



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



467

CONTROL DE AVENIDAS

REGIONES FACTIBLES DE RESCATE

23

ING. GUILLERMO VELEZ V.
FEBRERO, 1979

10

11

12

13

REGIMENES FACTIBLES DE RESCATE

EXPOSITOR: ING. PEDRO AMEZCUA MARTINEZ

AGOSTO * 1978.

I N D I C E

	PAGINA
INTRODUCCION	1
PERDIDAS POR INUNDACION	1
MEDIDAS CONTRA INUNDACIONES	2
PROGRAMA DE ADMINISTRACION DE PLANICIES INUNDABLES	3
POTENCIAL DE INUNDACIONES	4
INDICE DE POTENCIAL DE INUNDACIONES	5
CARACTERISTICAS CRITICAS DEL RIESGO DE INUNDACIONES EN LA SELECCION DE USOS DE LAS PLANICIES INUNDABLES	6
a) TIRANTES DE INUNDACION	7
b) DURACION	7
c) VELOCIDAD	7
d) TIEMPO DE RETRASO	7
e) PERIODOS DE RETORNO	8
f) TEMPORADA	9
CLASIFICACION DE TIERRAS DENTRO DE LA PLANICIE INUNDABLE	10
a) CAUCE O CANAL DE AVENIDA	10
b) AREA DE ESTANCAMIENTO	10
c) LIMITES DEL CAUCE DE AVENIDA	11
d) INVASIONES DEL CAUCE DE AVENIDA	11
REGLAMENTACION DEL USO DE LAS PLANICIES INUNDABLES	11
a) LIMITES DE INUNDACION	12
b) REGLAMENTOS DE ZONIFICACION	12
c) REGLAMENTO DE CONSTRUCCION	12
DISEMINACION DE INFORMACION SOBRE PLANICIES INUNDABLES	13

UTILIZACION DE PLANICIES INUNDABLES

ESTUDIOS TECNICOS	13
ASPECTOS ECONOMICOS	14
ASPECTOS TECNICO-LEGALES-INSTITUCIONALES	15
CONCLUSIONES	15
BIBLIOGRAFIA	18

APENDICE 1

ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL RIO GUANAJUATO, SUBCUENCA DEL RIO LERMA.

REGIONES FACTIBLES DE RESCATE

INTRODUCCION.-

El desarrollo físico de una región, está siempre ligado a la ocupación por el hombre de los terrenos adyacentes a los ríos, lagos o mares. Las ventajas que dan dichas zonas, desde el punto de vista del abastecimiento de agua para el consumo humano, agrícola, etc., son factores que justifican ese comportamiento humano. Sin embargo, dichos terrenos constituyen las planicies naturales de inundación, o sea, aquellas áreas junto a ríos o mares que están o han sido cubiertas por aguas de inundación. Estas inundaciones ocasionan daños de consideración, estando el 70% dentro del renglón agropacuario.

Las pérdidas las podemos clasificar en:

PERDIDAS DIRECTAS.-

- a) Daños a la propiedad privada: Casas-habitación, enseres domésticos, equipo, maquinaria y otros; a las zonas agrícolas y ganaderas; y a las obras de infraestructura: Carreteras, puentes, alcantarillados, servicios de energía eléctrica, agua potable, comunicación, etc.
- b) Gastos reales que se efectúan por parte de las Autoridades Gubernamentales a consecuencia de la inundación: Evacuación de la población; suministro de alimento, ropa y manejo de albergue, programa de vacunación para la prevención de epidemias, etc.

PERDIDAS INDIRECTAS.-

Interrupción de la vida económica de la población a consecuencia del retraso de los medios de producción, pérdidas de ingresos, etc.

PÉRDIDAS INTANGIBLES.-

Pérdidas de vida, enfermedades, heridos, damnificados, decaimiento de la moral de sus habitantes, emigración de la población al encontrar condiciones inseguras para su bienestar, todo esto, son efectos que siguen a una catástrofe.

En nuestro país, exclusivamente se ha llevado un registro de los daños directos ocasionados por inundaciones, siendo éstos del orden de los 1 200 millones de pesos en promedio anual.

De manera aproximada, basándonos en un estudio efectuado en 1938 en la sección del cuerpo de ingenieros del Ejército de Nueva Inglaterra, E.U.A., en el que las pérdidas indirectas representan entre el 80% y el 90% de las pérdidas directas, obtenemos una pérdida total en promedio anual del orden de los 2 300 millones de pesos.

Lo anterior, justifica las diversas medidas que se efectúan en prevenir la ocurrencia de éstos fenómenos, para proteger las zonas agrícolas y centros de población, y para lograr el mejor aprovechamiento de los recursos de la planicie inundable.

Las medidas por adoptar, para la protección contra el efecto de las inundaciones se pueden agrupar en dos tipos:

- a) Correctivas.- Dirigidas a defender las áreas urbanas y agrícolas que están o han sido afectadas, tales como: Obras de defensa, obras de control, reubicación de instalaciones, conservación de cuencas, etc.
- b) Preventivas.- Encaminadas a regular con anterioridad el aprovechamiento que el hombre haga de la planicie inundable, destacándose las siguientes:

Planificación urbana integral, regulación del uso de tierras en planicies inundables, reglamentos de construcción para la planicie inundable, etc.

Es decir, para resolver problemas de inundación podemos intentar "Controlar las aguas de Inundación", o bien "Controlar el uso de la planicie Inundable", o podemos usar una combinación de las dos técnicas conocida con el nombre de "Administración de Planicies Inundables", la cual involucra ambos aspectos y se define como: La Planeación y Regulación del Uso de La Tierra, con medidas de control de inundaciones.

De lo anterior podemos inferir, que al hablar de Zonas Factibles de Rescate, nos estaremos refiriendo a una parte de la Administración de Planicies Inundables, por tal motivo, se hablará en lo sucesivo de este concepto, en la inteligencia de que lo aplicable a la Administración de Planicies Inundables, será como consecuencia aplicable al subtema Zonas Factibles de Rescate.

PROGRAMA DE ADMINISTRACIÓN DE PLANICIES INUNDABLES.-

Un Programa de Administración de Planicies Inundables contendrá los siguientes puntos:

- 1.- Conocimiento de la problemática de inundaciones, por parte de las Autoridades y de los propios habitantes.
- 2.- Establecer y mantener un adecuado sistema de pronóstico y alerta, contra inundaciones.
- 3.- Desarrollar un Plan de Operaciones para combatir inundaciones y medidas de emergencia.

- 4.- Establecer un programa de ajustes inmediatos en estructura y en áreas invadidas con peligro de inundación.
- 5.- Instrumentar la regulación de las Planicies Inundables, utilizando:
 - a) Medidas inmediatas, a corto plazo y provisionales.
 - b) Medidas a largo plazo, basadas sobre la planeación integral de la cuenca.
- 6.- Elaborar un Plan para la utilización óptima de la Planicie Inundable e instrumentarlo con:
 - a) Estudios Técnicos.
 - b) Estudios Socio-Económicos, y
 - c) Estudios Técnico-Legales-Institucionales.
- 7.- Construir obras de control de inundaciones, que son parte del Plan -- para el uso de la Planicie Inundable y que son factibles económicamente de realizarse.
- 8.- Aplicar y mantener el Programa de Administración de la Planicie Inundable.

Básicamente un Programa de Administración de Planicies Inundables, nos proporciona: Conciencia del peligro de las inundaciones; pronósticos de inundaciones, medidas de emergencia para combatirlas, planes a corto plazo, -- para reducir daños y planes de largo plazo para lograr la optimización del uso de las Planicies Inundables.

POTENCIAL DE INUNDACIONES.-

El registro histórico de inundaciones, obtenido en términos de:

- a) Tormentas máximas.
- b) Avenidas y sus efectos (daños) resultantes de las tormentas máximas.
- c) Relación de gastos máximos con sus respectivos períodos de retorno.

Si bien sirve como indicador inicial del potencial de inundaciones, es conveniente establecer un índice del potencial de inundaciones, que sea un elemento de juicio adicional para orientar las medidas que deban efectuarse en un centro de población o en una área productiva, que aunque en el pasado no hubiesen sufrido ningún daño, en un futuro puedan ser afectadas, debido a las condiciones fisiográficas del lugar donde están ubicadas.

El índice del Potencial de Inundaciones lo podríamos definir como un coeficiente empírico obtenido de considerar ponderadamente los factores de los cuales pueden depender la mayor o menor vulnerabilidad de una población, a los efectos de las inundaciones. Estos factores son:

- a) Localización Geográfica.- La localización geográfica es además de sus coordenadas, una explicación de si el poblado está en la montaña o en el Valle, en la costa del Océano o de un lago; en el barlovento o sotavento de un sistema de vientos y de su identificación climática.

Para su valoración, se establece una calificación entre 0.0 y 0.15.

- b) Topografía del área en estudio.- Cuantificada mediante un número entre 0.0 y 0.25 es la descripción de la contribución topográfica a la duración de la inundación, a los tirantes de inundación y a las velocidades alcanzadas por las avenidas.

- c) Hidrología.- Este factor se refiere a la combinación de las avenidas máximas con sus respectivos períodos de retorno, y los tiempos de retraso de las avenidas en estudio. Se califica con un valor entre 0.0 y 0.25.
- d) Extensión de la Planicie Inundable.- En este índice se toma en cuenta el área de la planicie inundable, el tipo de desarrollo y la magnitud de los daños, se califica este índice con un valor entre 0.0 y 0.25.

El índice de Potencial de Inundaciones es por lo tanto, un número entre 0.0 y 1.0 que resulta de sumar parcialmente los factores anteriores.

A fin de interpretar estos índices se ha establecido la siguiente escala:

INDICE	VALOR	CALIFICACION
P. de I.	0.0 - 0.20	Muy bajo
P. de I.	0.21 - 0.40	Leve
P. de I.	0.41 - 0.60	Moderado
P. de I.	0.61 - 0.80	Severo
P. de I.	0.81 - 1.00	Muy severo

CARACTERÍSTICAS CRÍTICAS DEL RIESGO DE INUNDACIONES EN LA SELECCION DE USOS DE LAS PLANICIES INUNDABLES.

Quando el riesgo de inundación es examinado en relación a los posibles ajustes prácticos, nos encontramos con que ciertas características físicas tienen una influencia predominante en la selección de usos de las tierras de planicies inundables, tales como:

a) TIRANTES DE INUNDACION

La máxima elevación a la cual llegan las aguas de inundación sobre la superficie de la tierra, puede restringir algunos tipos de usos de las planicies inundables.

Por ejemplo, diríamos que la mayoría de las medidas de protección contra avenidas para edificaciones fijas, son ineficaces en donde se tienen tirantes de inundación mayores de 3.00 mts., y en terrenos agrícolas, en los que algunos cultivos podrían sobrevivir con tirantes de 0.30 mts., serían exterminados por tirantes superiores.

b) DURACION

La duración en que una área determinada permanece inundada, varía con el tamaño, forma y pendiente de la cuenca. Este aspecto es importante particularmente si las avenidas afectan a los servicios de agua potable y alcantarillado ó si interrumpen las actividades en Oficinas, Comercios, Industrias, etc.

c) VELOCIDAD

La velocidad es función de la pendiente del cauce, rugosidad de las paredes del mismo y de los obstáculos que estén dentro o sobre el cauce, reduciendo el área hidráulica. Las estructuras que estarán sujetas a altas velocidades deberán ser diseñadas para soportar estas fuerzas. Por ejemplo combinaciones que excedan 1.0 mts. de profundidad y velocidades mayores de 1.0 m/seg., son muy peligrosas.

d) TIEMPO DE RETRASO

El tiempo necesario para que una corriente alcance el gasto máximo en una avenida, determina los límites dentro de los cuales, las actividades preventivas de evacuación, reforzamiento de bordos, etc., pueden-

llevarse a cabo. Esta característica es otro factor limitante en la selección de usos de la planicie inundable, debido a que un tiempo de 3:00 horas, es demasiado corto para que sean efectivos, la mayoría de los Sistemas de Alerta, ya que para que resulten eficaces y oportunos dichos sistemas, probablemente requieran de un tiempo mayor de 12:00 horas.

e) PERIODOS DE RETORNO

Además de las estimaciones de frecuencia para propósitos de diseño de obras de control de avenidas, se requieren por lo menos de otras cuatro medidas de recurrencia de avenidas significativas en la selección de posibles proyectos del uso de planicies inundables.

La avenida de recurrencia frecuente, es aquella que se puede esperar una vez en cinco o diez años, y es a menudo utilizada por ejemplo, como la base para la planeación del uso de tierras agrícolas, ya que avenidas mayores solamente causan pequeños daños adicionales a los cultivos y es utilizada, en la colocación de algunos límites de inundación.

La Avenida regional (propuesta para el Valle de Tennessee) es una avenida que se espera en cualquier tiempo, dentro del período de vida útil de las estructuras y obras existentes en el área de estudio.

Esta avenida es utilizada para establecer los límites dentro de los cuales será prohibida la construcción de casas habitación y edificios comerciales ó de Oficinas, que puedan sufrir daños.

La avenida máxima probable, es la mayor avenida razonablemente esperada, tomando en cuenta todas las condiciones pertinentes de localización, meteorología, hidrología y condiciones fisiográficas de la cuenca.

Es una avenida extremadamente grande, probable de ocurrir en intervalos raros de tiempo, pero que puede ocurrir en cualquier año. Es adecuada para el diseño seguro de estructuras mayores sobre una corriente, y es por lo tanto, generalmente idéntica a la avenida de diseño, pero solamente cuando es utilizada en el cálculo de beneficios de las medidas ingenieriles adoptadas. Su probabilidad, sin embargo, será un factor, en la fundamentación de otras medidas tales como planes de evacuación, cambios en el uso de la tierra, las cuales de presentarse la avenida serán de mayor importancia.

Por último se acostumbra comparar estas avenidas, con la Avenida Máxima Presentada en la cuenca, que es aquella que por antecedentes de los lugareños y no exclusivamente por los registros de aforos de la corriente principal, se procura determinar el valor del gasto máximo presentado — por medio de métodos indirectos tales como: Sección y Pendiente Hidráulica, Prolongación de la curva de gastos, etc.

De estudios efectuados de estas avenidas en varias cuencas, se han obtenido 25 años como promedio límite de tiempo de recurrencia, o sea intervalos de frecuencia de 25 años.

f) TEMPORADA

En el uso de las planicies inundables para fines agrícolas, la estación anual de ocurrencia probable (la probabilidad de ocurrencia dentro de una temporada del año dada) parece tener una cierta relación con la se-

lección de cultivos, ciclo reproductivo y tiempo de siembra, lo cual - hace que algunos cultivos, tales como la soya, sean preferibles a - - otros en igualdad de circunstancias de climas y temporada de avenidas.

CLASIFICACION DE TIERRAS DENTRO DE LA PLANICIE INUNDABLE.-

En adición a la definición del riesgo de avenidas en términos de las características de avenidas y sus probables efectos, es importante al llegar a la selección del uso de la planicie inundable, el clasificar la tierra dentro de ellas, por lo menos en dos clases, en función de la capacidad del - cauce con respecto a las avenidas descritas anteriormente. Esta distin- - ción de clases para la regulación de la planicie inundable es entre:

- a) Cauce o canal de avenida o área de flujo necesaria para transportar - gasto máximos.
- b) Área de estancamiento.

a.- CAUCE O CANAL DE AVENIDA.-

Es el área hidráulica ó área de flujo necesaria para transitar la avenida de diseño, en la que la elevación del terreno o la construcción de estructuras sobre o a través del cauce, podrían causar un incremen- to de consideración en los tirantes de inundación.

b.- AREA DE ESTANCAMIENTO.-

Es aquella en la cual es almacenada el agua, como agua muerta, del - flujo de la avenida. Esta área no contribuye al escurrimiento hacia- aguas abajo. Por lo tanto, si los terrones de esta área son sobreelevados o se edifica en ellos, no incrementa los tirantes de inundación.

c.- LIMITES DEL CAUCE DE AVENIDA.-

La línea límite, entre el cauce de la avenida y las áreas de estancamiento es obviamente cambiante de acuerdo con la magnitud de la avenida, para la cual se ha estimado su área hidráulica, es decir porciones de área de estancamiento para una pequeña avenida podrían ser -- áreas de flujo esenciales para una avenida mayor.

Por tal motivo se requiere establecer una distinción de la avenida en términos del intervalo de ocurrencia y de la magnitud de la misma, en lugar de términos absolutos.

d.- INVASIONES DEL CAUCE DE AVENIDAS.-

En la clasificación de las planicies inundables, es muy importante el tomar en cuenta los bordos, terraplenes, asentamientos humanos, etc., que existen y que reducen la capacidad hidráulica del cauce de avenida como por ejemplo; terraplenes de carreteras, puentes, alcantarillas, oleoductos, invasiones de zonas federales por personas de bajos recursos, etc.

REGLAMENTACION DEL USO DE LAS PLANICIES INUNDABLES.-

Estas regulaciones, se necesitan establecer para la protección de la propia población, y para el logro de éste propósito podemos enumerar las siguientes:

- 1) Evitar asentamientos humanos en los cauces de avenidas, en las zonas federales y por supuesto en el propio lecho del cauce.
- 2) Evitar deterioros en los bordos del cauce.

- 3) Evitar el uso del cauce como basurero, ya que de presentarse una avenida se pudan destruir puentes u otras comunicaciones vitales para la población y causar riesgos a otras propiedades, etc.

a.- LIMITES DE INUNDACION

Estos límites definen las zonas dentro de las cuales no se permiten construcciones.

