaria para mantener un nivel constante de agua sobre el terreno. Entre tales fórmulas, se tienen las de Kostiakov propuesta en 1932, la de Horton sugerida en 1940, la de Philip en 1957. Las ecuaciones anteriores tienen como principales limitaciones las tres siguientes:

Primera: Consideran inmediato encharcamiento, esto es, una situación donde el agua disponible en la superficie es tan grande que el suelo satura inmediatamente su superficie y permanece así indefinidamente.

Segunda: Los parámetros de tales fórmulas tienen poco o ningún significado físico y por lo tanto, no pueden ser determinados o estimados a partir del conocimiento del suelo, cobertura vegetal.

Tercera: Finalmente, las fórmulas no toman en cuenta los cambios en contenido de humedad de suelo y por ello no pueden predecir el tiempo de encharcamiento y no son aplicables a lluvias intermitentes.

3.6.4 FACTORES DE PERDIDA EN EL MODELO

Los factores primordiales en la pérdida de precipitación simulados en el modelo son los siguientes:

-La precipitación que no contribuye al escurrimiento es considerada como una pérdida del sistema.

-El cálculo de la pérdida de la precipitación se emplea en la componente del hidrograma unitario; por otra parte, las pérdidas se consideran uniformemente distribuidas en una subcuenca; según un índice de pérdidas exponencial.

3.6.5 TASA O INDICE DE PERDIDA EXPONENCIAL

Este es un método empírico que relaciona la tasa de pérdida a la intensidad de la lluvia y a una pérdida acumulada. La pérdida acumulada, es representativa del almacenaje de la humedad del suelo. Las ecuaciones para el cálculo de las pérdidas son las siguientes:

$$ALOSS = (AK+DLTK) PRCP**ERAIN$$

$$DLTK = 0.2 DLTKR (1 - (CUML/DLTKR))**2$$

para $CUML < \text{ó} = DLTKR$

$$AK = STRKR/RTIOL**(0.1 CUML)$$

Donde:

ALOSS: Es la tasa de pérdida potencial en mm/hr durante el intervalo de tiempo.

AK: Es el coeficiente de tasa de pérdida al inicio del intervalo de tiempo.

DLTK: Es el incremento del coeficiente de tasa de pérdida durante los primeros DLTKR (mm) de pérdida (CUML), se determina por la suma de la pérdida real calculada para cada intervalo de cálculo.

DLTKR: Es el valor inicial de la pérdida de lluvia acumulada durante el cual la razón del coeficiente de pérdida es incrementado.

Este parámetro es considerado como función de la deficiencia de humedad antecedente y depende la tormenta.

STRKR: Es el valor de inicio del coeficiente de pérdida en la curva de recesión exponencial para las pérdidas de la precipitación. El valor inicial es considerado como una función de la capacidad de infiltración.

RTIOL: Es la razón de un valor inicial del coeficiente de pérdidas sobre la curva exponencial de pérdidas, al valor que corresponde después de un incremento de 10 mm de la pérdida acumulada (CUML). Esta variable puede ser considerada como una función de la capacidad

de la superficie de una cuenca para absorber precipitación y por tanto, debería ser razonablemente constante para áreas grandes y homogéneas.

ERAIN: Es el exponente de la precipitación para la función de la pérdidas que refleja la influencia de la lámina de la precipitación en las características medias de la cuenca. Este refleja la manera en el cual la tormenta ocurre dentro de una área y puede ser considerado como una característica particular de la región. ERAIN varía 0 a 1.

PRCP: Es la precipitación media de la cuenca para el intervalo de tiempo.

Una estimación inicial del valor de los parámetros de la función exponencial de pérdidas, se obtiene aplicado la opción de optimización de parámetros que proporciona el HEC-1.

3.7 HIDROGRAMA UNITARIO

El método del hidrograma unitario continúa siendo en muchas situaciones la herramienta más práctica de que dispone el hidrólogo, para realizar estimaciones de hidrogramas de diseño y por ello, es ampliamente utilizado en muchos países, como U.S.A., Japón y las naciones de Europa Occidental.

El hidrograma unitario de 1 hrs., se define como el escurrimiento superficial de la subcuenca debido a una lluvia unitaria en exceso (1 mm) aplicada uniformemente en la subcuenca en un período de 1 hr. La mayor crítica al concepto de hidrograma unitario radica en la hipótesis de linealidad, ya que la hidráulica teórica, aplicada al

Flujo sobre el terreno y en los cauces, ha mostrado que mayores láminas de agua se mueven más rápidamente, por lo cual la distribución del escurrimiento se altera y entonces, 20 mm. de precipitación en exceso no producen el doble del gasto que origina una lluvia en exceso de 10 mm. Lo anterior ha conducido a aceptar un proceso no lineal, proponiendo soluciones explícitas como el uso de complejos modelos de cuencas, o soluciones implícitas.

Sin embargo, el método del hidrograma unitario ha demostrado que conduce a resultados suficientemente exactos en la mayoría de los problemas prácticos.

Por otra parte, en la definición del hidrograma unitario exige que la lluvia en exceso unitaria ocurra uniformemente sobre la cuenca, este requerimiento condiciona lógicamente el tamaño máximo de las cuencas en las cuales el método puede ser aplicado, citándose en la literatura especializada un intervalo que varía de 2,000 a 5,000 km².

El modelo HEC-1, automáticamente obtiene el hidrograma unitario de otra duración, ajustando la duración de la lluvia en exceso al intervalo de cálculo seleccionado para la simulación de la subcuenca tributaria.

Esta técnica es empleada en la componente del escurrimiento del modelo para transformar la lluvia en exceso en el escurrimiento a la salida de la subcuenca. El hidrograma unitario puede ser alimentado en forma directa al programa, o bien este lo puede calcular a partir del valor de los parámetros proporcionados al modelo.

3.7.1 METODOLOGIA BASICA

El hietograma de lluvia en exceso es transformado a escurrimiento de la cuenca empleando la ecuación general siguiente:

$$Q(i) = \sum_{j=1}^n U(j) \cdot X(i-j+1)$$

Donde:

Q(i): Es el escurrimiento a la salida de la cuenca al final del intervalo de calculo i.

U(j): Es la j-ésima ordenada del hidrograma unitario.

X(i): Es la lluvia en exceso promedio para el intervalo de calculo i
La ecuación anterior se basa en dos hipótesis fundamentales:

- El hidrograma unitario es característico de una subcuenca y no es dependiente de la tormenta.
- Los escurrimientos debidos al efecto de diferentes períodos de lluvia en exceso pueden superponerse linealmente.

3.7.2 HIDROGRAMA UNITARIO DE CLARK

El método de Clark (1945) requiere tres parámetros para calcular un hidrograma unitario:

- TC: El tiempo de concentración de la cuenca.
- R: Un coeficiente de almacenaje.

- Una curva tiempo-área.

La curva tiempo-área, define el área acumulativa de la cuenca colectora contribuyendo al escurrimiento proporcionado por una subcuenca, como una función del tiempo (expresado en una proporción del tiempo de concentración, TC).

En el caso de que no sea proporcionada la curva tiempo-área al modelo, este emplea unas curvas tiempo-área adimensionales:

$$AI = 1.414 T^{1.5} \text{ ----- } 0 < T < 0.5$$

$$1-AI = 1.414 (1-T)^{1.5} \text{ ----- } 0.5 < T < 1$$

Donde:

AI: Es el área acumulativa como una fracción del área total de la subcuenca.

T: Es la fracción del tiempo de concentración.

Las ordenadas de la curva tiempo área son convertidas a volumen de escurrimiento por segundo por unidad en exceso e interpoladas para el intervalo de tiempo dado.

El hidrograma de traslación resultante, es entonces transitado a través de un almacenamiento lineal para simular el efecto de almacenaje de la cuenca; y el hidrograma unitario resultante para una lluvia en exceso instantánea, es promediado para producir el hidrograma por unidad de lluvia en exceso ocurriendo en el intervalo de tiempo dado.

3.8.- FLUJO BASE

Son distinguibles dos contribuciones al hidrograma de escurrimiento producido por una tormenta, el escurrimiento directo y la otra es el flujo base el cual resulta de la descarga de agua de los almacenamientos subterráneos. El modelo HEC-1 proporciona medios para incluir el efecto del escurrimiento base de una tormenta, como una función de tres parámetros, Q_i , Q_f y K_r ; tal como se muestra en la siguiente fig. # 12.

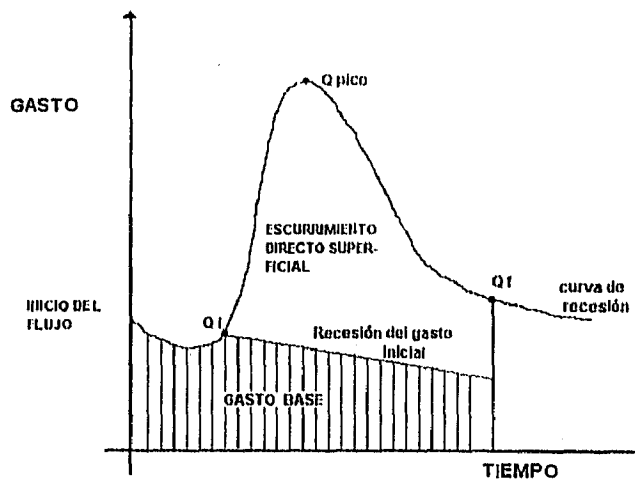


FIGURA # 12 GASTO BASE

La variable Q_i representa el gasto inicial en el río. El gasto es influenciado por la contribución prolongada de las descargas del agua subterránea en ausencia de precipitación y es una función de las condiciones antecedentes (por ej., el tiempo transcurrido entre la

tormenta a ser modelada y la última ocurrencia de precipitación). La variable Q_f indica el flujo, en que una recesión exponencial comienza con el período de descenso del hidrograma calculado.

La recesión del gasto inicial y la curva de descenso del escurrimiento directo siguen una tasa o razón de decaimiento exponencial especificada por el usuario. K_r , se asume como una característica de la subcuenca. K_r , es igual a la relación del flujo de recesión y a otro flujo de recesión ocurrido unas horas más tarde. Calculando el K_r de la siguiente manera:

$$K_r = (Q_f / Q_i) ** (1 / (T_f - T_i))$$

3.9.- SELECCION DE UN METODO DE TRANSITO DE AVENIDAS POR CAUCES

El cambio que sufre un hidrograma desde una sección transversal hasta otra ubicada después de un tramo de río o una presa se entiende como tránsito de una avenida. Este cambio puede ser tanto en forma como en desplazamiento en el tiempo. La selección de un método de tránsito de avenidas por cauces más adecuado está determinada por tres factores, que son los siguientes:

- 1.- Tipo y calidad de la información requerida por el método.
- 2.- Datos disponibles acerca de la geometría del cauce y de las avenidas históricas.
- 3.- Tipo y exactitud de los resultados requeridos.

De hecho la exactitud de los resultados es función de la calidad de los datos y del método utilizado, así por ejemplo, los métodos numéricos son una herramienta muy útil cuando los niveles y gastos son requeridos continuamente a lo largo del río, pero emplean gran cantidad de información.

Analizando los factores anteriores se concluye que el método más adecuado, debido principalmente a la limitada información disponible, resulta ser el de Muskingum. Este criterio ha sido clasificado como método hidrológico.

3.9.1 METODO DE MUSKINGUM

Este método fué ideado por G.T. McCarthy en 1938 y es conocido por tal nombre por haber sido desarrollado en conexión con los planes de control de avenidas en la cuenca del río Muskingum, en Ohio, U.S.A. Se basa en la ecuación de continuidad y no incluyen los efectos de la resistencia al flujo.

Tomando en cuenta que el almacenamiento en el cauce amortigua la onda de avenida conforme ésta viaja hacia aguas abajo y que los cambios en el gasto ocurren gradualmente en el tiempo, entonces el almacenamiento puede ser expresado como una función de los gastos de entrada y salida del tramo. Se considera un tramo de cauce sin tributarios, donde además las pérdidas por filtración y evaporación son despreciables, así como las aportaciones por lluvia. Primero se establece la ecuación diferencial de continuidad para el tramo:

$$ds / dt = I - O$$

la cual se puede escribir en forma operativa como:

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) + \left(\frac{O_1 + O_2}{2} \right) = \left(\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \right) = \Delta S / \Delta t$$

en esta expresión I_1 y I_2 son conocidos, se obtienen del hidrograma que será transitado, O_1 y S_1 son también conocidos del período precedente y O_2 y S_2 son incógnitas.