Los criterios para la determinación de estos límites van desde la avenida anual a siete veces la Avenida Anual Media y en ocasiones hasta la avenida de los 100 años, todas ellas en base al desarrollo alcanzado en la planicie inundable.

b.- REGLAMENTOS DE ZONIFICACION

Los criterios para la zonificación de las Planicies Inundables, es más que un ejercicio hidráulico, pues incluye un plan de desarrollo para toda el área de la población, tomando en cuenta, los polos de desarrollo, las metas de la comunidad, la adecuada disposición de las tierras en función del riesgo de inundación, y del potencial de daños provocados por estos fenómenos.

Es importante hacer notar que la zonificación deberá incluir una descripción de los usos para los que debe de impulsarse, tales como: recreación, áreas de esparcimiento, áreas agrícolas y similares, restringiendo usos fuera de los establecidos.

c.- REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

En la protección de la población contra daños, resultado de la negligencia...

cia de escépticos, los Reglamentos de Construcción en las Planicies - Inundables deberán contener criterios mínimos de diseño estructural, elevaciones mínimas para desplantes de estructuras, especificaciones para cióntos, muros, anclajes, así como para obras de cruce del cauce, para terraplenes, etc.

Lo anterior tiene gran importancia a causa de obras de comunicación - terrestre que obstaculizan el libre escurrimiento de las avenidas formando en ocasiones verdaderos diques.

DISEMINACION DE INFORMACION SOBRE PLANICIES INUNDABLES

Este aspecto es muy importante para el desarrollo de las planicies inundables, pues debe de hacerse del conocimiento del público en general: las características del riesgo de inundación, los límites de la planicie inundable, su zonificación y los usos permitidos en ella, etc.

Unas de las formas utilizadas para este propósito son:

- a) Marcar las elevaciones de las avenidas (placas, monumentos, etc.).
- b) Colocar rótulos de alerta.
- c) Emitir planos que muestren los cauces de avenidas y áreas de estancamiento.
- d) Diseminar reportes acerca de los riesgos de inundación (spots), etc.

UTILIZACION DE PLANICIES INUNDABLES

- ESTUDIOS TECNICOS -

A groso modo los estudios pueden considerarse de tres tipos; Agronómicos, Zootécnicos y de Ingeniería.

Con los estudios Agronómicos, se pretende determinar el comportamiento de diferentes cultivos sometidos a condiciones de inundación. Es decir se requiere conocer los cultivos más adaptables, así como los niveles y períodos máximos de inundación permisibles.

Los estudios Zootécnicos, se orientaran a verificar las hipótesis hechas sobre la densidad de ganado por hectárea y de la bondad de las tierras de la planicie inundable para pastoreo, etc. .

Los estudios de Ingeniería estarán encaminados a hacer lo más eficiente posible las obras civiles. Se estudiarán las posibilidades de aprovechamiento de los cursos de agua, las tendencias de desarrollo de las planicies inundables, los efectos secundarios en el escurrimiento, producidos por las obras de comunicación, etc.

- ASPECTOS ECONÓMICOS -

Los beneficios producidos del establecimiento de un Programa de Administración de Planicies Inundables son de dos tipos:

- a) Resultantes de evitar las pérdidas de bienes y servicios que se ocasionan como consecuencia de inundaciones; y
- b) Como resultado de hacer posible un incremento en la producción y en el valor catastral de bienes inmuebles, a consecuencia del uso óptimo de las planicies inundables.

Los primeros se producen por preservar las pérdidas totales, a las que hicimos alusión en un principio.

En el supuesto caso de que no se tengan datos de pérdidas en una área determinada, se debe efectuar una encuesta para determinar las pérdi-

das que ocurrirían en la zona en estudio, de acuerdo a las diferentes alturas de inundación que eventualmente puedan ocurrir. El propósito final de esta iniciativa, es el de obtener una curva que relacione — los daños económicos; con los niveles de inundación.

El segundo tipo de beneficios se estima evaluando el incremento del ingreso neto obtenido en la zona, como consecuencia de las obras ejecutadas para el rescate de áreas inundables.

En forma aproximada puede valorarse adoptando una tasa de incremento promedio que este en función del aumento de producción por hectáreas; del aumento del valor catastral de bienes inmuebles y del aumento en la actividad económica de la población.

- ASPECTOS TÉCNICO-LEGALES-INSTITUCIONALES -

Con fecha 11 de enero de 1972 fue puesta en vigor La Ley Federal de Aguas, la cual junto con su Reglamento, dan los fundamentos legales para la Administración de Planicies Inundables.

Por otra parte se cuentan dentro del Gobierno Federal con Programas debidamente fundamentados con los conocimientos de la actualidad que sirven de base para un eficiente Programa de Administración de las Planicies Inundables. Dichos Programas del Gobierno Federal son: El Plan Nacional Hidráulico y el Plan Nacional Agropecuario de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y el Plan Nacional de Desarrollo Urbano de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. Y en especial el Plan DN-III-E de la Secretaría de la Defensa Nacional.

CONCLUSIONES .-

Como consecuencia de las investigaciones hechas en nuestro País, ve—

mos que a pesar de que existe un Programa dinámico para construir -
Obras de Control de Inundaciones, las pérdidas por inundaciones han
ido en constante aumento, reflejando ésto, que la invasión de las - -
Planicies Inundables ha ido a un paso tan acelerado, que la magnitud
de los nuevos problemas de inundación han excedido a los ya protegi-
dos.

Es decir, la construcción de obras de control de inundaciones ha sido
incapaz de soportar el ritmo, debido al mal uso que se le ha dado a -
las Planicies Inundables y que ha provocado un incremento desmedido,
en la magnitud de los daños por inundación.

Por tal motivo, podemos concluir, que a fin de que las Obras de Con-
trol de Inundaciones no se precipiten en la obsolescencia, antes de -
cumplir el tiempo de vida útil de la misma, a causa del uso indebido
de la Planicie Inundable, se deberán establecer Programas Intensivos
de Administración de Planicies Inundables, para que de este modo las
Obras de Control de Inundaciones sean eficientes durante toda su vida
útil.

- 2.- Para que un Programa de Administración de Planicies Inundables sea -
efectivo, deberán establecerse arreglos mutuos entre los Gobiernos Fe-
deral, Estatal y Local, a fin de que se restrinja la invasión desmedida
de las Planicies Inundables y se reglamente su uso.
- 3.- Como complemento a los puntos anteriores, y buscando ser congruentes
con los Planes de Desarrollo, se considera necesario formar un orga-
nismo que se encargue a nivel nacional de revisar técnicamente (desde
el punto de vista hidráulico e hidrológico) los proyectos de obras ci-
viles que sean programadas para construirse en las Planicies Inunda-
bles; tales como vías terrestres, puentes, alcantarillas, bordos de -

almacenamiento, etc.

De este organismo, deberán tener conocimiento todas las Dependencias del Ejecutivo Federal, así como los Gobiernos Estatales y Locales, a fin de que envíen a revisión sus proyectos antes de que se construyan.

Para terminar se permitirá mostrar parte de un estudio hidrológico, - de los efectuados en trabajos de Administración de Planicies Inundables, el cual fué obtenido para la subcuenca del Río Guanajuato, afluente del Río Lerma, en el Estado del mismo nombre.

jal...

PREVENCIÓN DE DAÑOS POR INUNDACION

MEDIDAS CORRECTIVAS

MEDIDAS PREVENTIVAS

CONTROL DE INUNDACION

PRESAS Y ALMACENAMIENTOS

BORDOS Y MUROS

MEJORAMIENTO DE CANALES

CONSERVACION DE CUENCAS

OTROS

OTRAS MEDIDAS CORRECTIVAS

PLANES DE AUXILIO

PROMOSTICO DE AVEIDAS

SISTEMAS DE ALERTA

DESARROLLO URBANO

OTROS

REGULACION DE PLANICIES INUNDABLES

ORDENAMIENTO DE ZONAS

CONTROL DEL USO DE LA TIERRA

REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

ASPECTOS TECNICO-LEGALES

OTROS

OTRAS MEDIDAS PREVENTIVAS

SUPERVISION TECNICA

SEÑALAMIENTO

VIGILANCIA POLICIA CA

ESPACIOS ABIERTOS

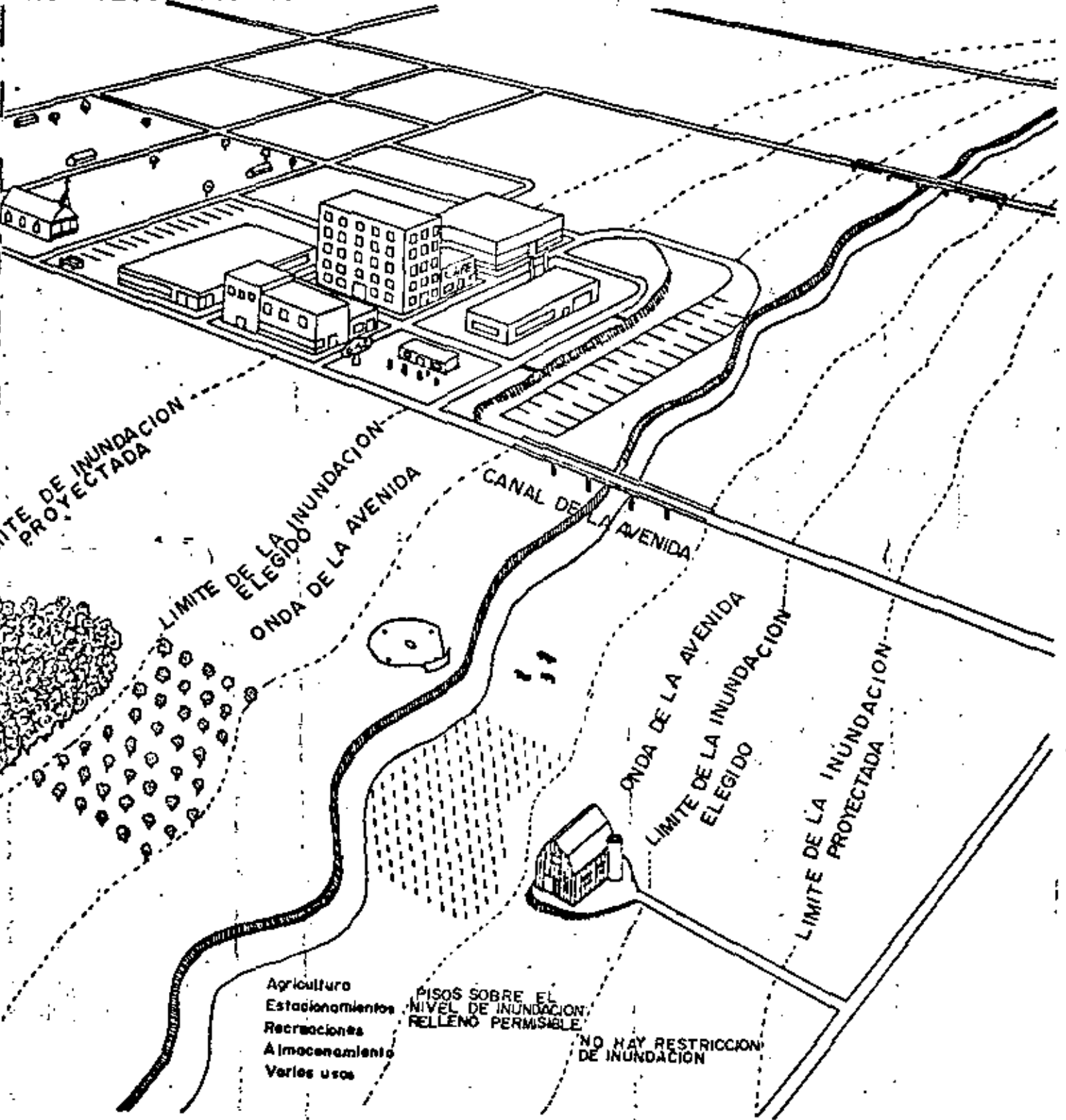
AGRICULTURA Y PASTOREO

OTROS

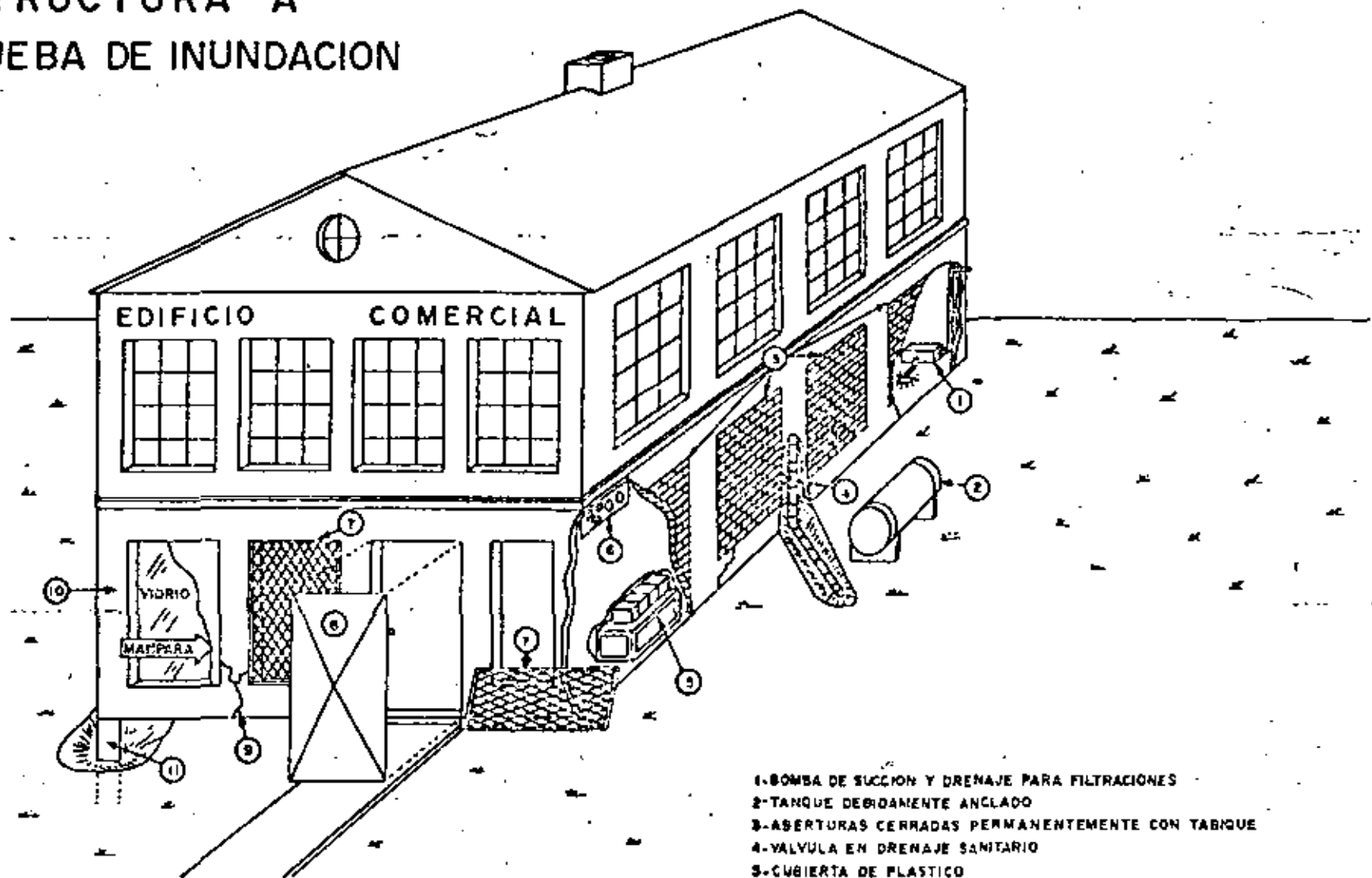
INFORMACION PUBLICA Y EDUCATIVA

REGULACION DE PLANICIES INUNDABLES

PARA FOMENTAR EL MODO DE EVITAR DAÑOS POR INUNDACIONES.



ESTRUCTURA A PRUEBA DE INUNDACION



- 1-BOMBA DE SUCCION Y DRENAJE PARA FILTRACIONES
- 2-TANQUE DEBIDAMENTE ANCLADO
- 3-ABERTURAS CERRADAS PERMANENTEMENTE CON TABIQUE
- 4-VALVULA EN DRENAJE SANITARIO
- 5-CUBIERTA DE PLASTICO
- 6-TABLEROS DE CONTROL ELEVADOS
- 7-MALLAS PARA EVITAR RIFTURAS DE VIDRIOS POR CUERPOS FLOTANTES
- 8-MAMPARA DE ACERO PARA ENTRADA
- 9-FISURAS SELLADAS CON CEMENTO
- 10-IMPERMEABILIZANTE PARA REDUCIR LA FILTRACION
- 11-ANCLAJE

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Evaluación de Daños causados por Inundaciones y Perturbaciones Atmosféricas. Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica S.A.R.H., México 1973, 1974, 1975, 1976 y 1977.
- 2.- Evaluation des dommages de crues dans Le Valles de La Sarre. Agencia Financiera de Bassin Rhin-Meuse BCEDM. Janvier 1971.
- 3.- Proyectos para mitigación de inundaciones. Dirección General de Recursos Hidráulicos. Ministerio de Obras Públicas Venezuela 1971.
- 4.- Control de inundaciones en Venezuela informe preparado por el Comité Nacional Venezolano de la Comisión Internacional de Riego y Drenaje - 1971.
- 5.- Informe acerca del establecimiento de la zonificación "No Edificandi" en el Tuy medio Dirección de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas. Venezuela 1965.
- 6.- Explotación de Recursos Hidráulicos. Otto Eckstein. Centro Regional de Ayuda Técnica, Agencia para el Desarrollo Internacional 1964.
- 7.- A computer simulation model for flood plain development. Department the army corps of engineers.
- 8.- Flood-Frequency Analyses, by tata dairymple. Geological survey water supply paper 1543-A, Manual de hidrology: Part 3. Flood-Flow techniques.
- 9.- Flood Plain Management; Iowa's experience, Iowa State University.

- 10.- Hydrologic determination of waterway areas for the design of drainage structures in small drainage basins. Ven te chow. Engineering experiment station bulletin No. 462.
- 11.- Handbook of applied hydrology.- Ven te chow.- Mc. Graw-Hill.
- 12.- Handbook of applied hydraulics.- Calvin Victor Davis-Mc Graw-Hill.



SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL
RIO GUANAJUATO-SILAO, SUBCUENCA DEL-
RIO LERMA.

INTRODUCCION.-

La cuenca del Rfo Guanajuato-Silao, está situada en la Región del Bajío con los linderos siguientes:

N-E.	Cuenca del Rfo Laja.
W	Cuenca del Rfo Turbio.
S-E	Cuenca del Rfo Temascalfo.
S	Cuenca del Rfo Lerma.

El área de esta cuenca es de 3,220 Km² comprendida dentro de los municipios de Silao, León, Romita, San - Francisco del Rincón, Pueblo Nuevo, Irapuato y Guanajuato, del Estado de Guanajuato.

Las estaciones hidrométricas principales con que cuenta esta cuenca son "Las Américas" y "Silao", situadas sobre los rfos Guanajuato y Silao, respectivamente, por medio de las cuales se tiene conocimiento de los escurrimientos diarios que pasan por sus respectivos rfos.

Debido al problema de inundaciones que periódicamente se presentan en las planicies de esta cuenca, fué preciso realizar estudios tanto hidrológicos como hidráulicos: esto es con el fin de predecir en un momento dado los gastos que llegarán a las zonas planas donde provocan inundaciones, y por lo tanto pérdidas tanto personales, como económicas.



SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

1.- ESTUDIOS DE FRECUENCIA.

Para el estudio de los períodos de retorno de los gastos, se toma como base los registros hidrométricos en las estaciones "Las Américas" y "Sileo". Para el análisis estadístico probabilístico se cuenta con muchos tipos de distribuciones como son: Gumbel, Nash, Lebedier, Moran, etc.

Para el presente estudio se encontró que la distribución que más se adopta es la de Gumbel, con la que se obtuvieron los siguientes resultados:

Estación "Las Américas"

Tr años	Qm ³ /seg.	Qmax. m ³ /seg.
5	346.5	486.5
10	432.0	572.0
15	482.0	622.0
20	517.0	657.0
25	545.0	685.0
30	567.5	707.5
35	586.5	726.5
40	602.9	742.9

La ecuación que nos dé el gasto asociado al período de retorno para la estación "Las Américas" es:

$$Q = 148.1 + 123.3 \ln Tr \quad \text{m}^3/\text{seg.}$$



SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

El intervalo de confianza o sea aquel intervalo dentro del cual puede variar Q dependiendo del registro disponible es:

$$\Delta Q = + 140.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\max} = Q + 140$$

$$Q_{\max} = 288.1 + 123 \text{ LnTr}$$

Estación "Silao"

La ecuación que proporciona el gasto asociado al período de retorno para la Estación "Silao" es:

$$Q = 45.1 + 63.6 \text{ LnTr}$$

Con un intervalo de confianza de:

$$\Delta Q = \pm 72.5$$

Por lo tanto:

$$Q_{\max} = 117.6 + 63.6 \text{ LnTr}$$

Tr	$\text{m}^3 \text{ Q/seg.}$	$Q_{\max.}$ $\text{m}^3/\text{seg.}$
5	147.5	220.0
10	191.5	264.0
15	217.5	290.0
20	235.6	308.1
25	249.8	322.3
30	261.4	333.9
35	271.2	343.7
40	279.7	352.2



SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

4.

2.- RELACION DE GASTOS MAXIMOS-TIRANTES PARA LA ESTACION -
HIDROMETRICA "LAS AMERICAS"

Se cuenta con un registro de gastos máximos eforados y sus correspondientes niveles en la Estación "Las Américas", los cuales permiten calcular la curva Q-Y. Una ecuación representativa estaría dada por:

$$Q = KY^2$$

Si se linealiza logarítmicamente, tendremos:

$$Q = 9.7658 \cdot Y^{2.41}$$

Y tirante máximo de agua registrado en la estación (m)

Q gasto máximo para el tirante máximo en la estación m³/seg.



SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

3.- ESTUDIO DE CORRELACION LINEAL PARA APLICARLO EN LA OBTENCIÓN DEL MODELO MATEMATICO QUE RELACIONA LOS GASTOS-AFORADOS ENTRE LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS "LAS AMERICAS" Y "SILAO", SITUADAS EN LA CUENCA DEL RIO GUANAJUATO Y SILAO.

n	AÑO	EST. "LAS AMERICAS"	EST. "SILAO"
1	1958	163	96.0
2	1959	288	92.3
3	1960	207	35.5
4	1961	36.9	1.3
5	1962	330.0	210
6	1963	147.0	12.7
7	1964	210.8	68.0
8	1965	157.2	64.9
9	1966	148.4	61.0
10	1967	400.0	125.2
11	1968	88.5	45.8
12	1969	53.9	28.2
13	1970	266.5	93.2
14	1971	354.1	122.7
15	1972	52.0	39.6
16	1973	350.0	87.7
17	1974	90.8	6.5
18	1975	192.6	34.5
19	1976	500.0	277.2



SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

n	GASTOS MEDIDOS EN LA EST. "LAS AMERICAS".	GASTOS MEDIDOS EN LA EST. "SILAO".
1	163.0	96.0
2	288.0	92.3
3	207.0	35.5
4	36.9	1.3
5	330.0	210.0
6	147.0	12.7
7	210.8	68.0
8	157.2	64.9
9	148.4	61.0
10	400.0	125.2
11	88.5	45.8
12	53.9	28.2
13	266.5	93.2
14	354.1	122.7
15	52.0	39.6
16	350.0	87.7
17	90.8	6.5
18	192.6	34.5
19	500.0	277.2

4036.7

1370.0

 $\bar{X} = 212.5$ $\bar{Y} = 72.1$ $X_i = 4\ 036.7$ $Y_i = 1\ 370.0$



SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

$$(X_i)^2 = 1'163\ 182.7$$

$$(Y_i)^2 = 205\ 456.77$$

$$(X_i Y_i) = 457\ 017.5$$

CALCULO DE LOS PARAMETROS a y b

$$S_{xx} = 19 \times 1'163\ 182.7 - (4\ 036.7)^2 = 5'805\ 524.41$$

$$S_{xy} = 19 \times 457\ 017.5 - (4\ 036.7 \times 1\ 370) = 3'153\ 053.5$$

$$b = 0.54311$$

$$\bar{Y} = 72.1$$

$$\bar{X} = 212.5$$

$$a = 72.1 - 0.54311 \times 212.5 = - 43.3109$$

La ecuación de la recta de regresión que proporciona el mejor ajuste entre los valores de los gastos medios anuales entre los Ríos Silao y Guanajuato es:



SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

$$Y' = - 43.3109 + 0.54311x$$

$$Q_s = - 43.3109 + 0.54311 Q_g$$

donde: Q_s = Gasto de la Estación "Silao"

Q_g = Gasto de la Estación "Las Américas"

4.- ANALISIS PRECIPITACION ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA QUE AFORA LA ESTACION "LAS AMERICAS".

Para el Estudio de las precipitaciones se usa el método de poligonos de Thiessen con lo cual se obtiene la precipitación media diaria en la cuenca del Rfo Guanajuato hasta la Estación "Las Américas". Se analizaron las precipitaciones máximas mensuales registradas en las Estaciones Climatológicas asociadas al gasto de salida correspondiente.

ESTACION	AREA (Km ²)
Aldama	30.7
Calderones	232.6
Guanajuato	114.2
Silao	25.9
N. Valle de Moreno	32.1
Santa Rosa	80.1
TOTAL:	<hr/> 516 Km ²



SECRETARÍA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

Se obtuvo la ecuación que relaciona la precipitación diaria acumulada y el coeficiente de escurrimiento con los gastos de salida de la cuenca.

$$Q = 0.0278 A^{3/4} C H^{1/2}$$

- donde: A Área de la cuenca en Km²
- H Altura de precipitación media diaria acumulada en km.
- C Coeficiente de escurrimiento que varía de 6 a 18.6 dependiendo del tiempo que se tenga lloviendo sobre la cuenca, con intensidades mayores o igual a 20mm/hora.

El tiempo de retraso para esta cuenca se obtuvo con el siguiente resultado:

$$t_p = C_t (L - L_g)^{0.30}$$

- donde: L Longitud del cauce principal.
- L_g Distancia al centro de gravedad de la cuenca.
- C_t Varía de 1.8 a 2.2 dependiendo del tipo de la vegetación del suelo.



SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

Para la Cuenca Rio Guanajuato

$$L = 36 \text{ Km.}$$

$$L_g = 15.3 \text{ Km.}$$

$$C_t = 2.0$$

$$\underline{t_p = 4.96 \text{ horas}}$$

t_p Tiempo que tarda una partícula de agua en --
llegar desde el punto más alejado de la cuenca a la esta-
ción de salida.



SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

CONCLUSION.-

Pasos a seguir para la interpretación del presente -
informe:

- 1.- Con la ecuación que relaciona la precipitación diaria-
acumulada

$$Q = 0.0278 A^{3/4} C H^{1/2}$$

se obtiene el gasto máximo que pasará por la estación-
"Las Américas", con base en la altura de precipitación
diaria acumulada y el coeficiente de escurrimiento.

- 2.- Conocido el tipo de suelo y su vegetación, se propone-
 C_t , con el cual se puede calcular el tiempo de retraso
que es el tiempo que se tarde en presentarse el gasto-
máximo en la estación, a partir del momento en que se
inició la precipitación.

- 3.- Con el tiempo de retraso de (.2) y el tiempo que tarda
en transitar la avenida desde la estación a la pobla-
ción, se tendrá el tiempo disponible para la operación
de alertamiento.

- 4.- Conocidos los gastos que se tendrán en la estación -
"Las Américas", se puede conocer el escurrimiento que-
se presentará en la estación "Silao", por medio de la-
ecuación que los relaciona

$$Q_s = - 43.3109 + 0.54311 Q_g$$

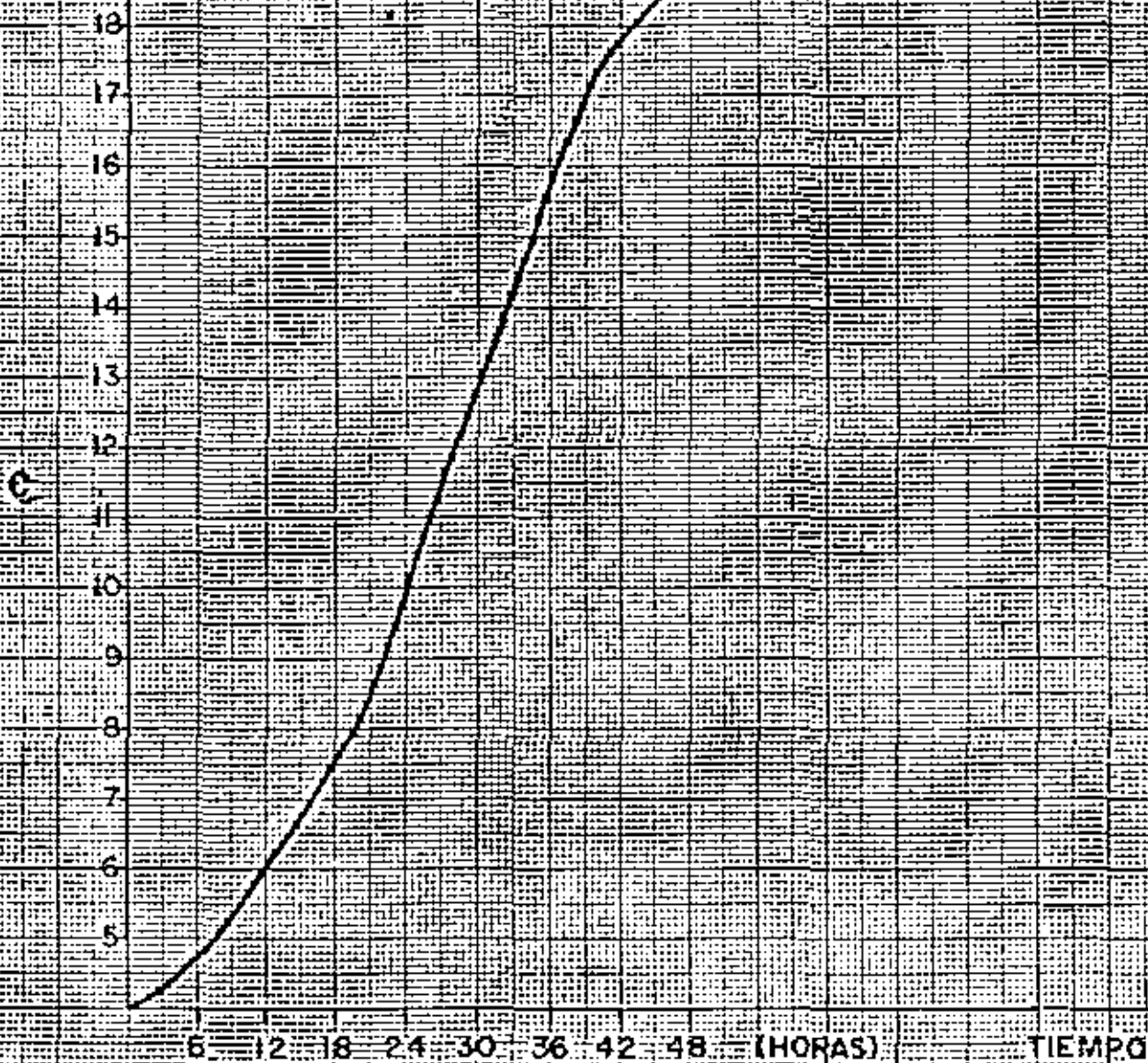


SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS

- 5.- Con los gastos pronosticados en los Rfos Guanajuato y - Silao, y si además se conoce la capacidad máxima de los cauces, se puede conocer el gasto en exceso que escurre hacia la zona inundable, y de alguna manera (por medio de la topografía de la zona), predecir el potencial de inundación.

CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

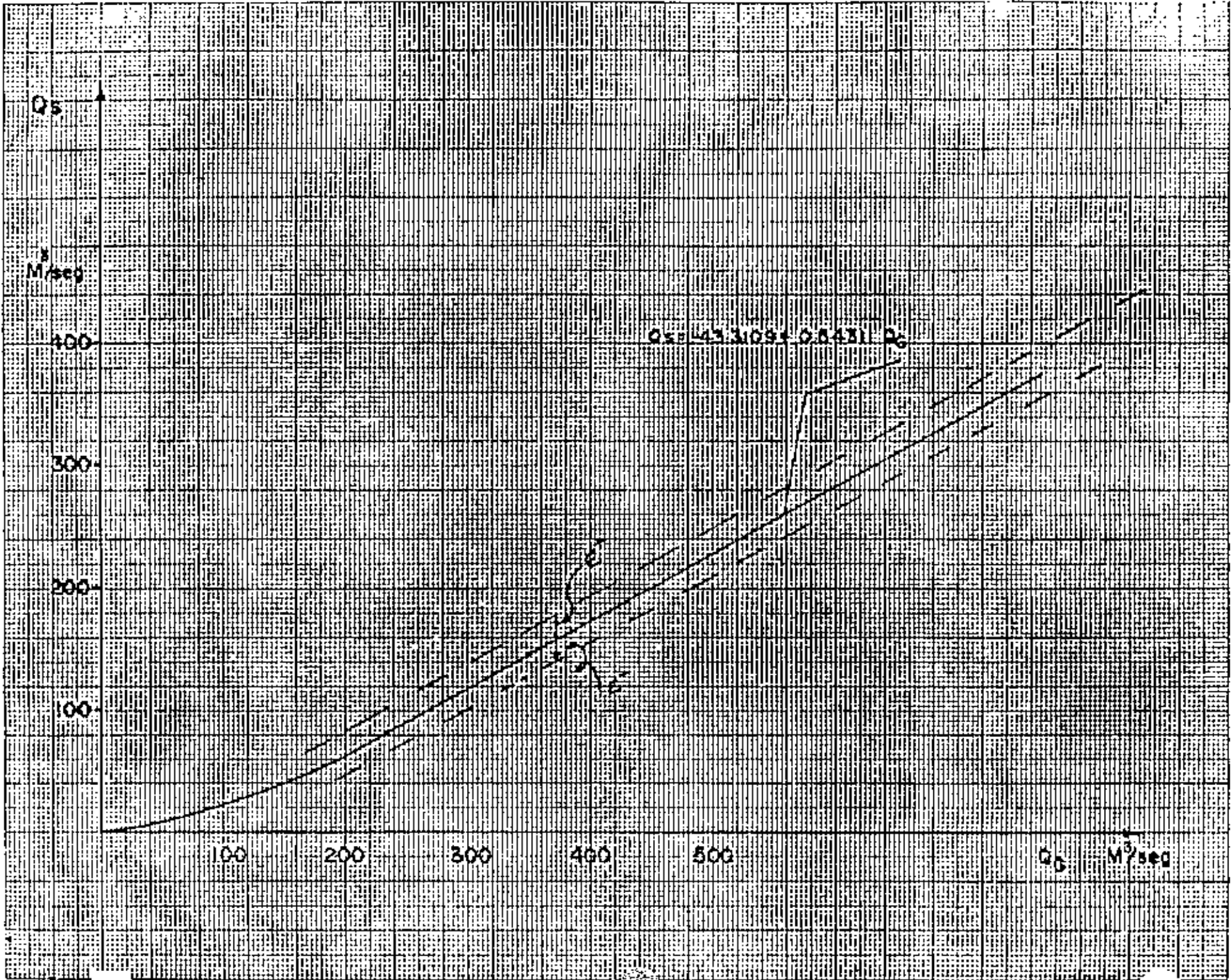
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD



TIEMPO TRANSCURRIDO DESDE EL INICIO DE LAS LUVIAS

$$Q = 0.0278 A^{3/4} C H^{1/2}$$

C SE OBTIENE PARA INTENSIDADES MAYORES DE 20 mm/hora







centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



. CONTROL DE AVENIDAS

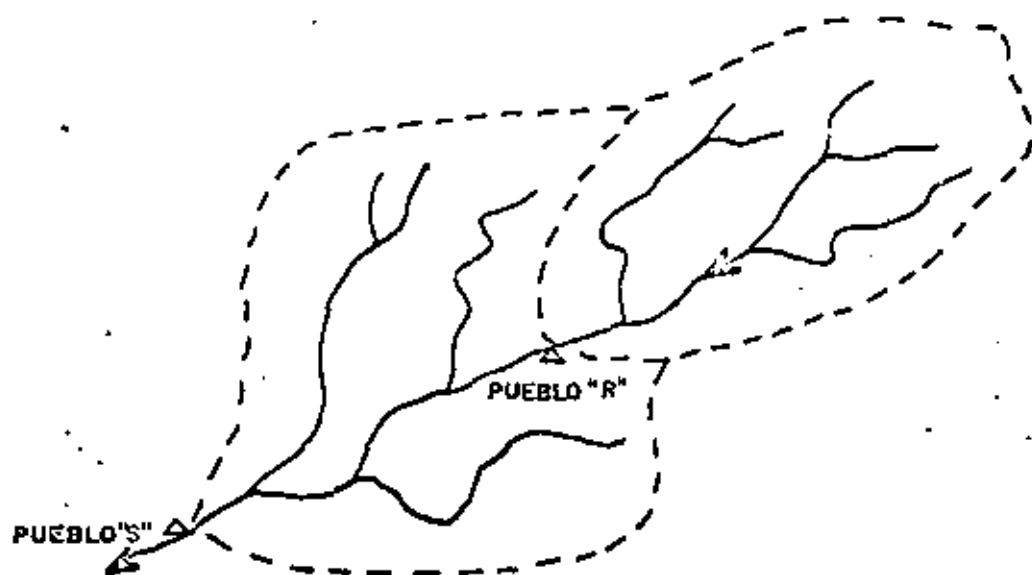
REGIONES FACTIBLES DE RESCATE

ING. GUILLERMO VELEZ VALADEZ
FEBRERO, 1979



PROGRAMA DE ADMINISTRACION DE PLANICIES INUNDABLES.-

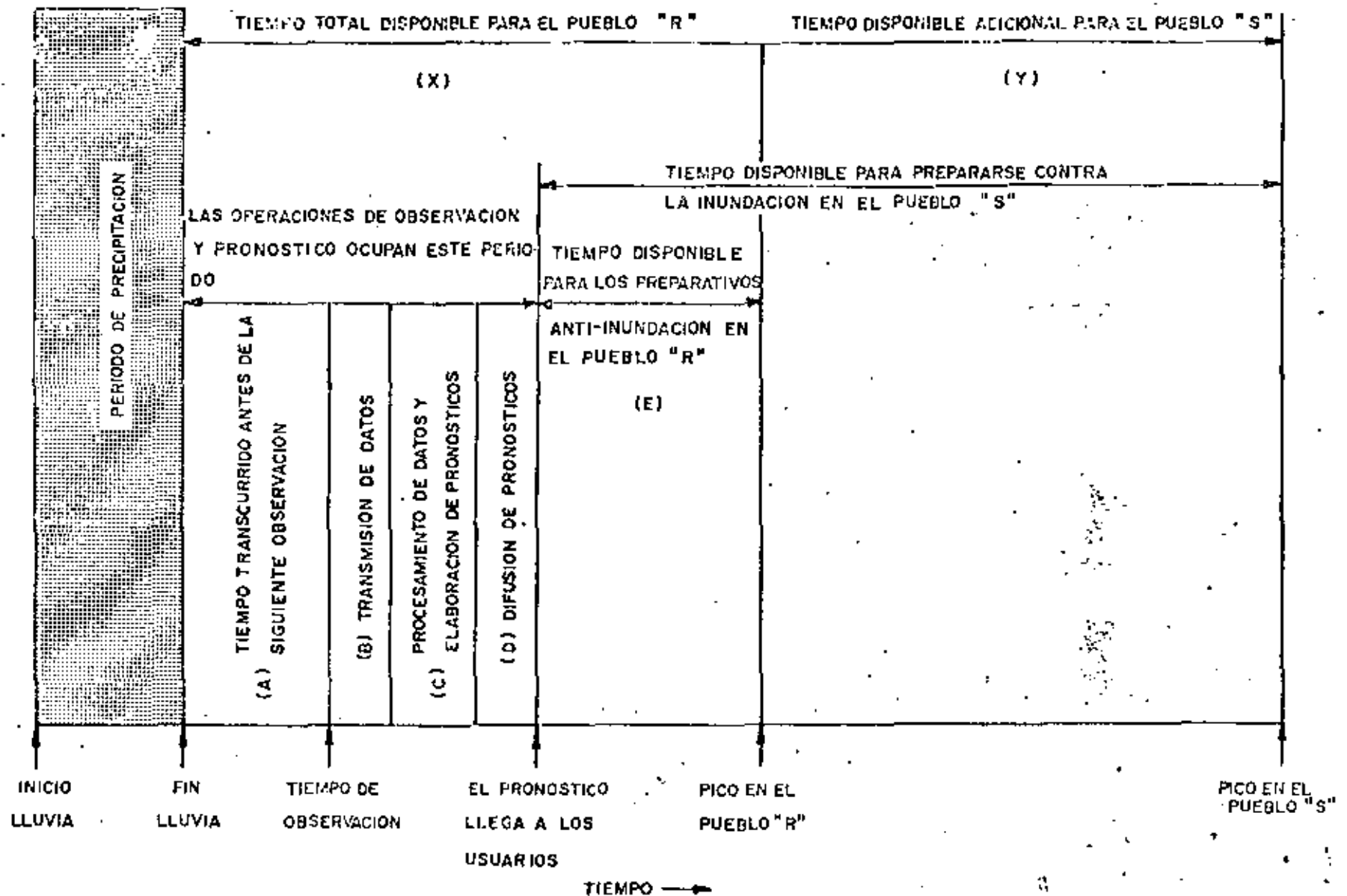
- 1.- Conocimiento de la problemática de inundaciones, por parte de las autoridades y de los propios habitantes.
- 2.- Establecer y mantener un adecuado sistema de pronóstico y alerta, contra inundaciones.
- 3.- Desarrollar un Plan de Operaciones para combatir inundaciones y medidas de emergencia.
- 4.- Establecer un programa de ajustes inmediatos en estructura y en áreas invadidas con peligro de inundación.
- 5.- Instrumentar la regulación de las Planicies Inundables, -- utilizando:
 - a) Medidas inmediatas, a corto plazo y provisionales.
 - b) Medidas a largo plazo, basadas sobre la planeación integral de la cuenca.
- 6.- Elaborar un Plan para la utilización óptima de Planicie Inundable e instrumentarlo con:
 - a) Estudios Técnicos.
 - b) Estudios Socio-Económicos, y
 - c) Estudios Técnico-Legales-Institucionales.
- 7.- Construir obras de control de inundaciones, que son parte del Plan para el uso de la Planicie Inundable y que son -- factibles económicamente de realizarse.
- 8.- Aplicar y mantener el Programa de Administración de la Planicie Inundable.



Figuro 1

CUENCA HIDROLOGICA

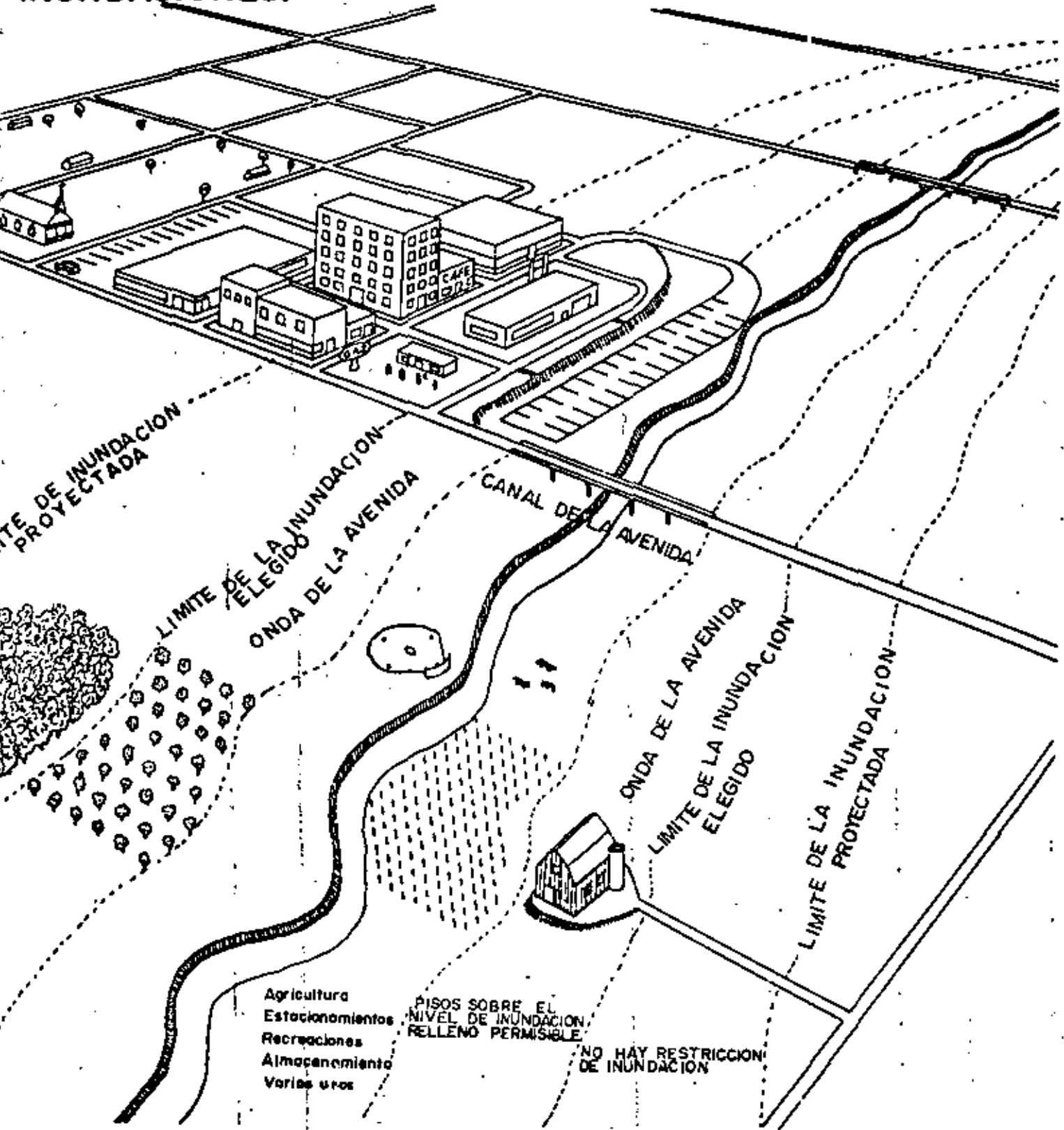
Figura 2



CUADRO DE SECUENCIAS DURANTE UNA INUNDACION

REGULACION DE PLANICIES INUNDABLES

PARA FOMENTAR EL MODO DE EVITAR DAÑOS POR INUNDACIONES.



LIMITE DE INUNDACION PROYECTADA

LIMITE DE LA INUNDACION ELEGIDO

ONDA DE LA AVENIDA

CANAL DE LA AVENIDA

ONDA DE LA AVENIDA

LIMITE DE LA INUNDACION ELEGIDO

LIMITE DE LA INUNDACION PROYECTADA

- Agricultura
- Estacionamientos
- Recreaciones
- Almacenamiento
- Varias usos

PISOS SOBRE EL NIVEL DE INUNDACION RELLENO PERMISIBLE

NO HAY RESTRICCIÓN DE INUNDACION

CALIFICACION DEL INDICE DE POTENCIAL DE INUNDACIONES

INDICE	VALOR	CALIFICACION
P. de l.	0.0 - 0.20	Muy bajo
P. de l.	0.21 - 0.40	Leve
P. de l.	0.41 - 0.60	Moderado
P. de l.	0.61 - 0.80	Severo
P. de l.	0.81 - 1.00	Muy severo

**PERDIDAS DIRECTAS CAUSADAS POR INUNDACIONES Y PERTURBACIONES
ATMOSFERICAS EN LA REPUBLICA MEXICANA**

AÑO 1973

No. DE MUERTOS	29	
No. DE HERIDOS	SIN CUANTIFICARSE	
No. DE DAMNIFICADOS	52,214	
CASAS-HABITACION		\$ 116'542,650.00
OBRAS DE INFRAESTRUCTURA A CARGO DE LA SARH.		18'767,620.00
OBRAS DE INFRAESTRUCTURA A CARGO DE OTRAS DEPENDENCIAS		9'550,580.00
AGRICULTURA		85'640,000.00
GANADERIA		21'700,000.00
INDUSTRIA Y COMERCIO Y OTROS		10'000,000.00
		<hr/>
		\$ 272'200,850.00

PERDIDAS DIRECTAS CAUSADAS POR INUNDACIONES Y PERTURBACIONES
ATMOSFERICAS EN LA REPUBLICA MEXICANA

AÑO 1974

No. DE MUERTOS	77	
No. DE HERIDOS	39	
No. DE DAMNIFICADOS	38,351	
CASAS-HABITACION		\$ 19'863,000.00
OBRAS DE INFRAESTRUCTU- RA A CARGO DE LA SARH.		21'549,633.00
OBRAS DE INFRAESTRUCTU- RA A CARGO DE OTRAS DE- PENDENCIAS		47'290,053.00
AGRICULTURA		741'369,556.00
GANADERIA		28'954,600.00
INDUSTRIA Y COMERCIO Y OTROS		10'195,000.00
		<hr/>
		\$ 869'221,842.00

**PERDIDAS DIRECTAS CAUSADAS POR INUNDACIONES Y PERTURBACIONES
ATMOSFERICAS EN LA REPUBLICA MEXICANA**

AÑO 1975

No. DE MUERTOS	36	
No. DE HERIDOS	25	
No. DE DAMNIFICADOS	123,618	
CASAS-HABITACION		\$ 21'083,600.00
OBRAS DE INFRAESTRUCTU- RA A CARGO DE LA SARH.		6'812,500.00
OBRAS DE INFRAESTRUCTU- RA A CARGO DE OTRAS DE- PENDENCIAS		81'422,280.00
AGRICULTURA		441'677,103.00
GANADERIA		465,500.00
INDUSTRIA Y COMERCIO Y OTROS		119'403,000.00
		<hr style="border-top: 1px solid black;"/> \$ 670'863,983.00

PERDIDAS DIRECTAS CAUSADAS POR INUNDACIONES Y PERTURBACIONES
ATMOSFERICAS EN LA REPUBLICA MEXICANA

AÑO 1976

No. DE MUERTOS	599	
No. DE HERIDOS	851	
No. DE DAMNIFICADOS	428,736	
CASAS-HABITACION		\$ 276'348,661.00
OBRAS DE INFRAESTRUCTU- RA A CARGO DE LA SARH.		66'039,168.00
OBRAS DE INFRAESTRUCTU- RA A CARGO DE OTRAS DE- PENDENCIAS		105'217,403.00
AGRICULTURA		1'638'124,747.00
GANADERIA		88'381,720.00
INDUSTRIA Y COMERCIO Y OTROS		189' 552,411.00
		<hr/> 2'363'664,110.00

PERDIDAS DIRECTAS CAUSADAS POR INUNDACIONES Y PERTURBACIONES
ATMOSFERICAS EN LA REPUBLICA MEXICANA

AÑO 1977

No. DE MUERTOS	47	
No. DE HERIDOS	432	
No. DE DAMNIFICADOS	13,126	
CASAS-HABITACION		\$ 23'401,715.00
OBRAS DE INFRAESTRUCTU- RA A CARGO DE LA SARH.		7'810,000.00
OBRAS DE INFRAESTRUCTU- RA A CARGO DE OTRAS DE- PENDENCIAS		28'772,159.47
AGRICULTURA		312'903,368.49
GANADERIA		821,930.00
INDUSTRIA Y COMERCIO Y OTROS		15'107,305.00
		<hr/> \$ 388'816,477.96

PREVENCIÓN DE DAÑOS POR INUNDACIÓN

MEDIDAS CORRECTIVAS

MEDIDAS PREVENTIVAS

CONTROL DE INUNDACION

PRESAS Y ALMACENAMIENTOS

BORDOS Y MUROS

MEJORAMIENTO DE CANALES

CONSERVACION DE CUENCAS

OTROS

OTRAS MEDIDAS CORRECTIVAS

PLANES DE AUXILIO

PROMOSTICO DE AVENIDAS

SISTEMAS DE ALERTA

DESARROLLO URBANO

OTROS

REGULACION DE PLANICIES INUNDABLES

ORDENAMIENTO DE ZONAS

CONTROL DEL USO DE LA TIERRA

REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

ASPECTOS TECNICO-LEGALES

OTROS

OTRAS MEDIDAS PREVENTIVAS

SUPERVISION TECNICA

SEÑALAMIENTO

VIGILANCIA POLICIACA

ESPACIOS ABIERTOS

AGRICULTURA Y PASTOREO

OTROS

INFORMACION PUBLICA Y EDUCATIVA





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

ESTACIONES DE AFORO APROPIADAS PARA MEDIR
NIVELES DE LAS AVENIDAS Y REMANSOS.