Cuando una avenida se transita a través de un embalse las velocidades del flujo son muy bajas y la superficie del vaso se puede considerar horizontal, por lo cual la relación entre O_2 y S_2 es función únicamente del nivel en el embalse. En los cauces el gasto de salida

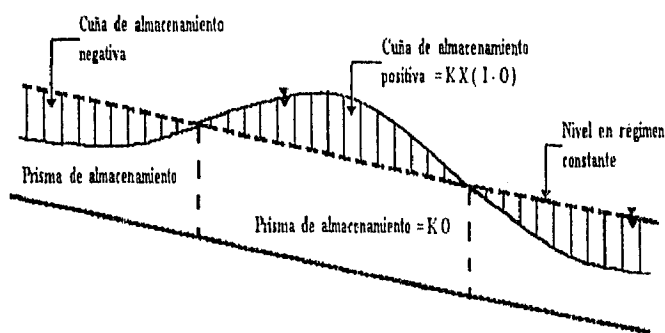


FIGURA # 13 TRANSITO DE UNA AVENIDA

del tramo no es suficiente para explicar las variaciones del almacenamiento, dado que los gastos de entrada y salida no son iguales. Tal almacenamiento se puede considerar como la suma de dos porciones, el prisma y la cuña de almacenamiento, este último se incrementa durante la fase de ascenso y decrece durante el descenso

de la onda de la avenida, ilustrándose en la anterior figura # 13.

El método usa una relación algebraica lineal entre el almacenamiento, las entradas y las salidas junto con dos parámetros K y X. Se considera que el almacenamiento total en el tramo del río es directamente proporcional al parámetro pesado de los gastos de entrada y salidas del tramo, y una relación algebraica entre el almacenamiento en el tramo V y las entradas I y salidas O de la forma:

$$V = K O + K X (I - O) = K (X I + (1 - X) O)$$

donde K es una constante llamada parámetro de almacenamiento y X es un factor de peso que expresa la influencia relativa de las entradas y salidas del almacenamiento en el tramo; Para la mayoría de las corrientes naturales X varía de 0.40 a 0.50, pero la presencia de grandes planicies de inundación reduce el valor hasta 0.30 o menos.

El factor K, normalmente se conoce como la constante de almacenamiento, representa el cociente del almacenamiento a la descarga ponderada en el tramo, tiene por lo tanto unidades de tiempo, es en realidad una medida del tiempo de viaje de la onda de avenida en el tramo.

Las ventajas de este método sobre otra técnica hidrológica son: 1) Los parámetros del modelo están basados físicamente, y 2) La solución es independiente del uso en los intervalos especificados de cálculo.

Las mayores limitaciones de la aplicación del método Muskingun-Cunge en el HEC-1 son los siguientes: 1) No puede simular discontinuidades en la superficie del agua tales como saltos e oleaje, 2) El método comienza para divergir la solución del flujo variado cuando cambia rápidamente con los nuevos hidrogramas y 3) La unión procede de una cuenca independiente aguas arriba a aguas abajo.

CALIBRACION Y APLICACION DEL MODELO

LLUVIA-ESCURRIMIENTO.

4.1 ANTECEDENTES

De acuerdo con lo escrito en el capítulo anterior, el estudio hidrológico involucra la implementación de un modelo de alarma que permita conocer los escurrimientos en la parte baja de la cuenca del río Papaloapan producidos por las precipitaciones en la cuenca alta.

A fin de disponer del criterio más adecuado para el conocimiento del escurrimiento y por la disponibilidad de información hidrometeorológica se optó por utilizar un modelo matemático computacional, debido a la gran extensión de la cuenca, que integra todos los escurrimientos al río Papaloapan.

4.2.- UTILIDAD DE LOS MODELOS HIDROLOGICOS

Una secuencia racional para la selección, calibración y uso de un modelo matemático del proceso lluvia- escurrimiento, debe seguir un procedimiento como el mostrado en la fig. # 14. Tal procedimiento involucra básicamente dos designaciones o selecciones, una para definir el tipo de modelo a utilizar y otra para aceptar los valores óptimos de los parámetros del modelo escogido.

En general, la selección del modelo a utilizar está gobernada, por los tres factores siguientes:

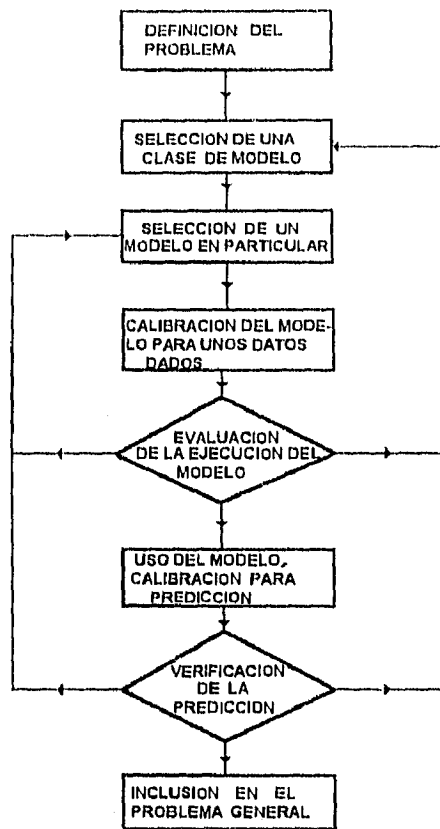


FIGURA # 14 SELECCION DE UN MODELO

1) NATURALEZA DEL SISTEMA PROTOTIPO. En ocasiones se está interesado en los elementos físicos del ciclo hidrológico, mientras que en otras, interesa la calidad del agua y los factores ecológicos, algunas veces, el interés radica en los problemas hidráulicos en un ambiente socio-económico.

2) OBJETIVO DEL MODELO. Aceptando que el conocimiento de la

naturaleza involucra cuatro fases: observación, comprensión, predicción y control, los modelos que simulan el comportamiento de una cuenca tiene como objetivo principal auxiliar en las fases de predicción (no se hace referencia al tiempo de ocurrencia) o pronostico (se hace referencia a un tiempo específico), en cambio los modelos de sistemas hidráulicos, tienen como objetivo primordial definir acciones relativas a la cuarta fase, es decir, diseño y control.

3) NATURALEZA DE LOS DATOS DE ENTRADA DISPONIBLES EN EL PROTOTIPO Y DE LAS SALIDAS REQUERIDAS EN EL MODELO. Lo anterior tiene gran importancia cuando se utilizan las salidas de un modelo como entradas a un segundo modelo.

4.2.1 ASPECTOS HIDROLOGICOS FISICOS

Considerar a la hidrología como una ciencia de la tierra es un concepto reciente, derivado de la necesidad de construir los modelos a partir de la concepción del ciclo global del agua. Las aplicaciones tradicionales de ingeniería y las descripciones naturales, no satisfacen una necesidad de entender coherentemente el funcionamiento geofísico y bioquímico del agua sobre una región y otras escalas. Esta falta de entendimiento limita notablemente la solución a muchos problemas de ingeniería.

Para comprender el rompecabezas del ciclo global del agua es necesario superar algunos vicios, como invertir demasiado tiempo en recabar información y no el suficiente para su análisis, dando como

consecuencia el desconocimiento sobre la respuesta a muchas preguntas que parecen sencillas. ~Lo que sabemos palidece por insignificante~.

Por ejemplo, es el caso de las tormentas el cual desconocemos que tanta precipitación cae en las montañas, ¿Será que llueve con más frecuencia en estas partes y las mayores intensidades se dan en los valles?.

4.2.2 RECOMENDACIONES PARA REUNIR LA INFORMACION

Debido al volumen de información que debe reunirse es recomendable integrarla en una base de datos.

Se puede iniciar la búsqueda acudiendo a las fuentes oficiales vinculadas con la obligación de recopilar la información relacionada con los daños originados por las avenidas.

Siempre que se pueda se deberá recabar la información directamente del campo, de preferencia hacer un inventario de daños inmediatamente después de ocurrida la avenida.

Un mapa a escala adecuada permitirá delinear las áreas susceptibles a inundarse e identificar los daños asociados. Revisar fotografías tomadas durante y después de los eventos pueden arrojar información valiosa.

La búsqueda en periódicos y revistas así como las entrevistas realizadas a residentes de las zonas urbanas afectadas, campesinos

perjudicados o los operadores de las zonas agrícolas de riego pueden proporcionar información relacionada como los niveles máximos históricos o las pérdidas agrícolas y materiales ocasionadas por las inundaciones recientes. Una manera práctica de proceder es convocar a asambleas públicas para reunir la información de los residentes, de las autoridades gubernamentales y de otras dependencias e instituciones oficiales.

4.2.3 RECOPIACION E INTEGRACION DE LA INFORMACION

Reunir la información adecuada para formular un proyecto, de control de inundaciones, es el paso fundamental que permitirá tener confianza para calificarlo. Los datos recabados deberán ser seguros, es lógico pensar que la confiabilidad del resultado de la evaluación esta estrechamente relacionado con la calidad de esta información. La información se puede clasificar en dos grupos: información técnica e información económica. El primer grupo comprende de los datos hidrológicos que permitirán percibir la magnitud física del problema, el segundo comprende aquellos datos que permiten dimensionar el problema económicamente y el aspecto social (entendiendo como aspecto social la interacción humana de la actividad económica).

La combinación de estos datos permitirán proponer las acciones a emprender para controlar el río para prevenir los daños que normalmente cause al desbordarse. Estas acciones, por su naturaleza pueden ser medidas estructurales, no estructurales o una combinación de ambas, los criterios para seleccionar entre aquellas dependerá de cada caso en particular, sin embargo cualquier proyecto de esta

naturaleza, antes de ser llevado a cabo, debe demostrar su bondad económica, financiera, social y la cada día más importante la ambiental.

4.3.- DEFINICION DE LA ZONA DE ESTUDIO

Para proceder a recabar la información hidrometeorológica, se acotó la zona en estudio considerando la parte alta y media de la cuenca del Papaloapan, con excepción la zona baja, en donde operará el modelo matemático de tránsito en cauces y llanuras de inundación. Mostrando su acotación en el plano que se encuentra en el anexo. De esta manera se considera que el modelo de alarma permitirá conocer los escurrimientos que ocurren a la zona baja sujeta a inundaciones. Con ello, se subdividió la cuenca en dos partes:

a) Subcuencas de efectos combinados de almacenaje.

- Río Salado hasta la estación La Angostura.
- Río Grande hasta la estación Quiotepec.
- Río Santo Domingo de las estaciones La Angostura y Quiotepec hasta la estación Cantón.
- Río la Lana hasta la estación Bellaco.
- Río la Trinidad hasta la estación Achotal.
- Río San Juan de las estaciones Bellaco y Achotal hasta la estación Cuatotolapan.

b) Subcuencas de control Directo.

- Río Valle Nacional hasta la estación Jacatepec.
- Río Tesechoacan o Playa Vicente hasta la estación Villa Azueta.

- Río San Andrés hasta la estación Lauchapan.

Dentro del desglose no se incluye al río Tonto por estar controlado por la presa Miguel Alemán y sus descargas son controlables.

4.3.1 DATOS DE LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS

La zona de estudio se muestra a continuación (figura # 15), en la cual se da a conocer en forma esquemática y general la localización de la estaciones hidrométricas.

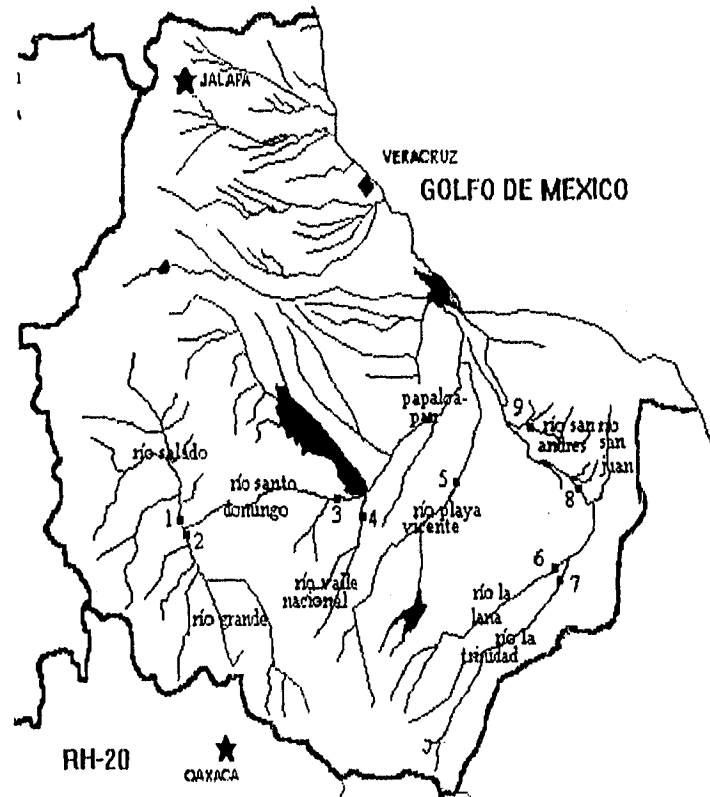


FIGURA # 15 LOCALIZACION DE LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS

- 1.- Estación La Angostura sobre el río Salado: Está situada a 8 Km. del poblado de Ignacio Mejía, Oax. Area de aportación 3720 km². Avenidas utilizadas para este estudio son: del 11 al 16 de octubre de 1958 y del 29 de agosto al 3 de septiembre de 1960.
- 2.- Estación Quiotepec sobre el río Grande: Está situada a 3 Km. del poblado de Quiotepec, Oax. Area de aportación 4832 km². Avenidas utilizadas fueron: del 13 al 18 de octubre de 1958, del 29 de agosto al 3 de septiembre de 1960 y del 26 de julio al 1 de agosto de 1972.
- 3.- Estación Cantón sobre el río Santo Domingo: Está situada cercana al poblado de Cantón, Oax.
- 4.- Estación Jacatepec sobre el río Valle Nacional: Está cercana al poblado de Jacatepec, Oax., el recorrido total desde Cd. Alemán, Ver., hasta la estación es de 60 Km. Area de aportación 1478 km². Avenidas empleadas fueron: del 25 al 30 de julio de 1951, del 13 al 20 de octubre de 1958, del 19 al 24 de junio de 1959, del 22 al 27 de agosto de 1959 y del 23 al 30 de julio de 1973.
- 5.- Estación Azueta sobre el río Tesechoacán o Playa Vicente: está situada inmediata a la población de Villa Azueta Ver., a 60 Km de Cd. Alemán, Ver. Area de contribución 4832 km². Avenidas usadas fueron: 26 de agosto al 3 de septiembre de 1958, del 29 de agosto al 3 de septiembre de 1960 y del 24 al 31 de julio de 1972.
- 6.- Estación Bellaco sobre el río La Lana: Está situada inmediata al poblado de Bellaco, Ver., a 135 Km de Cd. Alemán, Ver. Area de aportación 2917 km². Avenidas empleadas fueron: 28 de septiembre al 6 de octubre de 1960, del 21 al 29 de septiembre de 1963 y del 26 de agosto al 7 de septiembre de 1973.
- 7.- Estación Achotal sobre el río la Trinidad: Está situada a 140 Km de Cd. Alemán, a 5 Km al norte del poblado Achotal. Area de

contribución 2333 km². Avenidas empleadas fueron las siguientes: 28 de agosto al 4 de septiembre de 1960, del 21 al 26 de septiembre de 1963 y del 26 de agosto al 7 de septiembre de 1973.

8.- Estación Cautotolapan sobre el río San Juan: Está cercana a la población de Cuatotolapan, Ver., distante 110 Km de Cd. Alemán.

9.- Estación Lauchapan sobre el río San Andrés: Está situada en la población de Lauchapan, Ver., y una distancia de Cd. Alemán de 134 Km. Area de aportación 1478 km². Avenidas usadas fueron las siguientes: del 7 al 13 de septiembre de 1956, del 21 al 27 de septiembre de 1962.

Tales escurrimientos directos de las diferentes avenidas usadas, se utilizaron para la aplicación del HEC-1 y por lo tanto de terminar su hidrograma unitario para cada subcuenca. Para las subcuencas de almacenaje combinado se les determinó sus parámetros "K" y "X".

4.3.2 DATOS DE LAS ESTACIONES CLIMATOLOGICAS

ESTACIONES CLIMATOLOGICAS

ESTADO DE OAXACA

	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD
Yaveo	17°20'	95°44'	450
Metaltepec	17°13'	95°53'	1100
Alotepec	17°06'	95°52'	1200
Quetzaltepec	16°59'	95°47'	850
La Guadalupe	17°35'	95°16'	75
San Juan del Río	17°28'	95°49'	122
Choapan	17°22'	95°56'	1800
Jacatepec	17°52'	96°12'	42
Yaeé	17°26'	96°16'	1200
Talea de Castro	17°21'	96°14'	1750
Villa Alta	17°19'	96°08'	1149
Villa Hidalgo	17°12'	96°11'	1186
Ayutla Mixe	17°01'	96°04'	2100
Cuajimoloya	17°06'	96°25'	3150

Monte Rosa	17°47'	95°56'	57
San Lucas	17°51'	96°22'	233
Valle Nacional	17°47'	96°19'	65
Santiago Progreso	17°40'	96°16'	100
Cuicatlán	17°48'	96°58'	595
Jocotipac	17°47'	97°05'	1460
Santiago Apoala	17°39'	97°08'	637
Parián	17°25'	97°01'	1491
Tejocotes	17°15'	97°04'	2500
Dominguillo	17°39'	96°54'	723
Atatlahuaca	17°32'	96°49'	870
Jayacatlán	17°26'	96°49'	1150
Concepción Pápalo	17°50'	96°52'	1850
Tepeuxila	17°48'	96°51'	1650
Macuiltianguis	17°33'	96°33'	2000
Ixtlán de Juárez	17°20'	96°28'	2000
Ixtepexi	17°16'	96°33'	2050
San Pedro Nolasco	17°18'	96°36'	1800
Santo Domingo	18°03'	96°33'	95
Ojitlán	18°05'	96°23'	233
Santa María Ixcatlán	18°08'	96°30'	150
Quiotepec	17°54'	96°58'	545
Teutila	17°59'	96°43'	1338
Usila	17°52'	96°32'	230
La Estrella	17°58'	96°27'	300
Teotitlán	18°08'	97°04'	1050
Calapilla	18°17'	97°11'	751
Xiquila	19°02'	97°10'	707
Mahuizapa	18°01'	97°17'	1400
Tepelmeme	17°51'	97°21'	2060
Magdalena Jicotlán	17°48'	97°26'	2210

ESTADO DE PUEBLA

	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD
Tlacotepec	18°40'	97°40'	1950
Caltepec	18°11'	97°29'	100
El Carmen	20°07'	98°07'	2230
Zapotitlán de Salinas	18°20'	97°28'	1520
Altepexi	18°22'	97°17'	1238
San Antonio Cañada	18°30'	97°17'	1730
Telpatlán	18°31'	97°08'	2460
Coxcatlán	18°16'	97°09'	1000

ESTADO DE VERACRUZ

Tapalapa	18°33'	95°19'	290
San Andrés Tuxtla	18°27'	95°13'	323
Santiago Tuxtla	18°27'	95°18'	210
San Juan Seco	18°02'	95°09'	525
Los Mangos	18°16'	95°12'	275

Lauchapan	18°15'	95°19'	13
Col. 5 de Mayo	17°52'	95°18'	150
La Lima	17°58'	95°11'	30
Acayucan	17°57'	94°55'	88
Rodríguez Clara	18°00'	95°24'	148
Bellaco	17°48'	95°12'	39
La Florencia	17°39'	95°09'	50
Col. Grupo Tres	17°54'	95°32'	140
Nuevo Ixcatlán	17°39'	95°29'	
Boca de Sochiapa	17°42'	95°21'	50
Venustiano Carranza	17°50'	95°49'	95
Vista Hermosa	18°36'	96°52'	335

De las estaciones climatológicas antes mencionadas, tanto de pluviómetros y pluviógrafos, se les determinó su hietograma para cada subcuenca en sus diferentes avenidas; los datos de los hietogramas fueron determinados como se indica en el siguiente inciso.

4.4 ANALISIS DE LA INFORMACION POR SUBCUENCA

Para cada subcuenca se procedió a obtener el hietograma producido por cada tormenta, para lo cuál primero se analizaron las curvas masas de los pluviógrafos correspondientes a fin de producir la curva masa media de la tormenta, para posteriormente ajustarla con apoyo tanto en los pluviógrafos como de pluviómetros.

El hietograma de cada tormenta se apoyó en la curva masa de la precipitación representativa de cada subcuenca en estudio, para lo cual primero se dedujo la curva masa de apoyo en los pluviógrafos, considerando su influencia con polígonos de Thiessen.

Lo anterior involucró dos análisis, uno el aproximada, en donde sólo

se incluyeron estaciones con pluviógrafos y otro el correcto, en el cual intervinieron todas las estaciones con pluviógrafo y pluviómetro.

En el primer análisis, si se aceptan n pluviógrafos para cada intervalo de tiempo, la altura de lluvia media en la cuenca se calculó como:

$$h_{pm, t \text{ aprox.}} = \sum_{j=1}^n (Th)_j h_{pj, t}$$

donde:

$h_{pm, t \text{ aprox.}}$, altura de lluvia media aproximada en la cuenca en el intervalo t, mm.

$h_{pj, t}$ altura de lluvia registrada en el pluviógrafo j en el intervalo t, mm.

$(Th)_j$ área de la cuenca correspondiente al polígono de Thiessen que controla el pluviógrafo j, entre el área total de la cuenca.

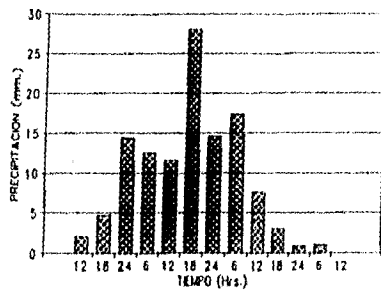
Para el segundo análisis, si se tienen l pluviómetros, dispondrá en la cuenca de n+1 estaciones climatológicas. con ello la ecuación anterior se puede ajustar y la altura de lluvia media correcta en la cuenca para cada intervalo de tiempo se valúa de acuerdo con los polígonos de Thiessen como:

$$h_{pm, t \text{ corr.}} = \frac{\sum_{j=1}^n (Th)_j h_{pj, d}}{\sum_{j=1}^n (Th)_j h_{pj, d}} h_{pm, t \text{ aprox}}$$

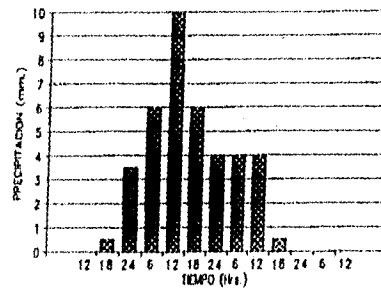
donde: h pj,d Altura de lluvia registrada en la estación climatológica j, para la duración de la tormenta d.