ING. RAFAEL GOMEZ PALACIO

FEBRERO, 1979



ESTACIONES DE AFORO APROPIADAS

PARA MEDIR NIVELES DE LAS AVENIDAS Y REMANSOS

Los principales tipos de aforo disponibles para obtener registros continuos de gasto se clasifican en:

- 1.- Método de Control - Aplicable a cauces artificiales o a ríos de sección pequeña y escaso escurrimiento. Es el método más exacto.
- 2.- Método Sección Velocidad - Es el más usual y utilizable en cualquier tipo de corriente.
- 3.- Método Sección Pendiente - Es empleado para completar los registros que no pueden obtenerse mediante sección-velocidad aunque es muy usado para obtener gastos máximos de corriente, cuando no se disponen de aparatos de medición.

1.- Método de Control:

Es aquel donde la Energía Específica del escurrimiento es mínima, ya que dicha energía está relacionada con el tirante crítico, entonces; se dice que hay una sección de control donde se presenta el tirante crítico.

Tipos de Secciones de Control:

- a).- Natural
- b).- Artificial - los cuales se dividen en vertedores de:
 - Pared Gruesa
 - Pared Delgada

Los recomendables son los de pared delgada en los siguientes casos:

Si $Q < 0.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Secciones transversales en V con ángulo de 60o o 90o en el vértice inferior.

Si $Q > 0.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Sección rectangular.

La ventaja de utilizar este tipo de estructura, es que solo se requiere conocer la carga de agua sobre la cresta vertedora para obtener el gasto.

La fórmula general para obtener el gasto está dada por la expresión: $Q = CLH^{3/2}$:

C - Coeficiente de descarga

H - Carga sobre la cresta vertedora en m.

L - Longitud de la cresta vertedora en m

Q - Gasto en $\text{m}^3/\text{seg.}$

La desventaja, es que si la corriente transporta materiales sólidos; para evitar estos problemas, se construyen secciones de control; elevando el fondo del río y/o estrechando su sección. El aforo de la corriente se efectúa de la misma manera que para vertedores de pared delgada.

2.- Método Sección - Velocidad:

Este criterio es el más usual en ríos y se basa en el principio de continuidad. $Q = VA$

V - Velocidad media de la corriente en dicha sección, en $\text{m}/\text{seg.}$

A - área hidráulica de la sección transversal de una corriente, en m^2

Q - Gasto en $m^3/seg.$

Esto implica que para conocer el gasto de un río, en cierta sección de éste, basta valuar su velocidad y su área.

Es más, si se determina el perfil de la sección de aforos, basta conocer el tirante del agua para obtener el área hidráulica, por lo tanto, el problema se reduce a medir en una estación de aforos, las elevaciones y velocidades medias del agua, para saber el gasto que pasa en el momento de efectuar dichas mediciones.

Las características de una estación de aforos o hidrométrica son:

- a).- Control - Es una sección transversal o tramo del cauce del río que permite determinar la relación entre las elevaciones del agua y sus gastos correspondientes.
- b).- Medidor de Niveles - Instrumento que se instala aguas arriba del control, pero dentro de su intervalo de influencia, que determina las fluctuaciones de elevación con respecto del tiempo.
- c).- Sección Medidora - Es la sección transversal de la corriente donde se valúa el gasto, su posición no está restringida, pero debe estar en la zona de influencia. Muchas veces es

la misma que la Sección de Control.

a).- Sección de Control

De las tres componentes de una estación de aforos, la más importante es la Sección de Control y para localizarla se requiere un cuidadoso estudio del tramo del río donde se proyecta instalar una estación de aforos, considerándose la mejor sección, aquella donde la sección casi no varía y que sirve para todas las elevaciones del río.

b).- Medición de Elevaciones

La elevación de la superficie del agua en una corriente, es la altura de dicha superficie referida a una cota arbitraria (nivel del mar, nivel inferior del cauce del río, etc.).

Los aparatos utilizados para medir la elevación de una corriente pueden ser manuales o automáticos.

Los aparatos manuales se les conoce como limnímetros.

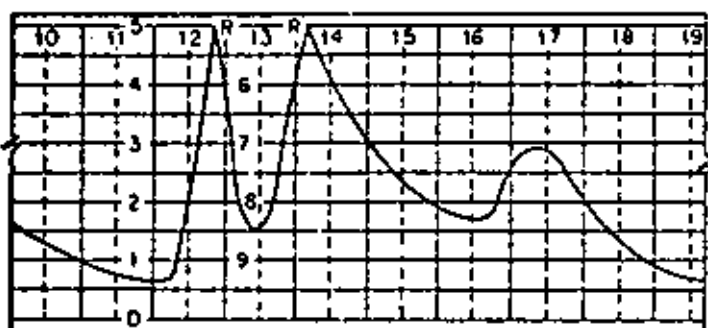
El más usual consiste en una regla graduada que se introduce en la corriente. Este tipo de aparatos presenta el problema de no registrar las elevaciones máximas, pues la información está sujeta al programa de lecturas que ejecute el operador. En general, en época de avenidas se hacen lecturas de escalas cada dos horas durante el día. La instalación de un limnógrafo de escala se hace sobre la margen del río, rebajándola para que tenga un talud constante.

Otro tipo de limnómetro, semejante al anterior, consiste de un peso suspendido de un cable (siempre que se cuente con una estructura superior al nivel del agua) que sirva como elevación de referencia, colo-

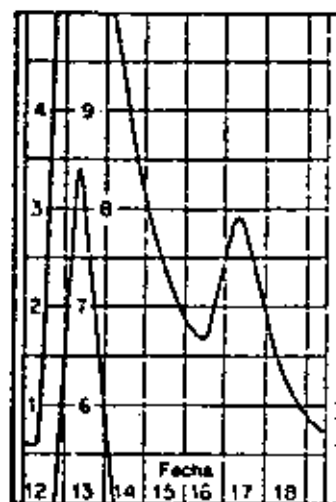
cando el dispositivo sobre la elevación de referencia, se mide la longitud del cable que soporta el peso cuando éste toque la superficie del agua; entonces la elevación de la superficie del agua es la elevación de referencia menos la longitud del cable.

Los aparatos de registro automático se les conoce con el nombre de limnógrafos.

Los limnógrafos tienen un flotador sobre la superficie del agua; el cual está ligado a una aguja que marca sobre un papel de registro las variaciones de los niveles de agua que le trasmite dicho flotador. Así se obtienen registros de cambios de elevación de la superficie del agua contra el tiempo en que ocurren.



(a)

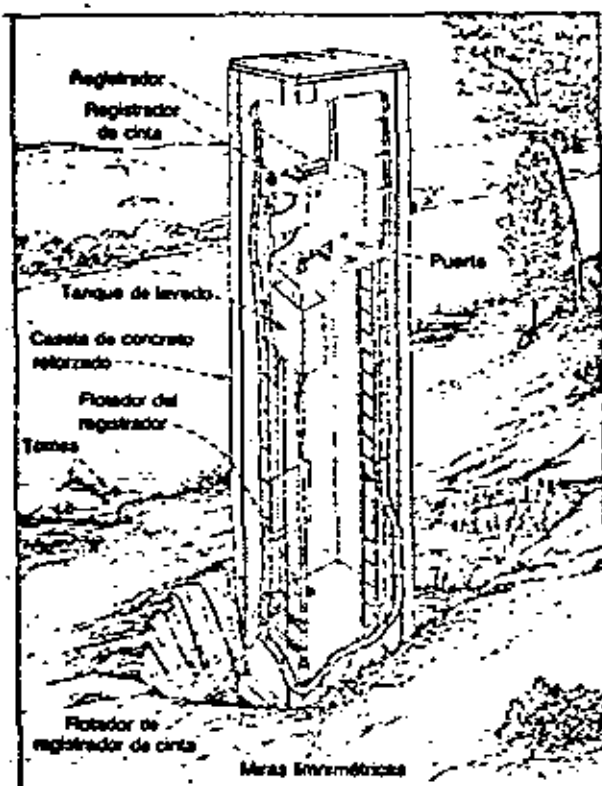


(b)

Conviene colocar los aparatos en la sección de la corriente más sensible a cambios de nivel, pero siempre aguas arriba de la sección de control y dentro de su zona de influencia.

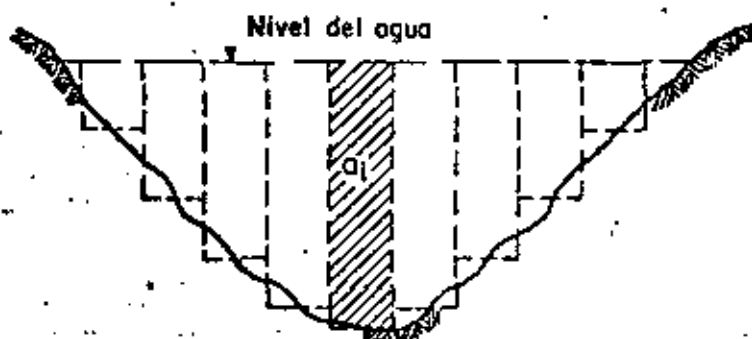
Generalmente, un limnógrafo se instala junto a la corriente, para lo cual se construye un pozo o una zanja en la orilla del río por medir. El pozo se liga

a la corriente mediante una tubería, no así a la zanja; la cual se construye transversal a la corriente.

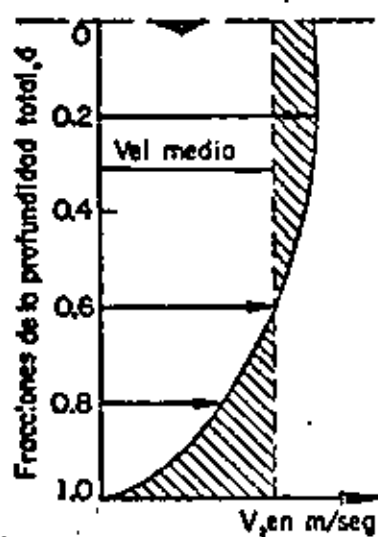


Conocida la sección de control, se obtiene el área hidráulica para cualquier elevación de la superficie libre del agua, entonces para calcular el gasto de esa área hidráulica es necesario determinar la velocidad media de la corriente.

Como la velocidad de la corriente no es uniforme, para obtener una mayor aproximación al valor del gasto; se acostumbra dividir a la sección transversal de la corriente en áreas parciales.



El dividir al área en fajas verticales tiene como finalidad definir los puntos de medición de la velocidad de la corriente, estos puntos se seleccionan de acuerdo con el criterio que se siga al valuar la velocidad media en una vertical. La distribución vertical de la velocidad en la mayoría de las secciones transversales es aproximadamente una parábola.



Curva de velocidades en la vertical de una corriente

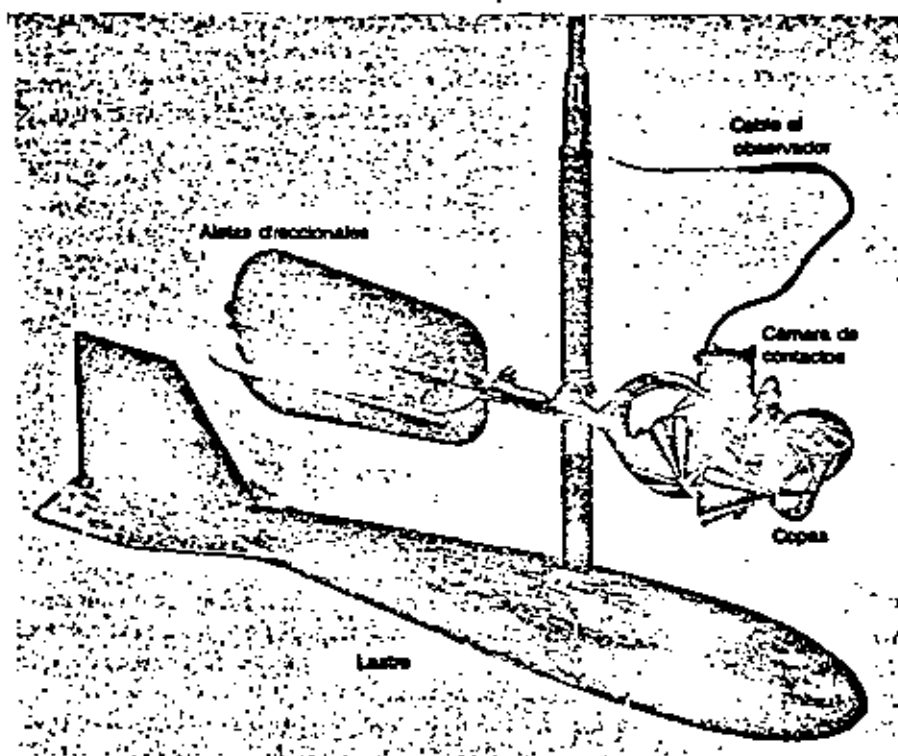
El promedio de las velocidades tomadas al 20 y 80 por ciento del tirante, define bastante bien la velocidad media. Cuando la corriente es pequeña, la velocidad aceptable es la que se mide a una profundidad del 60 por ciento del tirante a partir de la superficie libre. Conocida la velocidad media en cada faja vertical, el gasto se calcula:

a_i = área de la faja vertical i , en m^2

v_i = velocidad media en la faja vertical i , en $m/seg.$

Q = gasto instantaneo que pasa por la sección de aforros; $m^3/seg.$

Para medir la velocidad de la corriente de un río se utiliza el molinete, que es un aparato formado por una hélice o rueda de aspas o de copas que, accionado por la corriente gira sobre un eje montado en un dispositivo de suspensión, transmitiendo su movimiento a un sistema registrador que permite conocer el número de vueltas que dá la hélice o rueda en un intervalo de tiempo.

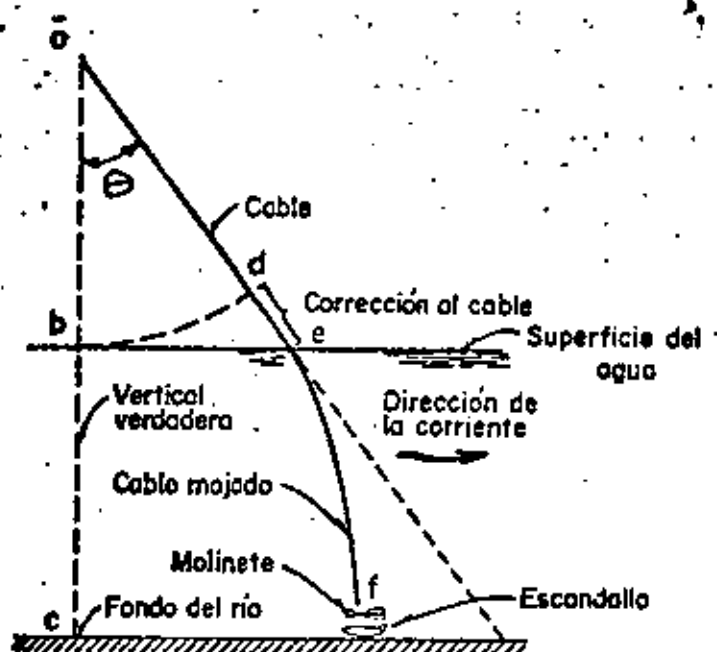


Si la sección medidora casi no varía, se conoce a priori su área; por lo cual únicamente se tendría que medir su velocidad en la corriente, pero en caso de que se modifique su perímetro, es necesario medir las profundidades para cada faja vertical y para ello se utiliza un lastre adosado al molinete (ver figura

anterior), ya que lo más usual es que al mismo tiempo que se efectúe el sondeo se mida la velocidad, con el objeto de evitar errores de posición.

En caso de que en las mediciones se utilice el sistema de cable canastilla, en aguas rápidas y profundas, se tienen que hacer correcciones con el objeto de determinar la altura máxima de la corriente y la posición relativa del molinete.

En la siguiente figura se muestra la posición que toma el lastre al introducirlo en la corriente de un río.



Si se cumple que el lastre sea lo suficientemente pesado para que llegue al fondo de la corriente, a pesar de la fuerza de ésta y que su peso sea soportado totalmente por el cable y que esté presente poca resistencia a la corriente, se tendrá que

$$\overline{bc} = (1 - k) \widehat{ef}$$

en donde k es un coeficiente función del ángulo

Esta forma de sondear una corriente es correcta, siempre y cuando la dirección de la corriente no se desvíe más de 10° de una perpendicular a la sección de medición.

c).- Método de Sección Pendiente

La hipótesis fundamental es que el régimen sea uniforme para el tramo en estudio. Si se conocen las características de dos secciones transversales en el tramo, el gasto se podrá calcular partiendo de Manning

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

n - coeficiente de rugosidad de Manning

R - radio hidráulico medio m

S - pendiente entre el inicio del tramo y el final

A - área medio m²

Se debe tener cuidado en usar este método, ya que puede dar errores muy grandes, pues cuando pasa una avenida por un río el régimen no es uniforme. Además de que el coeficiente de rugosidad de Manning es inversamente proporcional al gasto.

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

- HIDROLOGIA (1a. Parte) Dr. Rolando Springall G.
Edit. por Instituto de
Ingeniería
- HIDROLOGIA PARA INGENIEROS Linsley, Kohler, Paulus
Edit. McGraw Hill
- HIDROLOGIA GENERAL (Vol.1) M. en I. Gilberto Sotelo A.
Edit. Limusa
- APUNTE DE HIDRAULICA Ing. Raúl Gómez Rosas
- PLAN NACIONAL HIDRAULICO (3ra. Parte)
Edit. SARH



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

TIPOS DISPONIBLES DE ESTACIONES
AUTOMATICAS Y SEMIAUTOMATICAS PARA MEDICION
DE LLUVIA Y ESCURRIMIENTO EN EPOCA DE AVENIDAS

ING. RAFAEL GOMEZ PALACIO

FEBRERO, 1979

TIPOS DISPONIBLES DE ESTACIONES
AUTOMATICAS Y SEMIAUTOMATICAS PARA MEDICION
DE LLUVIA Y ESCURRIMIENTO EN EPCCA DE AVENIDAS

El conocimiento de la ocurrencia y utilización de los recursos hidráulicos requiere de Sistemas de Información compuestos por redes de sensores, medios de transmisión y mecanismos de difusión, los cuales en conjunto permiten disponer de la información adecuada y oportuna para la planeación, diseño y operación de los sistemas de aprovechamiento.