Se dan a continuación una serie de ejemplos de cada una de las estaciones en estudio, mostrando su hietograma resultante del análisis anterior

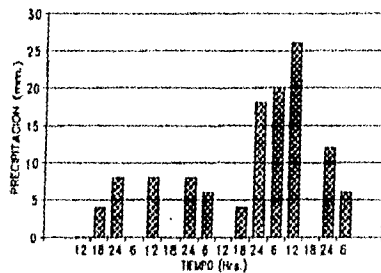
HIETOGRAMA, ESTACION ACHOTAL
INICIA, 21 DE SEP. DE 1963 A LAS 12.00



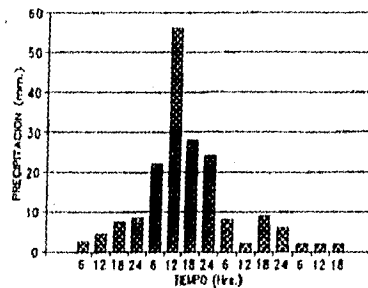
HIETOGRAMA, ESTACION ANGOSTURA
INICIA, 29 DE AGO. DE 1960 A LAS 12.00



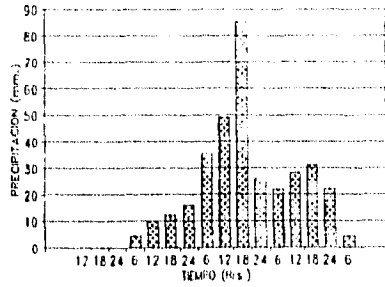
HIETOGRAMA, ESTACION BELLACO
INICIA, 28 DE AGO. DE 1973 A LAS 12.00



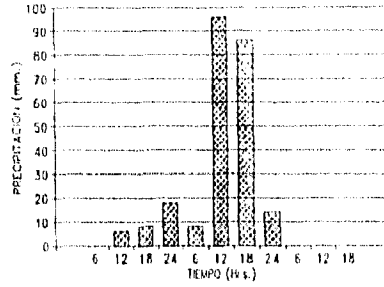
HIETOGRAMA, ESTACION VILLA AZUETA
INICIA, 24 DE JUL. DE 1973 A LAS 6.00



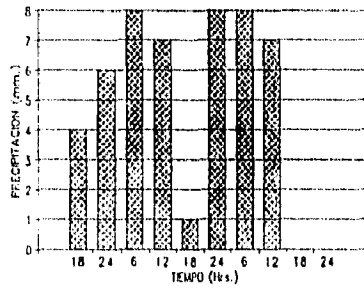
HISTOGRAMA, ESTACION JACATEPEC
 INICIA, 25 DE JUL. DE 1975 A LAS 12:00



HISTOGRAMA, ESTACION LAUCHAPAN
 INICIA, 18 DE SEP. DE 1960 A LAS 6:00



HISTOGRAMA, ESTACION QUIOTEPEC
 INICIA, 18 DE AGO. DE 1960 A LAS 18:00



Con la ecuación anterior aplicada para cada intervalo de análisis t , se dedujo el hietograma de la precipitación media en la cuenca en estudio para cada tormenta. Dada la importancia que presenta el hecho de disponer de una breve densidad de estaciones climatológicas con pluviógrafo y se aceptaron intervalos de análisis de 6 hrs.

4.5 CALIBRACION DEL MODELO

La calibración y verificación son partes esenciales en el proceso del modelaje, las estimaciones generales de los parámetros en el modelo HEC-1 pueden ser obtenidos; sin embargo el modelo sería calibrado para datos de flujo observado cuando sean posibles. El HEC-1 provee una técnica de optimización para la estimación de algunos de los parámetros cuando los datos de precipitación esten aforados y el escurrimiento sea requerido. Pero usando esta técnica y regionalizando los resultados, parámetros de lluvia-escurrimiento para áreas sin aforar pueden ser estimados.

4.5.1 METODOLOGIA DE ESTIMACION

La opción de calibración de los parámetros tiene la capacidad para determinar automáticamente un conjunto de hidrogramas unitarios y sus pérdidas que mejor reconstituyen un hidrograma de escurrimiento observado para cada una de las subcuencas. Los datos que se le proveen al modelo son: precipitación en la subcuenca, área de la cuenca, parámetros al inicio flujo base y el hidrograma a la salida. El hidrograma unitario y los parámetros de pérdida pueden ser determinados individualmente o en combinación. Los parámetros que no son determinados en los procesos de optimización son estimados y dados al modelo. Estimaciones iniciales de los parámetros son determinados en la entrada por el uso o preferencia por el proceso de optimización del programa.

Los parámetros de escurrimiento que pueden ser determinados en la

calibración, son los parámetros del hidrograma unitario y los de pérdidas. El HEC-1 podrá ser usado para derivar automáticamente diferentes criterios de hidrología. Uno de ellos es el método de Muskingum. El hidrograma observado es reconstituido para minimizar la suma cuadrado de las desviaciones entre el hidrograma observado y el hidrograma reconstituido. El proceder usado es esencialmente el mismo como el hidrograma unitario y los parámetros de optimización de pérdidas.

El proceder de la optimización no garantiza que el óptimo global será encontrado para los parámetros de escurrimiento. El HEC-1 prevee de gráficas y comparaciones estadísticas de los hidrogramas calculado y observado. De esto, el usuario podrá juzgar lo correcto de los resultados obtenidos.

4.6 ORGANIZACION DE LOS DATOS DE ENTRADA

Hay dos tipos generales de registro de datos para el HEC-1: el control de entrada y los datos de simulación del río. Los registros de control de entrada principia con el programa y los formatos de los datos de la avenida y su precipitación.

En la aplicación del HEC-1 (en su opción de hidrograma unitario) para los diferentes subcuencas y a cada una de ellas se les dio datos de tormentas históricas con su respectiva avenida; así también para el método de Muskingum en datos de gasto de entrada y gasto de llegada en su estación hidrométrica. Dando a continuación una serie de ejemplos de lo anterior mencionado.

4.7 EJEMPLO DE UNA ENTRADA DE DATOS PARA EL HIDROGRAMA UNITARIO Y
SU RESPECTIVOS RESULTADOS.

```

*****
*
* PAQUETE DE HIDROGRAMA DE FLUJO (HEC-1)*
* SEPTIEMBRE DE 1990 *
* VERSION 4 0 *
*
* DIA 07/05/1994 TIEMPO 11:26:55 *
*
*****

```

```

*****
*
* U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS *
* HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER *
* 609 SECOND STREET *
* DAVIS, CALIFORNIA 95616 *
* (916) 756-1104 *
*
*****

```

```

X X XXXXXX XXXX X
X X X X X XX
X X X X X X
XXXXXX XXXX X XXXX X
X X X X X X
X X X X X X
X X XXXXXX XXXX XXX

```

THIS PROGRAM REPLACES ALL PREVIOUS VERSIONS OF HEC-1 KNOWN AS HEC1 (JAN 73), HEC1G5, HEC1D8, AND HEC1KX.

THE DEFINITIONS OF VARIABLES -RTIMP- AND -RTIOR- HAVE CHANGED FROM THOSE USED WITH THE 1973-STYLE INPUT STRUCTURE.
THE DEFINITION OF -AMSK- ON RM-CARD WAS CHANGED WITH REVISIONS DATED 28 SEP 81. THIS IS THE FORTRAN77 VERSION
NEW OPTIONS: DAMBREAK OUTFLOW SUBMERGENCE, SINGLE EVENT DAMAGE CALCULATION, OSS:WRITE STAGE FREQUENCY,
OSS:READ TIME SERIES AT DESIRED CALCULATION INTERVAL, LOSS RATE:GREEN AND AMPT INFILTRATION
KINEMATIC WAVE: NEW FINITE DIFFERENCE ALGORITHM

1

HEC-1 INPUT

PAGE 1

LINE	ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ID										
2	ID										
3	ID										
4	IT	360	600000	0600	31						
5	IM										
6	IO	1	2								
7	OU										
8	KK	1									
9	IN	360	600000	0600							
10	OO	215	220	220	215	220	225	280	395	545	685
11	OO	895	1095	1235	1433	1568	1595	1585	1490	1385	1230
12	OO	1110	965	853	773	720	655	625	650	590	545

ESTO PASA EN MI
 SALVA DE LA INGENIERIA

00 OPTIMIZACION DE HIDROGRAMA UNITARIO Y PARAMETROS DE PERDIDAS
 IFORD 1 PRIMERA ORDENADA DE LA OPTIMIZACION DE LA REGION
 ILOHO 31 ULTIMA ORDENADA DE LA OPTIMIZACION DE LA REGION

*** **

```

*****
*           *
*         1 *
*           *
*****
  
```

9 IN DATOS DE TIEMPO PARA LA SERIE DE ENTRADA DEL HIDROGRAMA
 JXMIN 360 INTERVALOS DE TIEMPO EN MINUTOS
 JXDATE 600000 DIA DE INICIO
 JXTIME 600 TIEMPO DE INICIO

14 IN DATOS DE TIEMPO PARA LA SERIE DE ENTRADA DEL HIDROGRAMA
 JXMIN 360 INTERVALOS DE TIEMPO EN MINUTOS
 JXDATE 600000 DIA DE INICIO
 JXTIME 600 TIEMPO DE INICIO

DATOS DE ESCURRIMIENTO DE LA SUBCUENCA

18 BA CARACTERISTICAS DE LA SUBCUENCA
 TAREA 4656.00 AREA DE LA SUBCUENCA

19 BF CARACTERISTICAS DEL FLUJO BASE
 STRIO 225.00 GASTO INICIAL
 ORCSN 625.00 COMIENZO DE LA RECESION DEL FLUJO BASE
 RTIOR 1.05630 CONSTANTE DE RECESION

DATOS DE PRECIPITACION

15 PB STORM 185.50 PRECIPITACION TOTAL DE LA SUBCUENCA

16 PI MODELO DE INCREMENTOS DE LA PRECIPITACION
 2.50 4.50 7.50 8.50 22.00 56.00 28.00 24.00 8.00 2.00
 9.00 6.00 2.00 2.00 2.00 .50 .50 .50

21 LE RAZON DE PERIODA EXPONENCIAL
 STRKR -1.00 VALOR INICIAL DEL COEFICIENTE DE PERDIDAS
 OLTRK -1.00 PERIODA INICIAL
 RTIOL 1.00 COEFICIENTE DE PERDIDAS DE LA CONSTANTE DE RECESION
 ERAIN 1.00 EXPONENTE DE LA PRECIPITACION
 RTIMP .00 PORCENTAJE DE LA AREA IMPERMEABLE

20 UC HIDROGRAMA DE CLARK
 TC -1.00 TIEMPO DE CONCENTRACION
 R -1.00 COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO

SEGA UTILIZADA UNA FUNCION SINTETICA DE AREA ACUMULADA CONTRA LA CURVA DE TIEMPO

ESTIMACION INICIAL DE LAS VARIABLES DE OPTIMIZACION
 STRKR OLTRR RTIOL ERAIN
 68.23 50 5.00 12.50 1.00 1.00

VALORES INTERMEDIOS DE LA OPTIMIZACION DE LAS VARIABLES
 (*INDICA CAMBIOS DE VALORES PREVIOS)
 (+INDICA VARIABLES QUE NO FUERON CAMBIADAS)

FUNCION OBJETIVO	TC+R	R/(TC+R)	STRKR	OLTRR	RTIOL	ERAIN
VOL. ADJ.	68.235	.500	.384*	.961*	1.000	1.000
119.2	102.352*	.500	.384	.961	1.000	1.000
102.3	102.352	.404*	.384	.961	1.000	1.000
99.4	102.352	.404	.400*	.961	1.000	1.000
99.4	102.352	.404	.400	.924*	1.000	1.000
89.5	109.888*	.404	.400	.924	1.000	1.000
89.5	109.888	.404*	.400	.924	1.000	1.000
80.3	109.888	.404	.372*	.924	1.000	1.000
80.3	109.888	.404	.372	.616*	1.000	1.000
88.0	109.255*	.404	.372	.616	1.000	1.000
73.3	109.255	.447*	.372	.616	1.000	1.000
70.9	109.255	.447	.360*	.616	1.000	1.000
70.9	109.255	.447	.360	.526*	1.000	1.000
70.2	110.441*	.447	.360	.526	1.000	1.000
69.8	110.441	.455*	.360	.526	1.000	1.000
69.0	110.441	.455	.354*	.526	1.000	1.000
69.0	110.441	.455	.354	.351*	1.000	1.000
69.0	110.441	.455	.254*	.351	1.000	1.000
68.9	110.940*	.455	.354	.351	1.000	1.000
68.9	110.904*	.455	.354	.351	1.000	1.000
VOL. ADJ.	110.904	.455	.324*	.321*	1.000	1.000

```

*****
*
*          OPTIMIZACION DE LOS RESULTADOS          *
*
*****
*
* PARAMETROS DEL HILOGRAMA DE CLARK                *
*   TC   60.46                                     *
*   R    50.45                                     *
*
* PARAMETROS DEL HILOGRAMA DE SNYDER                *
*   TP   54.46                                     *
*   CP   .63                                       *
    
```


HIDROGRAMA UNITARIO
50 ORDENADAS

1.	2.	4.	6.	9.	11.	13.	15.	15.	15.
14.	12.	11.	10.	9.	8.	7.	6.	5.	5.
4.	4.	3.	3.	3.	2.	2.	2.	2.	1.
1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.	0.	0.
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

HIDROGRAMA EN LA ESTACION VILLA AZHETA

DIA	HRMN	ORD	LLUVIA	PERDIDA	EXCESO	COMP Q	QBS Q	*	DIA	HRMN	ORD	LLUVIA	PERDIDA	EXCESO	COMP Q	QBS Q
60600	1		.00	.00	.00	225.	215.	*	106600	17		.50	.16	.34	1616.	1585.
61200	2		2.50	.82	1.68	163.	220.	*	101200	18		.50	.16	.34	1533.	1490.
61800	3		4.50	1.46	3.04	122.	220.	*	101800	19		.50	.16	.34	1427.	1385.
70600	4		7.50	2.43	5.07	99.	215.	*	110600	20		.00	.00	.00	1313.	1230.
70600	5		8.50	2.76	5.74	96.	220.	*	110600	21		.00	.00	.00	1201.	1110.
71200	6		22.00	7.14	14.86	117.	225.	*	111200	22		.00	.00	.00	1090.	965.
71800	7		56.00	18.17	37.83	162.	280.	*	111800	23		.00	.00	.00	983.	853.
80600	8		28.00	9.08	18.92	305.	395.	*	120600	24		.00	.00	.00	862.	773.
80600	9		24.00	7.79	16.21	480.	545.	*	120600	25		.00	.00	.00	788.	720.
81200	10		8.00	2.60	5.40	694.	685.	*	121200	26		.00	.00	.00	703.	655.
81800	11		2.00	.65	1.35	926.	895.	*	121800	27		.00	.00	.00	626.	625.
90000	12		9.00	2.92	6.08	1155.	1095.	*	130600	28		.00	.00	.00	556.	650.
90600	13		6.00	1.95	4.05	1357.	1235.	*	130600	29		.00	.00	.00	494.	590.
91200	14		2.00	.65	1.35	1514.	1433.	*	131200	30		.00	.00	.00	438.	545.
91800	15		2.00	.65	1.35	1614.	1568.	*	131800	31		.00	.00	.00	389.	520.
100000	16		2.00	.65	1.35	1649.	1595.	*								

LLUVIA TOTAL = 185.50, TOTAL PERDIDA = 60.19, TOTAL EXCESO = 125.31

GASTO PICO (CU M/S)	TIEMPO (HR)	GASTO MEDIO MAXIMO			
		6-HR	24-HR	72-HR	180.00-HR
1649.	90.00	1632.	1601.	1368.	814.
		(MM) 7.572	29.701	76.184	113.335
		(1000 CU M) 35257.	138288.	354715.	527686.

AREA DRENADA = 4656.00 SQ KM

1

ESTACION VILLA AZUETA

DIA/HORA PER	(Q) SALIDA DEL FLUJO							(*) FLUJO OBSERVADO (m3/seg)			(1) PRECIP. (mm)	(2) EXCESO (en cm)
	0.	200.	400.	600.	800.	1000.	1200.	1400.	1600.	1800.		
60600 1.												
61200 2.	0	*										X
61800 3.	0	*										XX
70000 4.	0	*										XXX
70600 5.	0	*										LXXX
71200 6.	0	*										LLLLXXXXXX
71800 7.	0	*										LLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXX
80000 8.		0	*									LLLLXXXXXX
00600 9.				0	*							LLLLXXXXXX
81200 10.						*0						LXXX
81800 11.						*0						X
90000 12.							*0					LXXX
90600 13.								*	0			LXX
91200 14.									*	0		X
91800 15.									*	0		X
100000 16.									*	0		X
100600 17.									*	0		
101200 18.									*	0		
101800 19.									*	0		
110000 20.									*	0		
110600 21.								*	0			
111200 22.									*	0		
111800 23.									*	0		
120000 24.									*	0		
120600 25.									*	0		
121200 26.									*	0		
121800 27.									*	0		
130000 28.									*	0		
130600 29.									*	0		
131200 30.									*	0		
131800 31.									*	0		

(-) LIMITES DE OPTIMIZACION

** ESTACION VILLA AZUETA ** AREA DRENADA = 4656.00

DIA	PORCENTAJE DE ERROR					RESULTADOS DE LA OPTIMIZACION									
	AVG	VOL	LAG	PICD	TC	R	TC+R	R/(TC+R)	TP	CP	QP	SIRKR	OLTKR	RTIOL	ERAIN
60000	15.9	.0	2.3	3.4	60.46	60.45	110.90	.45	54.46	.63	7.	.32	.32	1.00	1.00

*** FIN NORMAL DEL HEC-1 ***

Nota: solo se utilizó esta como ejemplo ya que serian 21 veces lo anterior.

4.7.1 EJEMPLO DE UNA ENTRADA DE DATOS PARA EL METODO DE MUSKINGUM.

```

*****
*
* PAQUETE DE HIDROGRAMA DE FLUJO (HEC-1)*
* SEPTIEMBRE DE 1990 *
* VERSION 4.0 *
*
* OIA 07/05/1994 TIEMPO 11:16:21 *
*
*****

```

```

*****
*
* U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS *
* HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER *
* 609 SECOND STREET *
* DAVIS, CALIFORNIA 95616 *
* (916) 756-1104 *
*
*****

```

```

X X XXXXXX XXXX X
X X X X X XX
X X X X X X
XXXXXXXX XXXX X XXXXX X
X X X X X X
X X X X X X
X X XXXXXX XXXX XXX

```

THIS PROGRAM REPLACES ALL PREVIOUS VERSIONS OF HEC-1 KNOWN AS HEC1 (JAN 73), HEC1G, HEC1OB, AND HEC1W.

THE DEFINITIONS OF VARIABLES -RTIMP- AND -RTIOR- HAVE CHANGED FROM THOSE USED WITH THE 1973-STYLE INPUT STRUCTURE. THE DEFINITION OF -AMSK- ON RM-CARD WAS CHANGED WITH REVISIONS DATED 28 SEP 81. THIS IS THE FORTRAN77 VERSION. NEW OPTIONS: DAMBREAK, OUTFLOW SUBMERGENCE, SINGLE EVENT DAMAGE CALCULATION, OSS:WRITE STAGE FREQUENCY, OSS:READ TIME SERIES AT DESIRED CALCULATION INTERVAL, LOSS RATE:GREEN AND AMPY INFILTRATION, KINEMATIC WAVE: NEW FINITE DIFFERENCE ALGORITHM.

1

HEC-1 INPUT

PAGE 1

LINE	ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ID	PARA LA ESTACION CAUTOTOLAPAN									
2	ID	OPTIMIZACION DE TRANSITO DE FLUJO									
3	ID	METODO DE MUSKINGUM									
4	IH										
5	IT	360	600000	0	40						
6	ID	1	2								
7	OR	2									
8	KK	1									
9	QP	421	409	413	424	438	460	506	637	782	909
10	QP	997	1072	1087	1085	1068	1076	975	889	818	742
11	QP	702	668	632	632	646	647	636	605	575	552
12	QP	526	504	480	461	440	428	409	394	386	0.0

13	Q0	550	530	518	498	481	478	503	555	611	649
14	Q0	684	703	721	745	760	771	794	808	821	838
15	Q0	865	925	1110	1234	1221	1190	1068	889	798	779
16	Q0	755	745	730	713	696	675	655	619	593	0 0
17	Q1	421	409	413	424	438	460	506	637	782	909
18	Q1	997	1072	1087	1065	1068	1076	975	889	818	742
19	Q1	702	668	632	632	646	647	636	605	575	552
20	Q1	526	504	480	461	440	428	409	394	386	0 0
21	RL	0	0								
22	RH	-1.00	-1.00	-1.00							
23	ZZ										

```

*****
*
* PAQUETE DE HIDROGRAFA DE FLUJO (HEC-1)*
* SEPTIEMBRE DE 1990 *
* VERSION 4.0 *
*
* DIA 07/05/1994 TIEMPO 11:16:21 *
*
*****

```

```

*****
*
* U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS *
* HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER *
* 609 SECOND STREET *
* DAVIS, CALIFORNIA 95616 *
* (916) 756-1104 *
*
*****

```

PARA LA ESTACION CAUTOLAPAV 1963
OPTIMIZACION DE TRANSITO DE FLUJO
METODO DE MUSKINGUM

6 IO VARIABLES DE CONTROL DE SALIDA
 IPANT 1 CONTROL DE LA IMPRESORA
 IPLOT 2 CONTROL DEL DISEÑO
 OSCAL 0 ESCALA DE DISEÑO DEL HIDROGRAMA

IT DATOS DEL TIEMPO DEL HIDROGRAMA
 NMIN 360 INTERVALOS DE CALCULO EN MINUTOS
 IDATE 6000 0 DIA DE INICIO
 ITIME 0600 TIEMPO DE INICIO
 NIQ 40 NUMERO DE ORDENADAS DEL HIDROGRAMA
 NDATE 15 0 DIA FINAL
 NDTIME 1800 TIEMPO FINAL
 ICENT 19 INDICACION DEL SIGLO

INTERVALOS DE CALCULO 6.00 HOURS
 TOTAL DEL TIEMPO BASE 234.00 HOURS

UNIDADES METRICAS
 AREA DRENADA KILOMETROS CUADRADOS
 ALTURA DE PRECIPITACION MILIMETROS
 LONGITUD, ELEVACION METROS
 GASTO METROS CUBICOS POR SEGUNDO
 VOLUMEN ALMACENADO METROS CUBICOS
 AREA SUPERFICIAL METROS CUADRADOS
 TEMPERATURA GRADOS CENTIGRADOS

OR OPTIMIZACION DE LOS PARAMETROS DEL TRANSITO
 IFORD 2 PRIMERA ORDENADA DE LA OPTIMIZACION DE LA REGION
 ILCRO 40 ULTIMA ORDENADA DE LA OPTIMIZACION DE LA REGION

```

*****
*           *
*         1 *
*           *
*****

```

DATOS DEL TRANSITO DEL HIDROGRAMA

```

21 RL  PERDIDAS DEL TRANSITO
        QLOSS      .00 PERDIDA INICIAL
        CLOSS      .00 FRACCION DE PERDIDA ADICIONAL

22 RM  TRANSITO DEL MUSKINGUM
        NSTPS      -1 NUMBER OF SUBREACHES
        AMSKK      -1.00 MUSKINGUM K
        X          -1.00 MUSKINGUM X

```

ESTIMACION INICIAL DE LAS VARIABLES DE OPTIMIZACION

```

AMSKK      X
6.00      .20

```

VALORES INTERMEDIOS DE LA OPTIMIZACION DE LAS VARIABLES
(*INDICA CAMBIOS DE VALORES PREVIO)
(+INDICA VARIABLES QUE NO FUERON CAMBIADOS)

FUNCION OBJETIVO	AMSKK	X
NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO = 1		
274.2	9.000*	.200
272.9	9.000	.133*
254.2	13.500*	.133
252.7	13.500	.089*
222.7	20.250*	.089
221.6	20.250	.059*
183.9	30.375*	.059
183.6	30.375	.040*
151.7	45.563*	.040
142.2	58.613*	.040
141.4	63.559*	.040
141.4	64.383*	.040
NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO = 2		
115.1	60.415*	.040
114.5	60.415	.050*
114.5	60.415*	.050
114.5	60.415	.050*

114.5	60.415*	.050
114.5	60.415	.050*
114.5	60.415*	.050
114.5	60.415	.050*
114.5	60.415*	.050

NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO - 3

101.9	60.101*	.050
101.9	60.101	.050*
101.9	60.099*	.050
101.9	60.099	.050*
101.9	60.097*	.050
101.9	60.097	.050*
101.9	60.097*	.050
101.9	60.097	.050*

101.9	60.097*	.050
-------	---------	------

NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO - 4

94.5	59.985*	.050
94.5	59.985	.050*
94.5	59.985*	.050
94.5	59.985	.050*
94.5	59.985*	.050
94.5	59.985	.050*
94.5	59.985*	.050
94.5	59.985	.050*

94.5	59.985*	.050
------	---------	------

NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO - 5

89.9	59.985*	.050
89.9	59.985	.050*
89.9	59.985*	.050
89.9	59.985	.050*
89.9	59.985*	.050
89.9	59.985	.050*
89.9	59.985*	.050
89.9	59.985	.050*
89.9	59.985*	.050

NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO - 6

86.8 59.985* .050
86.8 59.985 .050*

86.8 59.985* .050
86.8 59.985 .050*

86.8 59.985* .050
86.8 59.985 .050*

86.8 59.985* .050
86.8 59.985 .050*

86.8 59.985* .050
86.8 59.985 .050*

NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO - 7

84.8 59.985* .050
84.8 59.985 .050*

84.8 59.985* .050
84.8 59.985 .050*

84.8 59.985* .050
84.8 59.985 .050*

84.8 59.985* .050
84.8 59.985 .050*

84.8 59.985* .050
84.8 59.985 .050*

NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO - 8

83.5 59.985* .050
83.5 59.985 .050*

83.5 59.985* .050
83.5 59.985 .050*

83.5 59.985* .050
83.5 59.985 .050*

83.5 59.985* .050
83.5 59.985 .050*

83.5 59.985* .050
83.5 59.985 .050*

NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO - 9

82.6 59.985* .050
82.6 59.985 .050*

82.6 59.985* .050
82.6 59.985 .050*

82.6 59.985* .050
82.6 59.985 .050*

82.6	59.985*	.050
82.6	59.985	.050*
82.6	59.985*	.050
NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO - 10		
82.1	59.985*	.050
82.1	59.985	.050*
82.1	59.985*	.050
82.1	59.985	.050*
82.1	59.985*	.050
82.1	59.985	.050*
82.1	59.985*	.050
82.1	59.985	.050*
82.1	59.985*	.050
NUMERO DE ETAPAS DEL TRANSITO - 9		
82.6	59.985*	.050
82.6	59.985	.050*
82.6	59.985*	.050
82.6	59.985	.050*
82.6	59.985*	.050
82.6	59.985	.050*
82.6	59.985*	.050
82.6	59.985	.050*
82.6	59.985*	.050

COEFFICIENTES DERIVADOS

NSTPS	NSTOL	LAG	AMORA	X	FSK
9	0	0	59.99	05	00

DAY	MON	HRMN	GRD	INFLUJO	LOCAL	OUTFLUJO	ACTUAL
6		0000	1	421	64	485	550
6		0600	2	409	62	483	530
6		1200	3	413	63	484	518
6		1800	4	424	65	486	498
7		0000	5	438	67	488	481
7		0600	6	460	70	491	478
7		1200	7	506	77	498	505
7		1800	8	637	97	517	555
8		0000	9	782	119	539	611
8		0600	10	909	139	560	649
8		1200	11	997	152	577	684
8		1800	12	1072	164	596	703
9		0000	13	1087	166	613	721
9		0600	14	1085	166	639	745
9		1200	15	1068	163	675	760
9		1800	16	1076	164	730	771
10		0000	17	975	149	780	794
10		0600	18	889	136	840	808
10		1200	19	818	125	903	821
10		1800	20	742	113	961	838
11		0000	21	702	107	1015	865
11		0600	22	668	102	1054	925
11		1200	23	632	96	1075	1110
11		1800	24	632	96	1083	1234
12		0000	25	646	99	1076	1221
12		0600	26	647	99	1051	1190
12		1200	27	636	97	1013	1068
12		1800	28	605	92	965	889
13		0000	29	575	88	915	798
13		0600	30	552	84	869	779
13		1200	31	526	80	827	755
13		1800	32	504	77	792	745
14		0000	33	480	73	762	730
14		0600	34	461	70	738	713
14		1200	35	440	67	716	696
14		1800	36	428	65	695	675
15		0000	37	409	62	674	658
15		0600	38	394	60	652	619
15		1200	39	386	59	630	693
15		1800	40	306	59	609	593
			SUM	25917	3957	29555	29874

ESTACION CUATOTOLAPAN

	(1) INFLUJO	(2) OUTFLUJO	(*) FLUJO OBSERVADO	(m ³ /seg)									
DAHRMN PER	300.	400.	500.	600.	700.	800.	900.	1000.	1100.	1200.	1300.	0.	0.
60000 1.	I	0	*										
60600 2.	I	0	*										
61200 3.	I	0	*										
61800 4.	I	0*											
70000 5.	I	*0											
70600 6.	I	*0											
71200 7.		*I											
71800 8.		0	*	I									
80000 9.		0	*		I								
80600 10.		0	*			I							
81200 11.		0	*				I						
81800 12.		0	*					I					
90000 13.		0	*						I				
90600 14.		0	*							I			
91200 15.		0	*								I		
91800 16.		0	*									I	
100000 17.		0*						I					
100600 18.		0	*						I				
101200 19.		0	*							I			
101800 20.		0	*								I		
110000 21.		I	*					0					
110600 22.		I	*					0					
111200 23.		I	*					0					
111800 24.		I	*					0					
120000 25.		I	*					0					
120600 26.		I	*					0					
121200 27.		I	*					0					
121800 28.		I	*					0					
130000 29.		I	*					0					
130600 30.		I	*					0					
131200 31.		I	*					0					
131800 32.		I	*					0					
140000 33.		I	*					0					
140600 34.		I	*					0					
141200 35.		I	*					0					
141800 36.		I	*					0					
150000 37.		I	*					0					
150600 38.		I	*					0					
151200 39.		I	*					0					
151800 40.		I	*					0					

tiempo (-) LIMITES DE OPTIMIZACION

*** FIN NORMAL DEL REC-1 ***

Nota: solo se utilizó esta como ejemplo ya que serían 3 veces lo anterior.

PRESENTACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

5.1 DETALLES DE LA SALIDA DE DATOS

Una gran variedad y calidad de detalles sobre la salida de datos son utilizados en el HEC-1. Se describe a continuación la salida de datos en términos de entrada, resultados de la simulación intermedia, resumen de los resultados y mensajes de error. La calidad de detalles, virtualmente toda la salida de datos del programa pueden ser controlados por el uso.

Los diversos resúmenes de la salida de datos son impresos con archivos generados durante la simulación.

Los archivos de entrada de datos para cada trabajo son leídos y copiados en un archivo de trabajo. Como los datos son copiados en el archivo de trabajo son convertidos en formatos libres a formatos fijos y una secuencia numérica es asignada para cada línea, los datos reformateados son impresos y son utilizados para ver los datos, los cuales van en la parte principal del programa.

El programa produce un resumen hidrológico de los cálculos en la cuenca. El resumen estándar del programa hidrológico muestra el flujo pico y el área drenada acumulada para cada calculo de hidrograma en la simulación. El resumen incluye también los flujos picos para diferentes duraciones en el análisis del modelado de la red.

Los hidrogramas son impresos en forma tabular o graficado, con el

día, tiempo y el número de secuencia para cada ordenada. Para los cálculos de escurrimiento, lluvia, pérdidas y el exceso son incluidos.

Para la optimización de los trabajos (hidrograma unitario y pérdidas), el programa imprime los valores de las variables en cada iteración del proceso. Esta salida de datos será cuidadosamente revisado para comprenderlo ya que cambian los valores de las variables y revisar que los resultados sean razonables.

5.2 RESULTADOS DEL MODELO

El modelo desarrollado puede ser descrito como un modelo matemático lluvia-escorrimento, con parámetros físicamente basados y autoajustables, el cual incluye como fases principales la estimación de la lluvia en exceso, la transformación lluvia-gasto y el tránsito de hidrogramas en cauces.

Después de haber aplicado el modelo en la opción del hidrograma unitario para las subcuencas siguientes: río Salado hasta la estación Angostura, río Grande hasta la estación Quiotepec, río La Lana hasta la estación Bellaco, río la Trinidad hasta la estación Achotal, río Valle Nacional hasta la estación Jacatepec, río Playa Vicente hasta la estación Villa Azueta y el río San Andrés hasta la estación Lauchapan; se determinó para cada una de ellas su hidrograma unitario para sus diferentes tormentas de análisis.

De la superposición y análisis de cada una de las tormentas

analizadas, y obtenidos para cada subcuenca los hidrogramas unitarios, empleando la opción de calibración hecha del paquete HEC1 (modelo hidrológico), se obtuvieron finalmente los hidrogramas "S" para cada una de las subcuencas, como se muestran en las figuras 16 a la 22; ya que a partir de ello se pueden deducir los hidrogramas unitarios correspondiente a tormentas con duración en exceso diferente a la empleada en la calibración. Y a partir de los hidrogramas S deducidos para cada subcuenca, se obtuvo la curva o hidrograma S, representativo de cada subcuenca.

Después de haber realizado la superposición de cada uno de los hidrogramas "S", de cada una de las tormentas, se encontró que existía una uniformidad en cada una de ellas por lo que la obtención de su curva "S" media, fue consistente, la cual se podrá utilizar en subsecuentes cálculos; la aplicación del modelo a fin de realizar pronósticos de avenidas, una vez determinado el hietograma medio de una tormenta reciente.

También se calibro los valores significativos del parámetro de almacenamiento "K" y el factor de peso "X" del modelo hidrológico de Muskingum, el cual expresa la influencia relativa de las entradas y salidas en un tramo del río en relación a su cambio de almacenaje. El tránsito de avenidas por cauces empleando el método de Muskingum, se realizo para las subcuencas del río Santo Domingo de las estaciones La Angostura y Quiotepec hasta la estación Cantón y del río San Juan de las estaciones Bellaco y Achotal hasta la estación Cuatotolapan. De esta aplicación se dedujeron los factores ajustados de "K" y "X", necesarios para poder transitar cualquier avenida.