Al diseñar los sistemas de información referidos, conviene considerar (*) una serie de preguntas tales como:

- ¿ Qué debe medirse?
- ¿ Para qué debe medirse?
- ¿ En cuántos y en cuáles sitios?

La respuesta a estas preguntas, se obtiene al establecer primero un diagnóstico de la red actual y al identificar posteriormente las necesidades de información; con base en los posibles usos del agua en cada zona y en los elementos metodológicos disponibles para diseñar los sistemas de información, de acuerdo con los dispositivos de medición, transmisión, procesamiento y difusión aplicables a la situación particular de la región de que se trate.

* Instituto de Ingeniería Red Hidrometeorológica UNAM, México 1975.

RED CLIMATOLOGICA Y METEOROLOGICA	RED HIDROMETRICA	RED DE AGUA SUBTERRANEA	RED DE MONITOREO DE CALIDAD DEL AGUA	USOS DEL AGUA
<ul style="list-style-type: none"> - La densidad de la red climatológica es escasa en el 44% del área del país. - Según estándares de W.M.O., se requiere aumentar el número actual de estaciones pluviométricas en 1,600 a 6,500. - Es conveniente aumentar el número de estaciones de radiación en el litoral del Pacífico para el diseño de obras y predicción. - El Servicio Meteorológico Nacional, y SRI a través de sus Direcciones, hacen pronósticos de precipitación en la República y en cuencas particulares. - Conviene que el incremento en el número de estaciones responda a una planeación integral que considere las necesidades de información y usos del agua. - Se advierten problemas de funcionamiento en algunas estaciones, debido, entre otras cosas, a la falta de capacitación del personal y al tiempo reducido que dedican a esas actividades. - La información se recopila por diversas dependencias para fines específicos, lo que da lugar a errores, duplicidad de información y dificultad para adquirirla; se requiere de mayor coordinación para evitar esas diferencias. 	<ul style="list-style-type: none"> - La densidad de la red hidrométrica es escasa en el 60% del territorio nacional. - Según estándares de W.M.O., se requiere aumentar el número actual de estaciones hidrométricas en 1,500 a 3,000. - La mayoría de las estaciones operan cuencas de 1,000 a 10,000 km². Conviene operar cuencas más pequeñas. - La evolución del número de estaciones de medición de azúcares ha sido muy lenta, comparada con la de las hidrométricas. Conviene instalar nuevas estaciones para cuantificar pérdidas de agua. 	<ul style="list-style-type: none"> - La información geohidrológica se ha obtenido de estudios específicos durante períodos cortos en áreas reducidas. - En el 70% del territorio nacional se han realizado estudios de reconocimiento que han aporte de la clasificación del acuífero de acuerdo al volumen disponible, profundidad, niveles estáticos, recarga y calidad. - En Aguascalientes, Baja California Norte y Sur y Sonora se hacen mediciones de niveles estáticos en forma sistemática. La Dirección de Geohidrología y Zonas Áridas ha seleccionado pozos en las principales cuencas del país para efectuar mediciones periódicas, las cuales sólo se han efectuado en forma esporádica por falta de personal. - Se han detectado 32 zonas de explotación excesiva que requieren de riego sistemático de datos, con el fin de manejar el agua subterránea en forma racional. 	<ul style="list-style-type: none"> - Hasta fines de 1974 sólo se cuenta con información de estudios específicos en áreas reducidas. - Se ha instalado una red nacional de monitoreo de calidad compuesta por 130 estaciones. Esto permite clasificar los corrientes superficiales. - Se ha instalado una red nacional de laboratorios para efectuar análisis de calidad del agua. - No existe una red de monitoreo de calidad del agua subterránea. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se realiza actualmente el Inventario de Uso del Agua para planeación y regulación. Actualmente se tiene en forma parcial para los cuencas de los ríos Balsas, Lerma-Chapala-Santiago y Pánuco. - El agua usada en la agricultura sólo se mide en algunas partes. Se requieren 350,000 estaciones elevadas a nivel parcelario en el año 2000. - Se necesita medir el agua que se destina a otros usos, principalmente en las zonas de recursos escasos.

Diagnóstico del Inventario de la disponibilidad y usos del agua

ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS

En 1975 existían 3,264 estaciones de las cuales 2,136 dependían de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, 718 del Servicio Meteorológico Nacional, 296 de Comisión Federal de Electricidad y 114 de otros organismos. Además de la lluvia y temperatura diaria, en el 90% de estas estaciones se mide la evaporación, y en el 70% se registra la nubosidad los días de granizo y con heladas y la dirección del viento dominante. Sólo el 12% cuenta con pluviógrafo y únicamente en el 5% se mide la humedad relativa.

Número	Estado	Número de estaciones climatológicas					
		1950		1955		1970	
		Rn	Rg	Rn	Rg	Rn	Rg
1	Agua Caliente	18	1	22	1	28	1
2	Baja California N.	23	1	54	2	25	0
3	Baja California S.	25	3	32	3	26	0
4	Campeche	16	2	24	2	32	3
5	Coahuila	29	3	44	4	41	4
6	Colima	13	2	14	3	22	5
7	Chiapas	52	2	104	12	173	26
8	Chihuahua	42	4	90	3	140	7
9	Distrito Federal	19	2	49	8	54	14
10	Durango	37	1	32	6	83	10
11	Guatemala	45	4	37	4	64	8
12	Guerrero	28	2	70	17	112	23
13	Hidalgo	40	2	47	2	66	13
14	Jalisco	110	5	120	8	170	16
15	Estado de México	41	3	109	12	173	25
16	Michoacán	76	2	99	8	132	14
17	Nariño	13	0	21	2	26	2
18	Nayarit	15	3	25	2	44	8
19	Nuevo León	25	16	68	12	67	11
20	Oaxaca	63	6	137	20	184	29
21	Puebla	32	3	101	9	132	10
22	Quintana Roo	18	1	21	1	23	2
23	Quintana Roo	8	1	21	2	27	3
24	San Luis Potosí	24	2	73	2	103	6
25	Sinaloa	32	2	58	6	98	11
26	Sonora	55	20	70	3	102	11
27	Tlaxcala	16	4	21	5	42	10
28	Tamaulipas	25	10	64	11	87	15
29	Tlaxcala	13	2	9	1	28	3
30	Veracruz	40	10	137	14	193	22
31	Yucatán	23	1	27	1	27	7
32	Zacatecas	17	1	44	1	51	5
	TOTAL	1134	113	1908	192	2488	245

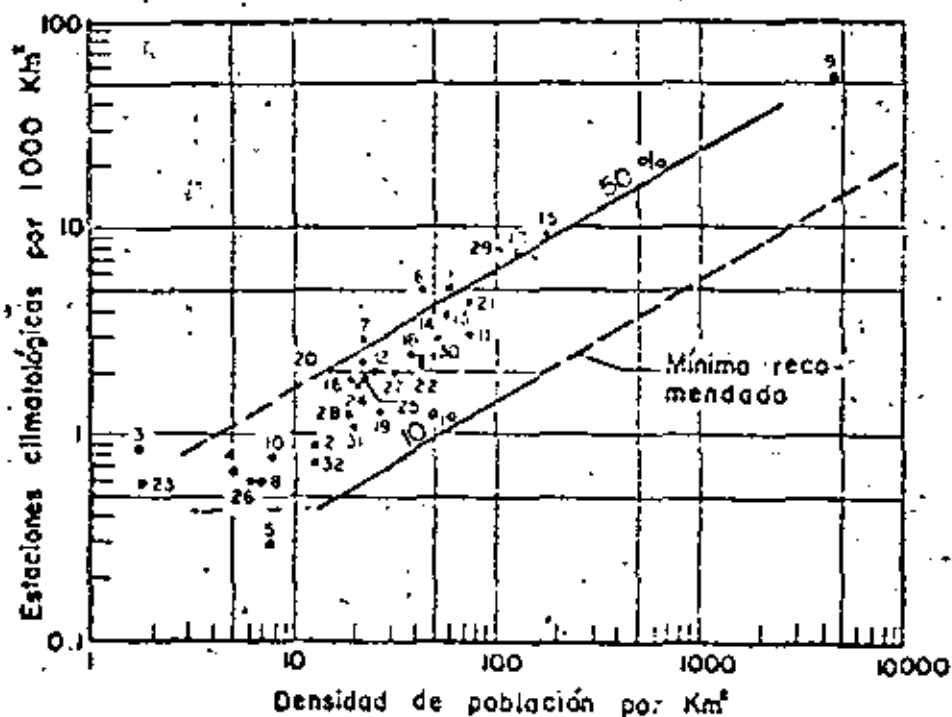
Rn: Nivelómetros

Rg: Pluviógrafos

Fuente: Secretaría de Obras Públicas

Evolución de la red de estaciones pluviométricas

Un criterio para conocer el estado actual de la red climatológica, toma en cuenta la relación existente entre la densidad de población y la densidad de estaciones. En la Lámina 2 se observa que la densidad de la red, según datos de 1970, se encuentra abajo de la mínima recomendable en 16 estados, los cuales abarcan el 44% del Territorio Nacional.



Estado de la red climatológica en 1970.

Aunado a la baja densidad, en muchas ocasiones se tienen problemas de funcionamiento tales como descomposturas de los aparatos, registros inconvenientes.

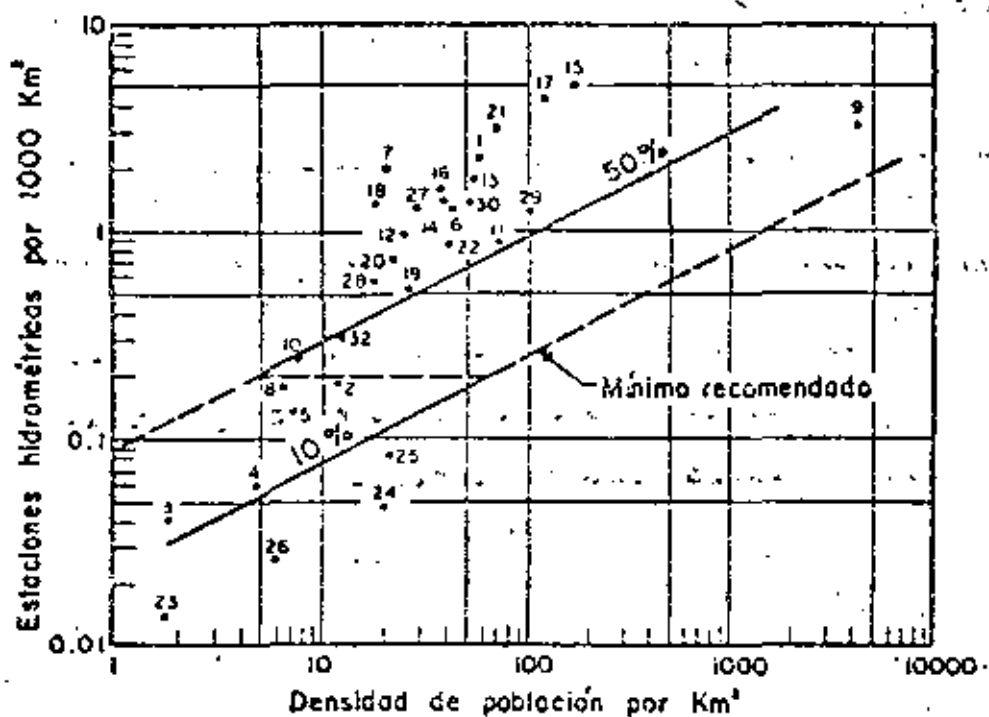
ESTACIONES HIDROMÉTRICAS

Un total de 1,397 estaciones cubría en 1975 el 58% del Territorio Nacional, de ellas operaba la SRH 1,128, CFE 219, CILA 50, y únicamente en 276 se medían azolves. Según (WMO) la densidad de la red hidrométrica es escasa en el 60% del Territorio Nacional. (Lámina 2)

Siguiendo el mismo criterio que en las estaciones climatológicas, se advierte que la actual red en función de la densidad hay varios estados que se encuentran debajo de la densidad mínima recomendable.

Para el manejo de cuencas y particularmente para el control de avenidas, el empleo de telemetría y radares constituye un valioso auxiliar.

Desde el punto de vista económico se recomienda emplear la telemetría en áreas menores de 3000 Km², para mayores cuencas se recomienda usar el radar.



Estado de la red hidrométrica en 1970.

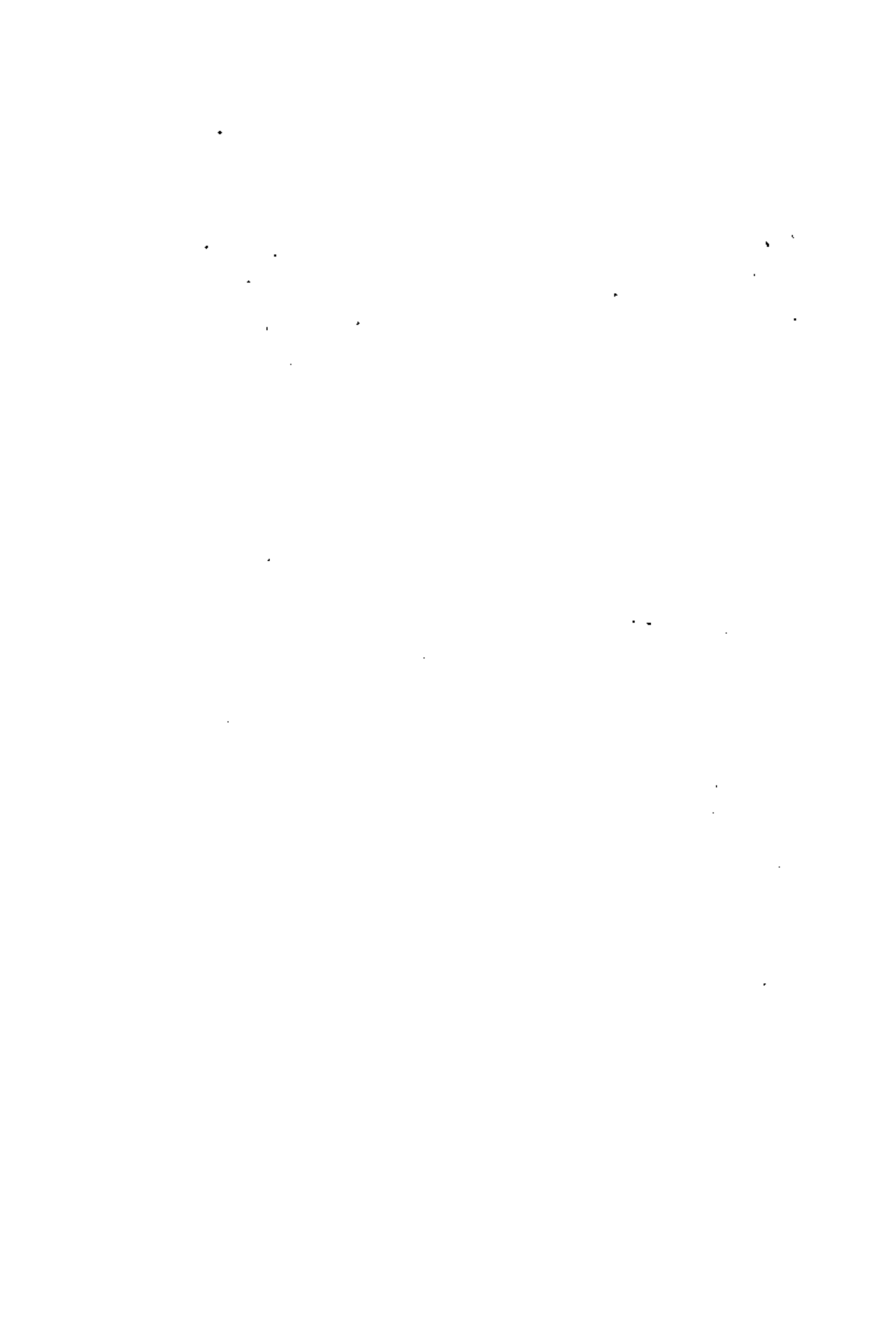
En la Tabla 2 se muestra la evolución que durante los años de 1950, 1960 y 1970 presentaron las estaciones del país. La evolución ha sido positiva excepto en los estados de Coahuila, Nuevo León, Queretaro y Tlaxcala. Sin embargo, de acuerdo a las recomendaciones de la organización Meteorológica Mundial (WMO) es necesario instalar de 1,623 a 6,437 estaciones pluviométricas para cumplir con la densidad mínima.