CURVA S, ESTACION ACHOTAL

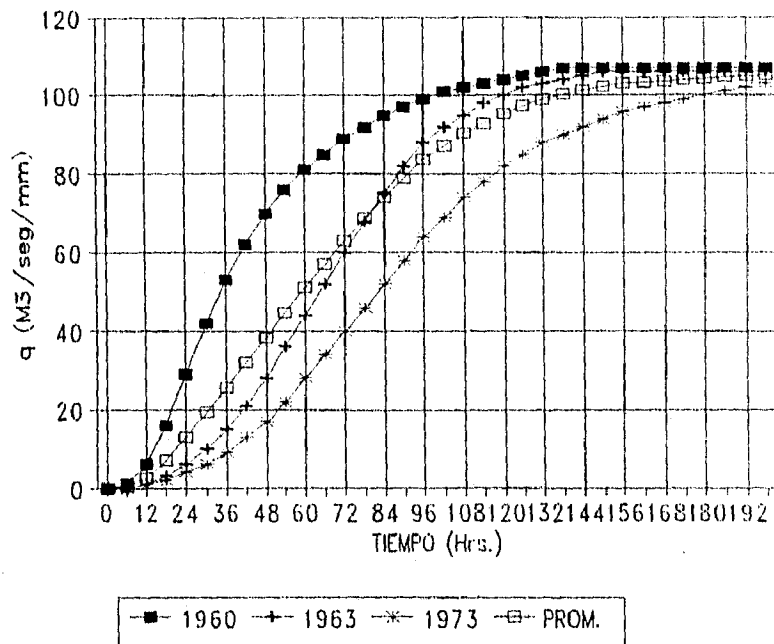


FIGURA # 16. CURVA "S", ESTACION ACHOTAL

CURVA S, ESTACION ANGOSTURA

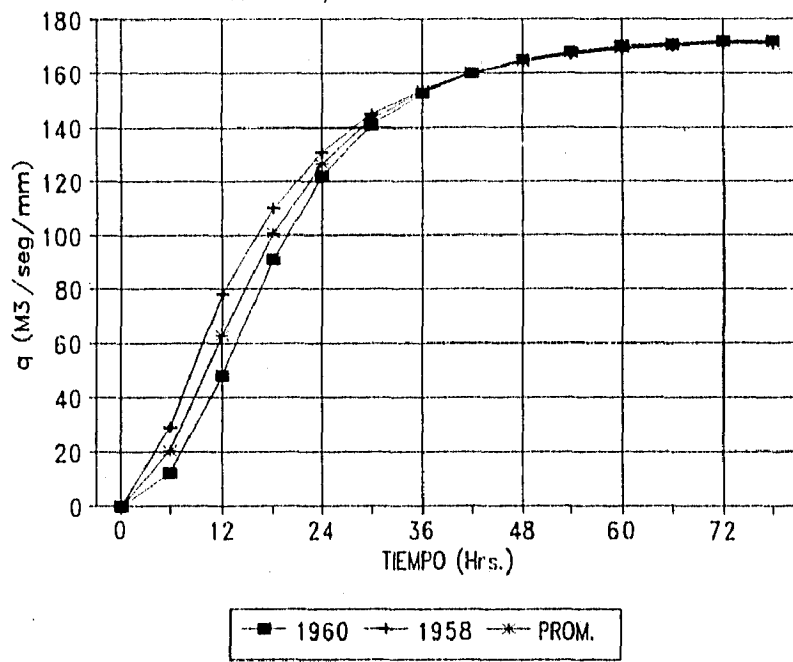


FIGURA # 17. CURVA "S", ESTACION LA ANGOSTURA

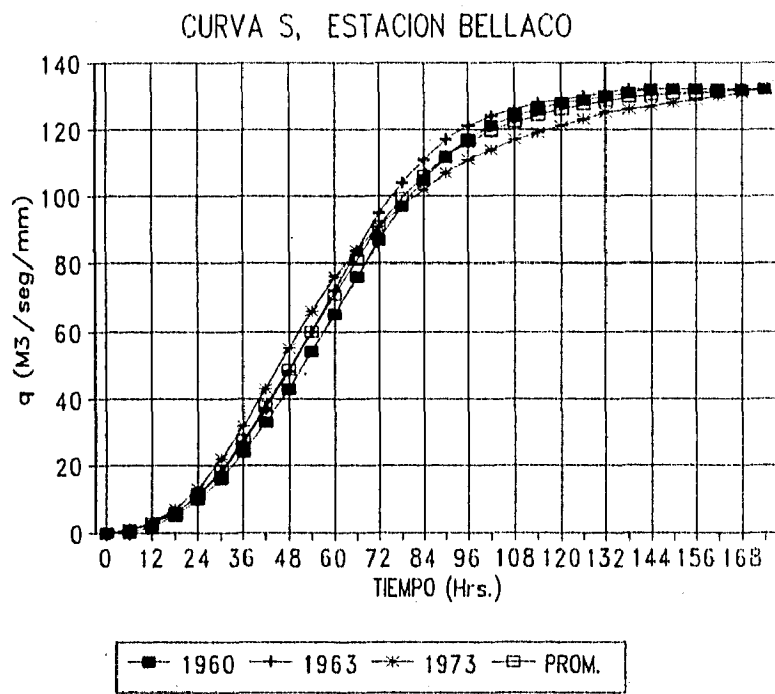


FIGURA # 18. CURVA "S", ESTACION BELLACO

CURVA S, ESTACION JACATEPEC

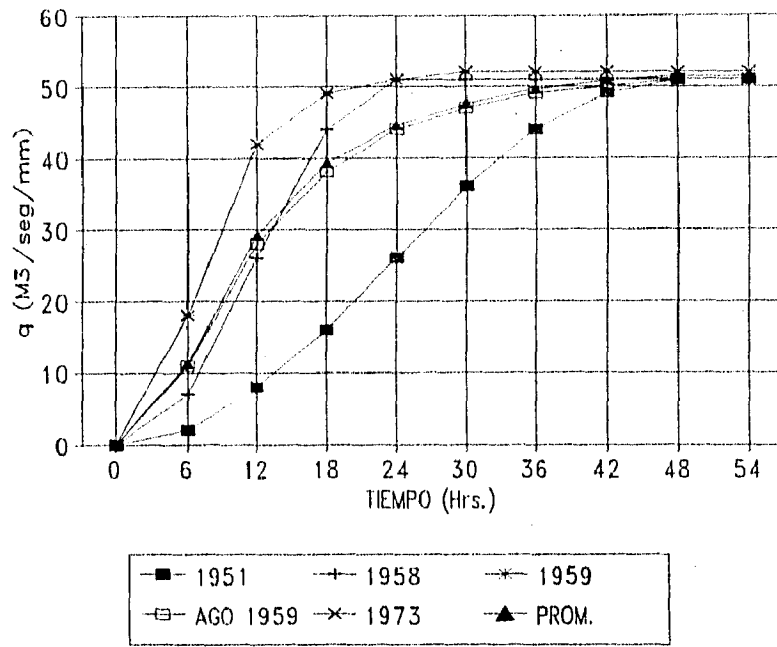


FIGURA # 19. CURVA "S", ESTACION JACATEPEC

CURVA S, ESTACION LAUCHAPAN

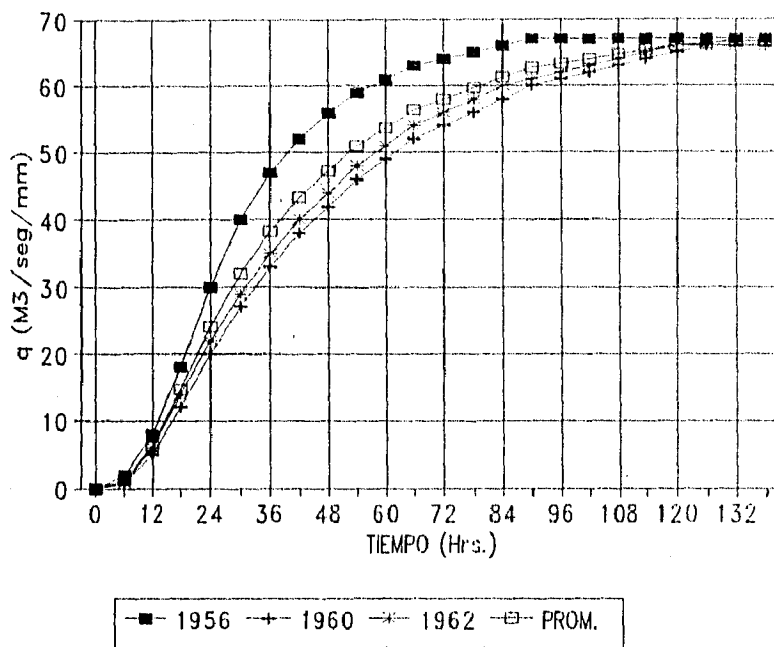


FIGURA # 20. CURVA "S", ESTACION LAUCHAPAN

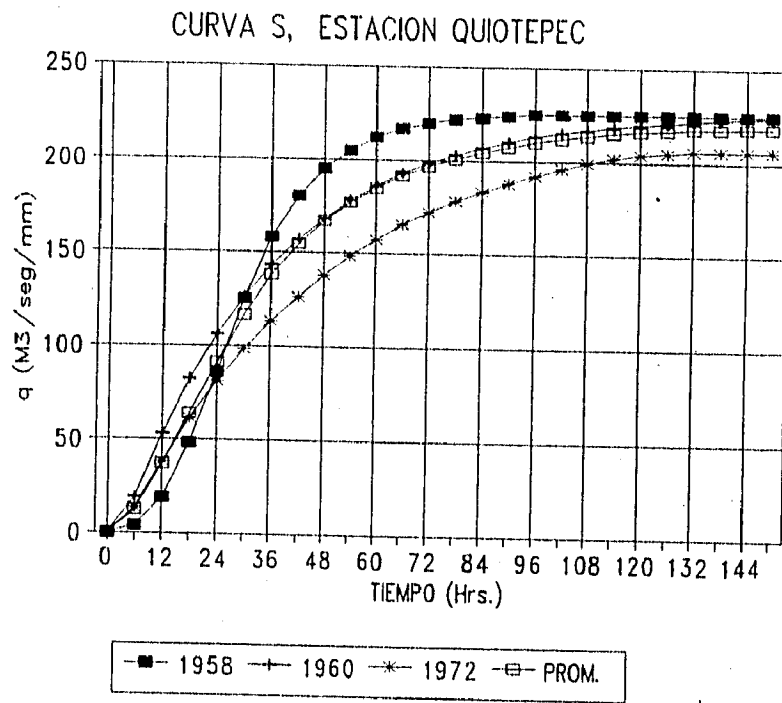


FIGURA # 21. CURVA "S", ESTACION QUIOTEPEC

CURVA S, ESTACION VILLA AZUETA

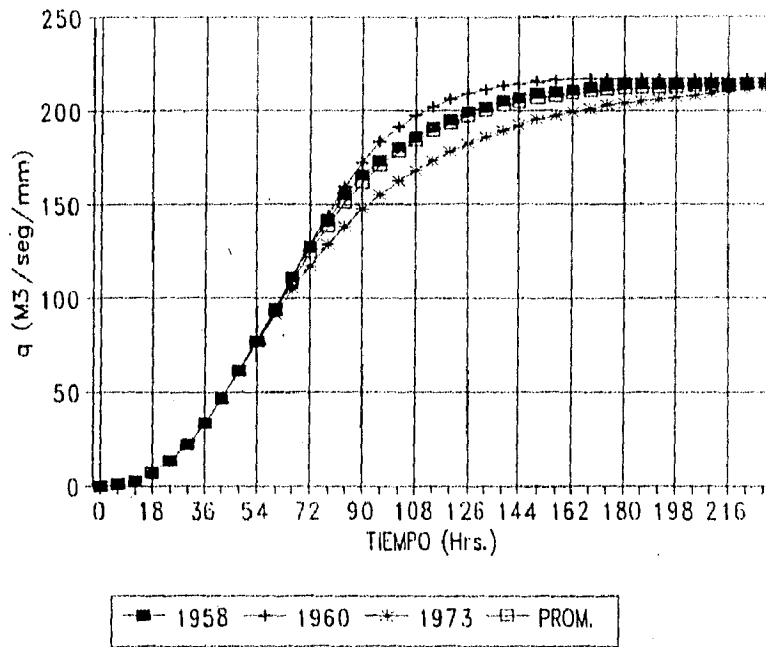


FIGURA # 22. CURVA "S", ESTACION VILLA AZUETA

5.3 VALORES AJUSTADOS DE LOS VALORES DE K Y X

Se presentan los valores optimizados en el tránsito de avenidas por cauce empleando el método de Muskingum proporcionados por el programa del HEC-1, en los valores de "K" y "X"; realizado con dos avenidas que nos proporcionaban la mayor información de gasto en sus respectivas estaciones, para las subcuencas siguientes:

- Río Santo Domingo de las estaciones La Angostura y Quiotepec hasta la estación Cantón, y
- Río San Juan de las estaciones Bellaco y Achotal hasta la estación Cuatotolapan.

De los resultados, de las avenidas en la estación Angostura y Quiotepec (con respecto a curva S media), se realizó su tránsito hasta la estación Cantón y a partir de ellas se calcularon sus parámetros de "K" y "X", correspondientes a los años de 1960 y 1972, para los cuales se contaba con la información disponible. Se realizó el mismo análisis para la estación Cuatotolapan.

Tránsito método de Muskingum	Parámetro de almac.	factor de peso
1 Hacia la estación Cantón		
a) 1960	5.16	0.58
b) 1972	4.26	0.66
2 Hacia la estación Cuatotolapan		
a) 1963	59.99	0.05
b) 1973	33.75	0.09

5.4 PRONOSTICO DE LOS VALORES CON LA CURVA S

Dado que se requiere disponer de un modelo lluvia-escorrentamiento para usarlo para tormentas con duración en exceso diferente de la empleada, se deberá ajustar dicho hidrograma unitario. Con tal objeto se uso el hidrograma "S", también conocido como curvas "S", el cual es producido por una lluvia en exceso, continua y constante para un período 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" medio se dedujo sumando una serie de hidrogramas unitarios idénticos, espaciados a un intervalo igual a la duración de la lluvia en exceso, misma de la que fueron deducidos.

Una vez que se ha construido el hidrograma "S" medio, el hidrograma unitario puede deducirse para cualquier duración, desplazando la posición del hidrograma "S" media para un período igual a la duración deseada de "To" hrs., se tendrá un hidrograma "S" desplazado. La diferencia entre las ordenadas del hidrograma "S" original y el desplazado, divididas entre To/De , serán las ordenadas del hidrograma unitario correspondiente a una duración en exceso de "To" horas; "De" es la duración en exceso del hidrograma unitario que sirvió para construir la curva "S".

5.5 APLICACION DE LOS RESULTADOS

Después de haber realizado un minucioso análisis se determinó su

curva "S" medio, para las diferentes estaciones hidrométricas, y los parámetros de "K" y "X", para las subcuencas de almacenaje combinado.

Veamos primero a las subcuencas de almacenaje directo. En estas subcuencas al presentarse una precipitación dada, y una vez obtenido un hietograma medio de la cuenca y al utilizar la curva "S" media, obtendremos de ello un hidrograma que circulará en la estación hidrométrica en estudio (salida de la subcuenca).