Número	Estado	Número de estaciones hidrométricas					
		1 9 5 0		1 9 6 0		1 9 7 0	
		E	L	E	L	E	L
1	Aguascalientes	8	1	8	1	11	2
2	Baja California N.	4	0	6	1	9	4
3	Baja California S.	1	0	2	0	2	1
4	Campeche	0	0	2	0	2	1
5	Coahuila	14	5	17	7	16	4
6	Colima	1	0	2	1	4	3
7	Chiapas	8	1	26	10	85	60
8	Chihuahua	12	5	23	8	29	14
9	Distrito Federal	1	0	2	0	4	1
10	Durango	11	3	24	10	27	12
11	Guanajuato	16	1	23	2	25	2
12	Guerrero	4	1	32	9	42	20
13	Hidalgo	14	16	20	10	25	13
14	Jalisco	28	8	53	30	67	42
15	Estado de México	30	4	58	14	82	28
16	Michoacán	39	10	51	17	68	30
17	Morelia	6	0	14	4	16	6
18	Nayarit	5	3	13	9	21	17
19	Nuevo León	9	5	16	8	26	8
20	Oaxaca	13	5	27	18	46	24
21	Puebla	16	7	58	31	72	25
22	Queretaro	9	3	8	3	8	2
23	Quintana Roo	2	1	1	1	1	1
24	San Luis Potosí	2	1	17	2	22	9
25	Sinaloa	15	5	35	9	39	8
26	Sonora	16	7	21	10	32	17
27	Tlaxcala	8	1	12	2	16	6
28	Tamaulipas	13	5	21	7	31	14
29	Tlaxcala	0	0	2	0	4	1
30	Veracruz	26	10	46	24	60	41
31	Yucatán	0	0	0	0	0	0
32	Zacatecas	8	1	14	6	16	7
	TOTAL	234	99	465	254	907	433

E: Excluir
L: Eliminarlo

Fuente: Secretaría de Obras Públicas

Evolución de la red de estaciones hidrométricas





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

TECNICAS DE TRANSITO HIDROLOGICO E HIDRAULICO
DE AVENIDAS

ING. GENARO TORRES TABOADA

MARZO, 1979

INTRODUCCION:

3

Muchas comunidades deben gran parte de su prosperidad, a las ventajas que produce un río adjunto o cercano. Pero en la misma forma, estos pueden producir inundaciones perjudiciales. Por esto se deben de tomar medidas para evitar este tipo de fenómenos, con muros de retención (diques), improvisar canales, etc. Para el diseño de éstos, es necesario evaluar las medidas, así como, la operación y métodos de predicción de la cresta de la avenida. -- Estos procedimientos y métodos generalmente vienen bajo el tema de tránsito de avenidas y nos ayudan para la determinación de la capacidad de almacenamiento, el tamaño de la estructura de salida, el vertedor, elevación de diques, etc.

El tránsito de una avenida, lo podemos definir como la técnica hidrológica utilizada para calcular el efecto del almacenamiento en un canal o vaso, sobre la forma y movimiento de una onda conociendo el caudal en un punto aguas arriba, el proceso de tránsito puede utilizarse para calcular el caudal en un punto aguas abajo. Este puede ser considerado en dos tipos, pero relacionados entre sí, es decir, tránsito en el vaso y en el cauce.

El análisis teórico del movimiento de las ondas de la avenida es totalmente complejo, y los métodos que procuran una aproximación matemática estricta son generalmente imprácticos, incluso con la asistencia de una computadora electrónica de alta velocidad, son necesarias aproximaciones numéricas y simplificaciones supuestas.

La derivación de ecuaciones, desarrollo de procedimientos matemáticos involucrados y discusiones teóricas pueden ser encontrados en el listado de referencia.

No se podría dar una receta de que tipo de procedimiento es mejor, ya sea un método algebraico, gráfico o de refinamiento en suposiciones básicas, ya que depende de muchos factores, incluyendo la naturaleza de los datos disponibles y la preferencia del personal.

Todos los métodos de tránsito de avenidas están basados en un poco del conocimiento del cauce, este consiste en la topografía, registros del flujo, la historia completa del flujo, perfiles, secciones de control, etc. Generalmente, los procedimientos de tránsito están basados en la relación entre altura y almacenamiento o la descarga y almacenamiento. El primero implica la determinación de volúmenes de almacenamiento para diferentes elevaciones en una sección de control, y son determinados mediante un mapa topográfico. El segundo método, comúnmente más usado, determina el volumen almacenado por el análisis de los registros del flujo, asumiendo que la relación de estabilidad para el registro, puede variar con el flujo futuro. Los datos requeridos para este análisis, son los registros del flujo aguas abajo y aguas arriba, la sección tributaria, así como el registro de precipitaciones para una cuenca no aforada. Con puntos aforados pueden determinarse las curvas de capacidad, para cuencas no aforadas pueden ser estimadas por los registros de precipitación, usando el método del hidrograma unitario. El hidrograma del flujo total dentro de un tramo, conociendo el hidrograma de entrada, es compartido por la suma de flujo por la estación de entradas, la cuenca tributaria aforada y la cuenca no aforada. La figura 1 ilustra un tramo típico AB, donde la estación A y B, son la estación de entrada y salida respectivamente en el tramo medio, y la estación C y D son entradas en áreas tributarias en tramos medios.

La línea punteada enmarca la cuenca no aforada, llamada área lo-

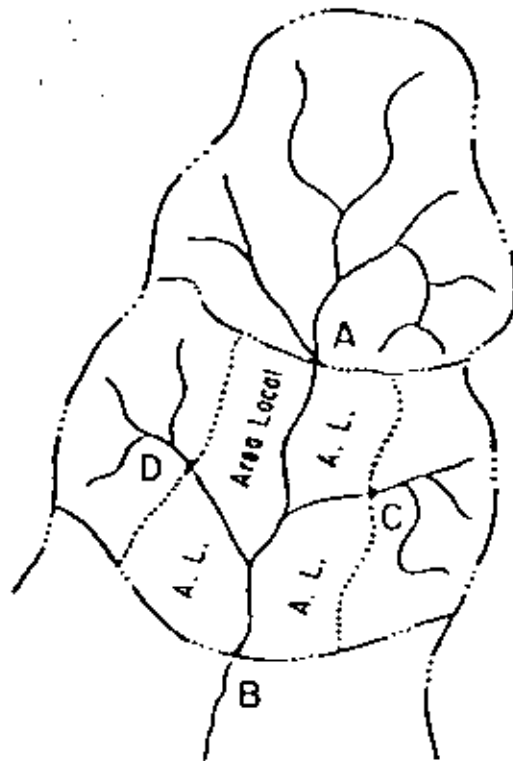


FIGURA 1 - AREA DE DRENAJE TIPICA.

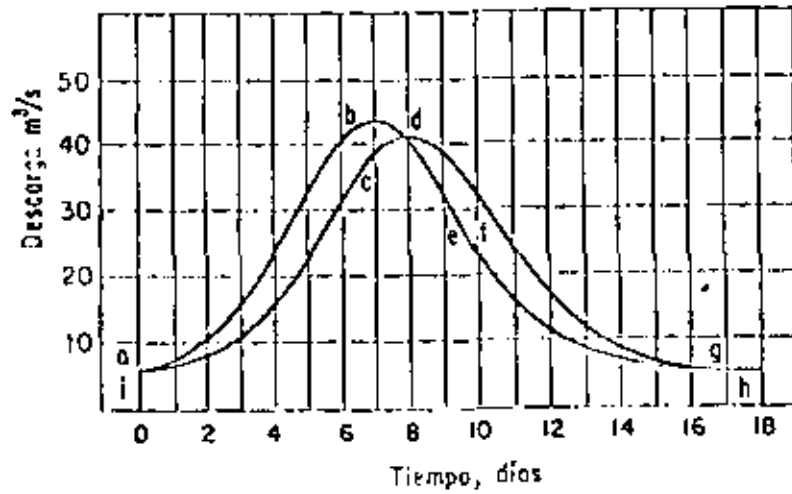


FIGURA 2 - HIDROGRAMAS TIPICOS DE ENTRADA Y SALIDA.

cal. En la figura 2 la curva abdeghi representa el hidrograma total de entrada dentro de un tramo para un flujo específico. El área bajo la curva para cada período de tiempo, es el volumen del flujo para la onda completa. El flujo puede expresarse como metros cúbicos por segundos (m^3/s), y el volumen en metros cúbicos por segundos por día o días-segundos-metros (dsm). La curva acdfghi representa el flujo al final del tramo, conocido como el flujo de salida y debe ser igual al volumen total de salida. Durante la primera posición de la onda, el período 1 a 8, las entradas son mayores que la salida, tal que el agua empieza almacenarse en el tramo. El área abdeca, o la diferencia entre el hidrograma de entrada y salida, representa el volumen almacenado. Durante el período de tiempo 9 a 17, las salidas son mayores que las entradas, tal que el agua empieza a salir del almacenaje.

El volumen del almacenamiento descargado es representado por el área dfged, el cual equivale a abdeg. Un método para tabular este flujo es dado en la tabla 1. En cualquier período de tiempo, la diferencia entre la suma de entrada y la suma de salida es el volumen almacenado en el tramo. La figura 3, es la gráfica del volumen almacenado contra la descarga del flujo, para el período dado en la tabla 1. La curva media de los puntos, expresa el porcentaje de curva de almacenaje. El hidrograma total de entrada y salida para los datos, están dibujados en la fig. 4.

MOVIMIENTO DE LA ONDA

La onda más simple es la monoclinal ascendente en un canal uniforme, figura 5, ésta consiste en un flujo uniforme inicial, un período de flujo uniformemente ascendente y un flujo uniforme a continuación, con el caudal último alcanzado.

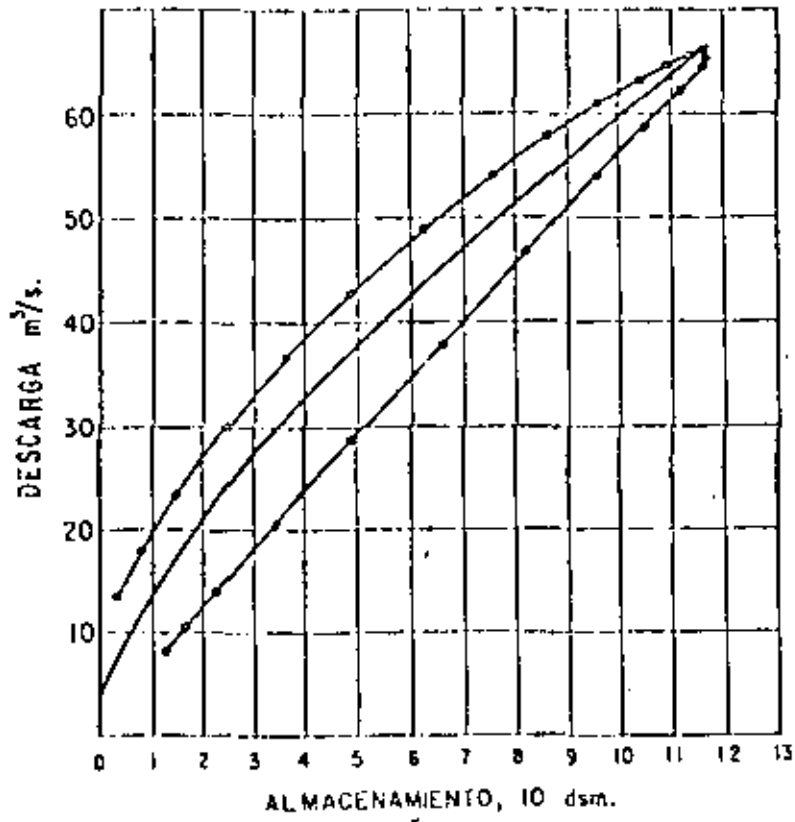


FIGURA 3 - CURVA DESCARGA - ALMACENAMIENTO.

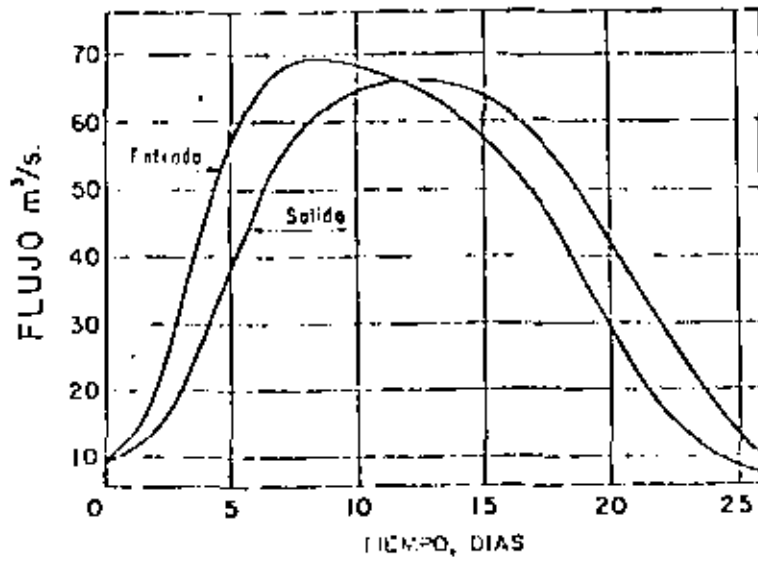


FIGURA 4 - HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA.

TABLA 1. TABULACION DEL FLUJO

(1) Periodo del transi- to, - - días	(2) área no drenada distribución en ciento	(3) (4) (5)							(6)	(7)	(8)	(9)					
		flujo							flujo	esta	incrg	Almace					
		5	15	25	25	15	10	5	total	ción	mento	namien					
lluvia								m ³ /s	m ³ /s	C	D	A	m ³ /s	B	del	to, 1955	
															almace	naje.	
1	2	2	10	1	80	93	85	8	118
2	140	7	2	9	18	3	107	137	102	35	153
3	40	2	21	2	25	32	5	146	208	141	67	220
4	65	3	6	35	2	46	50	12	212	320	205	115	335
5	12	1	10	10	35	2	58	68	24	292	442	290	152	487
6	23	1	2	16	10	21	2	52	82	37	375	546	380	166	653
7	6	0	3	3	16	6	14	..	2	44	90	48	448	630	470	160	813
8	1	6	3	10	4	7	2	33	89	46	510	678	539	138	951
9	2	6	2	7	2	2	21	79	33	558	691	591	100	1,051
10	2	4	1	3	2	12	64	25	591	692	627	65	1,116
11	1	2	0	2	5	50	17	612	684	648	36	1,152
12	0	1	2	3	35	11	622	671	660	11	1,163
13	0	2	2	24	8	623	657	664	-7	1,156
14	2	2	17	6	613	638	660	-22	1,134
15	2	2	11	4	592	609	650	-41	1,093
16	2	2	9	3	563	577	635	-58	1,035
17	2	2	8	2	522	534	610	-76	959
18	2	2	7	1	474	484	58-	-96	863
19	2	2	6	1	417	426	540	-116	747
20	2	2	6	1	357	366	488	-122	625
21	2	2	5	1	290	298	430	-132	493
22	2	2	5	1	227	235	365	-130	363
23	2	2	4	1	176	183	300	-117	246
24	2	2	4	1	130	137	233	-96	150
25	2	2	3	1	97	103	175	-75	75

6



Fig. 5

Esquema de definición para el análisis de una onda monoclinal ascendente

Si se superpone en este sistema una velocidad v igual y de sentido contrario a la velocidad de la onda u , se produce una onda estacionaria y un flujo constante q' , que se conoce como exceso y se calcula de la siguiente forma:

$$q' = (u - v_1) A_1 = (u - v_2) A_2 \quad (1)$$

Donde A es el área transversal del canal. De esta ecuación se puede obtener una expresión para la velocidad de la onda:

$$u = \frac{A_1 v_1 - A_2 v_2}{A_1 - A_2} = \frac{q_1 - q_2}{A_1 - A_2} \quad (2)$$

Dado que la velocidad aumenta en relación con el nivel del agua, las curvas del área caudal son generalmente cóncavas hacia arriba fig. 6, la pendiente de las secantes OA y OB representan las velocidades del agua en las secciones 1 y 2, respectivamente ($v_1 = q_1/A_1 = \tan \theta_1$), mientras que la pendiente de la secante AB representa la velocidad de la onda (ecuación 2.)

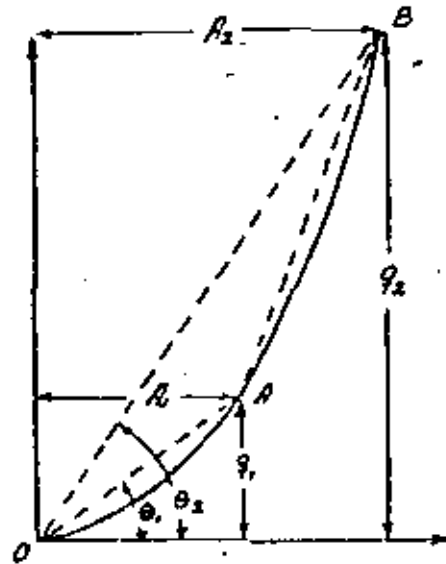


Fig. 6

Relación área-descarga típica para un cauce y su influencia en la celeridad de la onda.

Definiendo la Ley de Seddon como:

$$u = \frac{dq}{dA} = \frac{1}{B} \frac{dq}{dy} \quad (3)$$

Y a partir de la fórmula de Chézy para flujo en un canal muy ancho (suponiendo la profundidad igual al radio hidráulico).

$$v = Cy^{\frac{1}{2}} s^{\frac{1}{2}}$$

y: $q = Av = vBy = CBy^{\frac{3}{2}} s^{\frac{1}{2}}$

donde s es la pendiente de la superficie del agua. Diferenciando esta ecuación se obtiene:

$$\frac{dq}{dy} = \frac{3}{2} CBy^{\frac{1}{2}} s^{\frac{1}{2}} = \frac{3}{2} Bv$$

Sustituyendo este valor en la ecuación (3) se obtiene:

$$u = \frac{3v}{2} \quad (4)$$

La relación obtenida entre la velocidad del agua y la velocidad de la onda depende desde luego de la forma del canal y de la fórmula de flujo utilizada. Los valores de la tabla 2 se pueden ser utilizados como guías para estimar la velocidad de una onda.

TABLA 2.- RELACION TEORICA ENTRE LA CELERIDAD DE UNA ONDA Y LA VELOCIDAD DEL AGUA PARA SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS.

Forma	Manning	Chézy
Triangular	1.33	1.25
Rectangular muy ancha	1.67	1.50
Parábola muy amplia	1.44	1.33

En la Fig. 7 se muestra una segunda clase de ondas. Esta es una onda abrupta, y la figura muestra las condiciones un segundo después de que se ha abierto la compuerta instantáneamente.