Ahora veamos a las subcuencas de almacenaje combinado, tomaremos para esto el río Santo Domingo de las estaciones La Angostura y Quiotepec hasta la estación Cantón; teniendo las gráficas de las curvas "S" media de las estaciones La Angostura y Quiotepec y el hietograma medio producido por la precipitación en estas subcuencas, el cual obtendremos de ellos un hidrograma a la salida en cada estación hidrométrica. A continuación utilizaremos el método de Muskingum para transitar la avenida (de las estaciones La Angostura y Quiotepec hasta la estación Cantón), para ello adoptaremos los valores de $\sim K \sim$ y $\sim X \sim$ calibrados para este tramo, y realizando su analisis correspondiente se obtendrá su hidrograma hasta la estación en analisis.

CONCLUSIONES

El agua superficial de una corriente natural es variable, el cual depende de la lluvia que cae a la cuenca. Cuando se presentan grandes avenidas la capacidad del cauce se rebasa y provoca una inundación a las poblaciones aledañas.

Debido a los problemas de inundación se debe proveer de un modelo matemático de lluvia-escorrentía, siendo uno de ellos el modelo HEC-1 (Hydrologic Engineering Center), para la evaluación del gasto que va a ocurrir en una determinada estación hidrométrica.

El modelo HEC-1 nos permite analizar y calcular, con información pluviográfica (área de la cuenca, hidrograma de escorrentía, flujo base, etc.), el hidrograma unitario y por lo cual su curva "S" para una estación hidrométrica en estudio; otra aplicación del modelo es la de poder realizar un tránsito en cauces y de esto poder determinar los parámetros de "K" y "X", con estos valores realizar transitos para diferentes avenidas.

Al tener todos los datos se podrá integrar en un sistema (por ej. el río Salado conjuntado con el río el Grande se une para transitarlo con el río Santo Domingo hasta su estación Cantón), que al final del sitio en estudio se podrá determinar la avenida que transcurre en el lugar.

El modelo HEC-1 se ha aplicado en la Comisión Nacional del Agua para determinar el escurrimiento directo en los diferentes proyectos. El

modelo matemático es de gran ayuda para las obras de protección, auxilio a las poblaciones cercanas de las partes bajas, control de las avenidas y la protección contra las inundaciones, por lo cual tener programas para prevenir los daños por inundaciones.

Al analizar la utilización del uso del modelo HEC-1, estas quedan orientadas hacia la investigación aplicada y la difusión del modelo. Por lo tanto, será conveniente implementar el programa de computo en la microcomputadora, debido a la gran facilidad para disponer de tales recursos computacionales, tanto en las instituciones de enseñanza profesional, como en las oficinas de cálculo hidrológico de las dependencias gubernamentales, siendo este paquete de un bajo costo. Al contar con programa de computo del modelo se podrá aplicar exhaustivamente a muy diversas cuencas del país sobre todo en aquellas con suficiente información hidrológica, permitiendo el análisis de investigación.

El desarrollo del modelo de simulación hidrológica en la cuenca alta y media del río Papaloapan es indispensable para la implementación de un sistema de pronóstico de avenidas de tiempo real, y así poder disminuir los daños ocasionados a las vías de comunicación, poblaciones, campos agrícolas, ganaderos e industriales. Destacando su utilización para desarrollar obras hidráulicas, pudiendo ser éstas: embalses, bordos, presas derivadoras, encauzamientos u otro tipo de obra de defensa.

El modelo lluvia-escorrentía es uno de los proyectos encaminados a la prevención de inundación en la planicie de inundación en la cuenca

baja del río Papaloapan, prevención que se dará a través de datos de lluvia en exceso (como hidrogramas) para que se pueda conocer un gasto determinado en sitio de ocurrencia.

Al tener todo lo anterior obtenemos un sistema, el cual nos indica lo siguiente:

- 1.- La precipitación en la cuenca del papaloapan no es la misma para las diferentes subcuencas, o sea, no es uniforme debido a sus características fisiográficas.
- 2.- Los registros de los aforos de las estaciones hidrométricas deben de ser homogéneas y continuas para su utilización.
- 3.- Utilización del modelo HEC-1 en forma correcta para no tener errores en la interpretación del hidrograma unitario.
- 4.- Su aplicación del mismo se llevará a cabo cuando exista una tormenta histórica, siendo esta mayor de 80 mm.

BIBLIOGRAFIAS

- 1.- "HEC-1. Flood Hydrograph package. User's manual", U.S.A., U.S. Army Corp of Engineers, 1990.
- 2.- "Hidrología para Ingenieros", Ray K. Linsley, Jr. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A., 1977.
- 3.- "Fundamentos de Hidrología Superficial", Francisco Aparicio, México, Limusa, 1989.
- 4.- "Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas", Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos Consultores S.A., 1978.
- 5.- "Estudio de la Planicie de Inundación del Río Papaloapan". Consultores S.A.
- 6.- "Problemas Hidráulicos en la Cuenca del Papaloapan". Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Administración del Agua, 1993.
- 7.- "Comisión del Papaloapan, Boletín Hidrométrico". Jefatura de Estudios y Proyectos, Departamento de Hidrología.
- 8.- "Modificación al Sistema de Clasificación Climática de Koppen". Enriqueta García.
- 9.- "Manual de Diseño de Obras Fluviales para la Protección contra Inundaciones", Tomo I. Secretaria de Infraestructura Urbana. Consultores S.A.
- 10.- "The New HEC-1, Flood Hydrograph Package", U.S.A., U.S. Army Corps of Engineers, 1981.
- 11.- "Application of Spatial Data Management Techniques to HEC-1 Rainfall-Runoff Studies", U.S.A., U.S. Army Corps of Engineers, 1983.

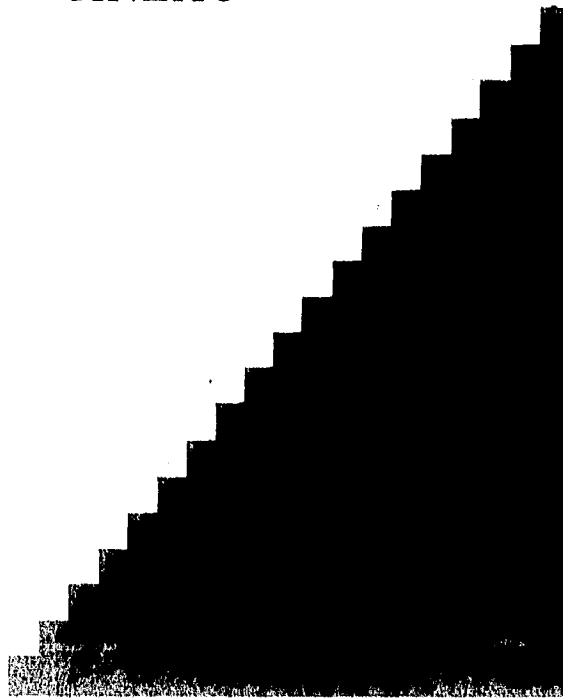
12.- "Hydrology and Floodplain Analysis", Philip B. Bedient and Wayne C. Huber, Addison-Wesley Publishing Company.

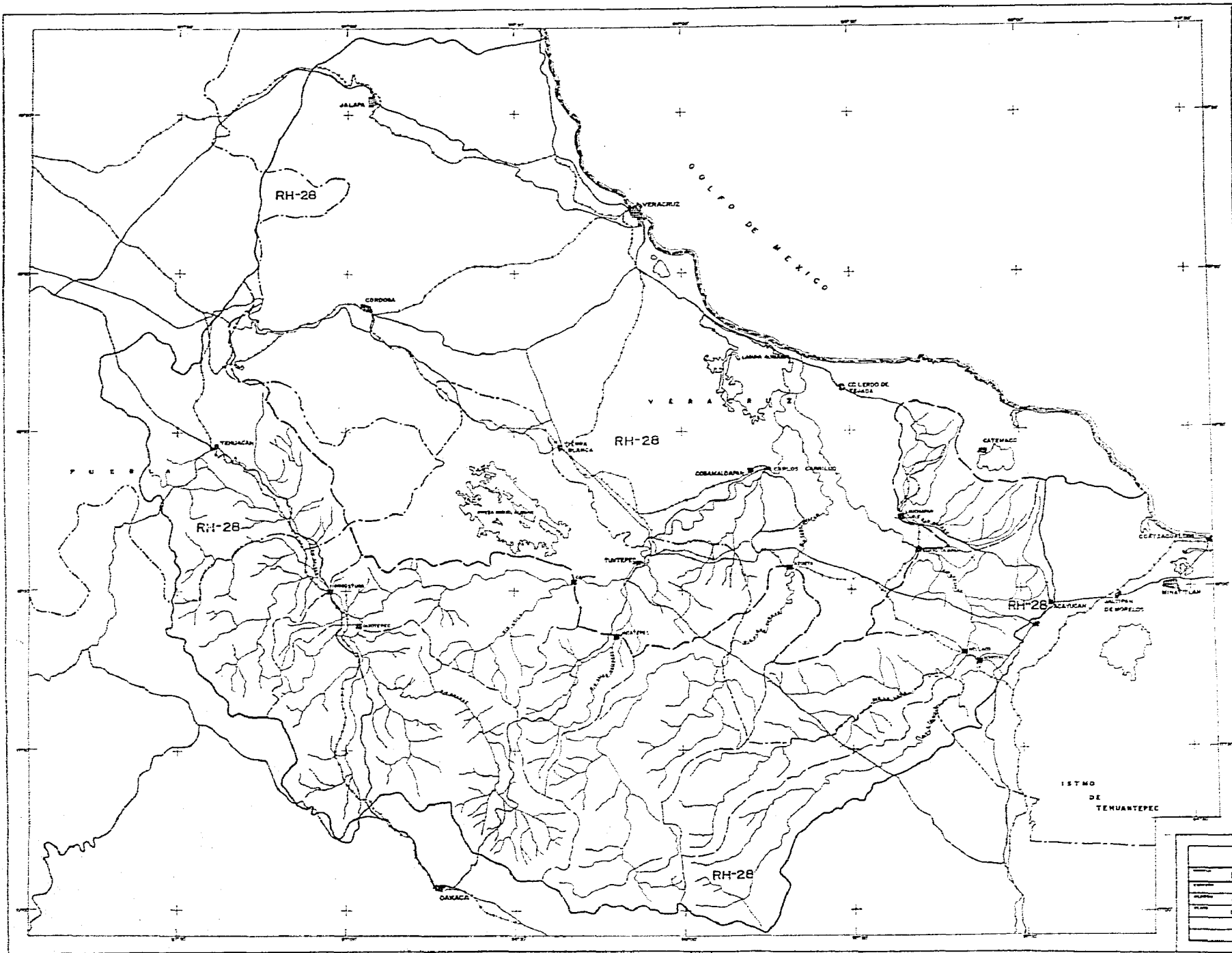
13.- "Hydrology Analysis", U.S.A., U.S. Army Corps of Engineers, 1973.

14.- "Hydrologic Parametes", U.S.A., U.S. Army Corps of Engineers, 1981.



ANEXO





SIMBOLOGIA

DATOS HIDROLOGICOS

REGION HIDROLOGICA: RH-28

LINEA DE BARRIO: _____

LINEA DE CUNCHA: _____

LINEA DE SUBCUNCHA: _____

ESTACION HIDROMETRICAS: _____

BASES HIDROGRAFICAS

LINEA DE ALTO: _____

COMUNIDAD DE AGUA: _____

BASES CULTURALES

SEMAFORO: _____

COMUNIDAD DE AGUA DE BOMBA: _____

COMUNIDAD PRIVILEGIADA FEDERAL, ESTADAL: _____

PERMOCANAL: _____

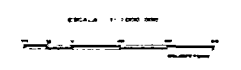
TERMINAL: _____

ARECHA: _____

AEROPUERTO INTERNACIONAL, NACIONAL: _____

LINEA INTERNACIONAL, NACIONAL: _____

REGION HIDROLOGICA
28
DE LA REPUBLICA MEXICANA



U. N. A. M.	
E. N. E. P. ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
MENDOZA GRANDE MANUEL	
LOCALIZACION DE ESTACIONES HIDROMETRICAS	