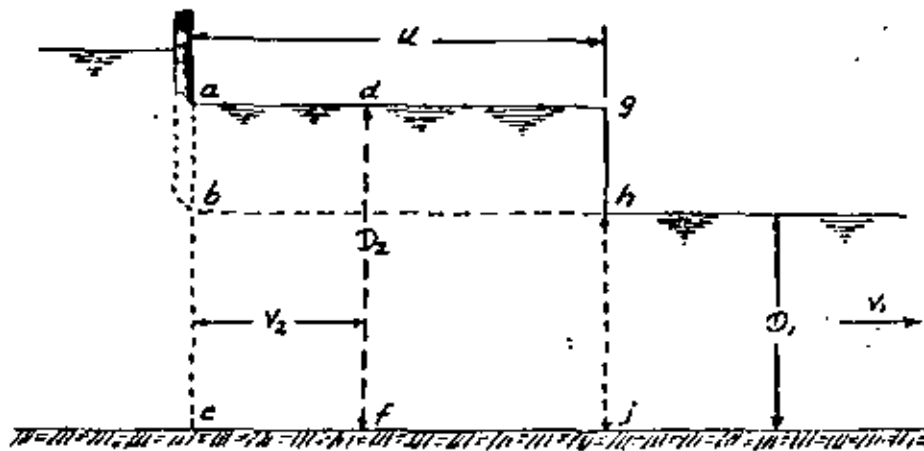


Fig. 7

Esquema de definición para el análisis de una onda abrupta de translación

El volumen de agua que entra al canal en ese intervalo es $q_2 = A_2 v_2$ (área acfd). El aumento del volumen abhg es:

$$q_2 - q_1 = u(A_2 - A_1)$$

sustituyendo $Av = q$ resulta:

$$v_2 = \frac{(A_1 v_1 + A_2 u - A_1 u)}{A_2} \quad (5)$$

El volumen dfjg ha sido acelerado de v_1 a v_2 por la fuerza F:

$$F = \frac{W}{g}(v_2 - v_1) = \frac{(u - v_2)(v_2 - v_1)A_2 W}{g} \quad (6)$$

w es el peso específico del agua. Puesto que F es también la diferencia de presiones sobre A_1 y A_2 .

$$F = wA_2 \bar{y}_2 - wA_1 \bar{y}_1 \quad (7)$$

donde \bar{y} es la profundidad al centro de gravedad de la sección. Igualando las ecuaciones (6) y (7), insertando v_2 en la ecuación y resolviendo para u se obtiene:

$$u = v_1 \pm \sqrt{g \frac{A_2 \bar{y}_2 - A_1 \bar{y}_1}{A_1 (1 - A_1/A_2)}} \quad (8)$$

en un canal rectangular de ancho unitario se puede sustituir $D=A$ y $D/2 = \bar{y}$.

Por lo tanto:

$$u = v_1 \pm \sqrt{\frac{gD_2}{2D_1} (D_2 + D_1)} \quad (9)$$

y para ondas de pequeña altura respecto a la profundidad del canal, $D_1 \approx D_2$ y

$$u = v_1 \pm \sqrt{gD} \quad (10)$$

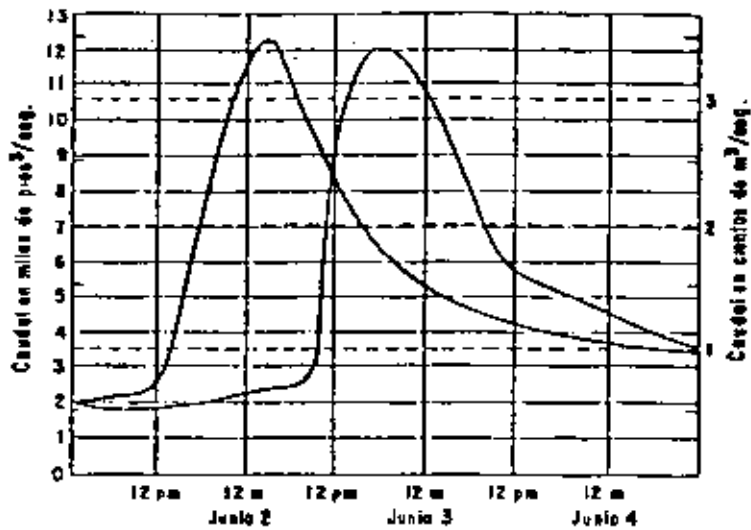
la ecuación (8) es una ecuación general aplicable a cualquier canal. La ecuación (9) se aplica solamente a canales rectangulares y la ecuación (10) a ondas de pequeña amplitud en canales rectangulares. Las ondas abruptas de transición se presentan bajo la forma de ondas de marea en muchos estuarios, como oleaje en canales de plantas hidráulicas, como ondas de marea en lagos y en ocasiones como ondas de avenida en ríos provenientes de tormen

tas de poca extensión y gran intensidad pluvial. El examen de las ecuaciones (3) y (10) muestra que las velocidades de las dos clases de onda consideradas son aparentemente independientes la una de la otra. En el primer caso, la onda se puede propagar en cualquier dirección, mientras que en el segundo solamente puede viajar aguas abajo.

Lighthill y Whithman han llamado a las primeras ondas cinemáticas, mientras que aquellas que dependen de la influencia de la inercia se llaman dinámicas.

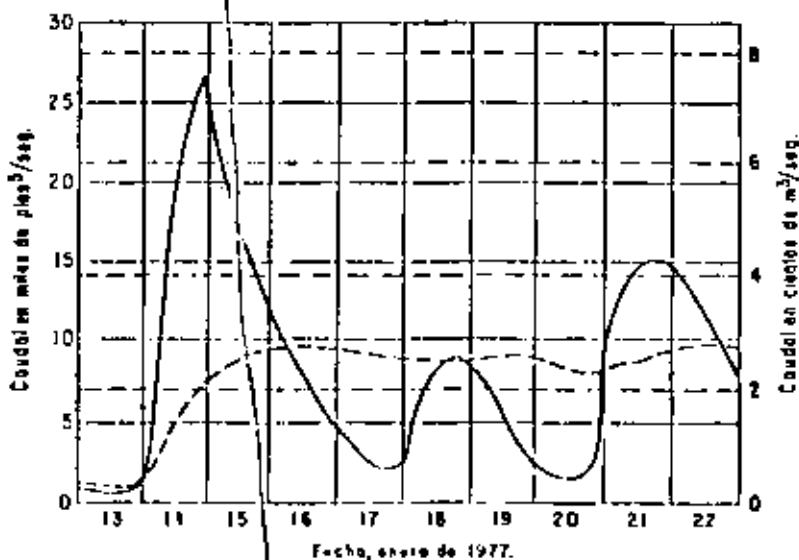
Las ecuaciones desarrolladas anteriormente, han sido comprobadas por medio de experimentos controlados en canales de laboratorio con secciones transversales uniformes. También se han efectuado verificaciones razonables en canales naturales, la ecuación (10) da buenos resultados estimativos de la velocidad de ondas de impulso en canales con aguas estables.

Las ondas naturales de avenida son, generalmente, intermedias entre la translación y el almacenamiento puro que ocurre en embalses amplios y en lagos. La figura 8 muestra un ejemplo de una onda de avenida que se mueve con casi pura translación, o sea, con muy poco cambio en su forma. La fig. 9 ilustra las grandes modificaciones que pueden ocurrir cuando una onda de avenida se propaga a través de un embalse en el cual la descarga es una función de la cantidad de agua almacenada. Las fuerzas de cantidad de movimiento predominan en ondas de translación pura, y esas ondas tienen bases de tiempo relativamente cortas comparadas con las dimensiones del sistema en el cual se mueven. La mayoría de las ondas naturales de avenidas se mueven bajo control de la fricción y tienen bases de tiempo



Ejemplo del movimiento de una onda de traslación.

FIGURA 8



Reducción del caudal debido al almacenamiento en un embalse amortiguador.

FIGURA 9

que exceden considerablemente las dimensiones del sistema del-cauce.

ECUACION DE TRANSITO DE AVENIDA

La ley fundamental del flujo turbulento se basa en los principios de conservación de la materia y conservación de la energía. Puede expresarse mediante las dos siguientes ecuaciones diferenciales parciales:

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V^2}{C^2 R} = 0 \quad (11)$$

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (12)$$

donde:

H - Es la elevación de la superficie del agua.

V - La velocidad del flujo.

A - Es el área de la sección transversal.

B - Es el ancho de la superficie.

g - Es la aceleración de la gravedad.

C - Es el coeficiente de rugosidad de "Chézy".

R - Es el radio hidráulico.

x - Es la distancia a lo largo del canal.

t - Es el tiempo.

En la ecuación (11) los términos representan siguiendo el orden: la escala, la velocidad crítica, la aceleración crítica y la fricción en la plantilla. En la ecuación (12) los térmi-

nos representan: almacenamiento del vaso, la cuña de presión y el nivel de elevación. Se puede desarrollar un método numérico de soluciones reemplazando las derivadas por diferencias finitas. Independientemente de la relación que se hace de la energía, representada en la ecuación (11) se han desarrollado muchos procedimientos del ciclo de almacenaje basados en la ecuación (12). Tienen aplicaciones generales y dan resultados relativamente aceptables.

Con la ecuación (11) pueden llevarse a cabo métodos teóricamente más aceptables, pero tienen la desventaja de ser demasiado complejos. Otros métodos, llamados de retraso, basados en la distribución en el tiempo de los valores promedio del flujo de entrada. Algunos otros métodos empíricamente desarrollados son utilizados para fines de pronóstico.

Máquinas mecánicas y electrónicas, utilizan varias ecuaciones matemáticas o relaciones, dando resultados satisfactorios en su uso. Se han desarrollado también, métodos matemáticos complejos y con principios hidráulicos, tales como el método de características y el método de analógico digital. En general, estos métodos trabajan bajo el supuesto de canales de flujo uniforme, y consecuentemente son imprácticos cuando se aplican a canales de flujo turbulento.

Con simplificaciones y la ayuda de computadoras digitales puede lograrse su aplicación a problemas prácticos. Estos métodos, sin embargo, son generalmente parte del tema de la Hidráulica.

MÉTODOS DE TRANSITO

Antes de la selección del método de tránsito es de primordial importancia la elección del "periodo de tránsito" adecuado. Este es el intervalo de tiempo en el cual están representadas las ordenadas del hidrograma utilizado. El periodo debe ser lo suficientemente corto para definir el hidrograma adecuadamente.

Teóricamente debería ser igual o un poco más corto que el tiempo de recorrido del flujo a través del cauce. Además, el periodo debe ser lo suficientemente corto, para que el hidrograma se aproxime a una línea recta.

1.- EL METODO DE PULS.

Este método asume relaciones invariables de almacenamiento-descarga y no considera la variable pendiente, que ocurre durante una descarga. Aún cuando da buenos resultados en ciclos de almacenamiento (depósitos); en ciclos de canal abierto da aproximaciones muy poco confiables. El método es presentado aquí, como un medio para dar a conocer las bases, a partir de las cuales se han desarrollado métodos más complejos.

En un periodo de tiempo dado, la diferencia entre flujo de entrada y el de salida es igual al cambio en almacenamiento:

$$I - O = S \quad (13)$$

o expresado en intervalos finitos de tiempo:

$$\frac{(I_1 + I_2) t}{2} - \frac{(O_1 + O_2) t}{2} = S_2 - S_1 \quad (14)$$

donde:

Los subíndices indican los periodos de operación

I - Valores del flujo de entrada

O - Valores del flujo de salida

S - Almacenaje.

Todo esto, es al inicio de los periodos de operación indicados.- ordenando la ecuación de manera que todos los valores conocidos, queden a la izquierda, la expresión queda de la siguiente forma:

$$\frac{1}{2}(I_1 + I_2) \Delta t + S_1 - \frac{1}{2} O_1 \Delta t = S_2 + \frac{1}{2} O_2 \Delta t \quad (15)$$

El tránsito es realizado por la sustitución de los valores conocidos, en la ecuación anterior para obtener $S_2 + 0.5 O_2 \Delta t$.- Luego O_2 se obtiene de la relación entre O_2 y $S_2 + 0.5 O_2 \Delta t$

La figura 10 muestra la curva de almacenaje obtenida por cualquiera de los dos métodos descritos anteriormente. Esta figura muestra también las curvas $S - 0.5 O \Delta t$ y $S + 0.5 O \Delta t$, que se obtienen; la primera restando, y la segunda sumando $\frac{1}{2}$ del valor de $O \Delta t$ a la abscisa de la curva de almacenamiento. Al principio del periodo los valores conocidos son los flujos de entrada de los periodos 1 y 2 y el flujo de salida para el periodo 1. Se pide determinar el flujo de salida para el periodo 2. Basándonos en la tabla 3, los pasos son los siguientes:

TABLA 3
METODO DE PULS

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
PERIODO DEL TRANSITO, DIAS	I_1 , m^3/s	$(I_1+I_2)/2$, m^3/s	O , m^3/s	$S-\frac{1}{2}O \Delta t$, dsm	$S+\frac{1}{2}O \Delta t$, dsm
1	93	115	85	0	115
2	137	172	103	12	184
3	208	264	143	41	305
4	320	381	206	99	480
5	442	494	288	192	686
6	546	588	373	313	901
7	630	654	456	445	1,099
8	678	684	527	572	1,256
9	691	692	582	674	1,366
10	692	688	621	745	1,433
11	684	678	644	789	1,467
12	671	664	656	811	1,475
13	657	648	658	817	1,465
14	638	624	655	810	1,434
15	609	594	645	789	1,383
16	577	556	626	757	1,313
17	534	509	602	711	1,220
18	484	455	569	651	1,106
19	426	396	529	577	973
20	366	332	482	491	823
21	298	266	427	396	662
22	235	209	364	298	507
23	183	160	299	208	368
24	137	120	237	131	251
25	103	92	179	72	164
26	81		131		

- 1.- Calcular $0.5 (I_1 + I_2)$ en la columna 3.
- 2.- De la curva $S - 0.5 O_1 \Delta t$, conociendo el valor de $S_1 - 0.5 O_1 \Delta t$, correspondiente a un valor dado de O_1 . Por ejemplo, $S_1 - 0.5 O_1 \Delta t = 0$ en la columna 5 con $O_1 = 85$ en la columna 4.
- 3.- Calcular $S_2 + \frac{1}{2} O_2 \Delta t$ en la columna 6, agregando el valor correspondiente de la columna 3, al de la columna 5. Por ejemplo: $115 + 0 = 115$
- 4.- De la curva $S + (\frac{1}{2}) O_2 \Delta t$, tomar el valor de O_2 que corresponda al de $S_2 + (\frac{1}{2}) O_2 \Delta t$. Por ejemplo, $O_2 = 103$, para $S_2 + (\frac{1}{2}) O_2 \Delta t = 115$
- 5.- Determinar $S_1 - (\frac{1}{2}) O_1 \Delta t$, o realmente $S_2 - (\frac{1}{2}) O_2 \Delta t$, para el próximo periodo del tránsito por sustitución de O_2 en $O_2 + (\frac{1}{2}) O_2 \Delta t$ o bien obteniendo la curva $S - (\frac{1}{2}) O_2 \Delta t$ para un valor O_2 . Por ejemplo, $S_2 - (\frac{1}{2}) O_2 \Delta t = 12$ para $O_2 = 103$, o sea $115 - 103 = 12$.

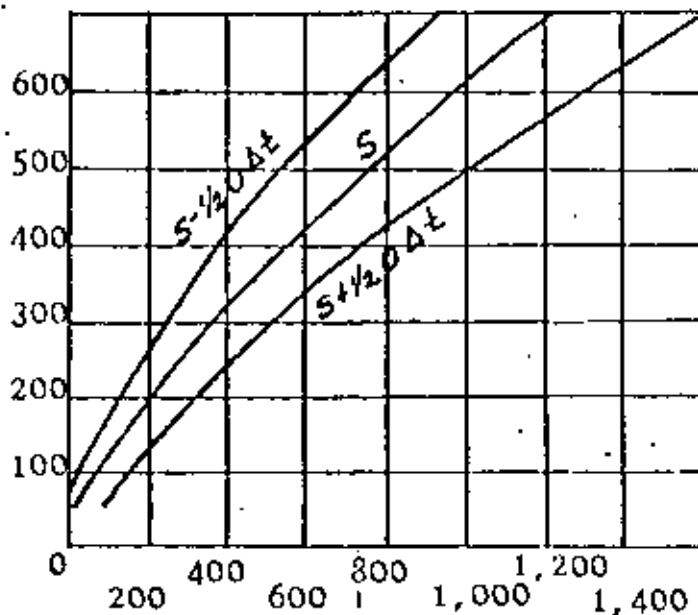


Fig. 10

Curvas por el método de Puls.

Para obtener O_3 para el periodo 3, se repiten los pasos 1 a 5, y así sucesivamente.

El procedimiento anterior es el método original de Puls. Fue desarrollado por L. G. Puls de la Asociación de Ingenieros Militares del Distrito de Chattanooga. Existe un modelo de Puls modificado, en este modelo se requieren la construcción de solamente dos curvas: S y la curva $S + (\frac{1}{2}) O \Delta t$. Para un flujo de salida inicial O_1 , el almacenamiento S_1 se obtiene de la curva S y puede determinarse con $S_1 - (\frac{1}{2}) O_1 \Delta t$.

De acuerdo a la ecuación (15) el flujo de entrada más la cantidad $S_1 + (\frac{1}{2}) O_1 \Delta t$ nos da la cantidad $S_2 + (\frac{1}{2}) O_2 \Delta t$. Así pues, el flujo de salida O_2 correspondiente a $S_2 + (\frac{1}{2}) O_2 \Delta t$ puede obtenerse de la curva $S + (\frac{1}{2}) O \Delta t$.

EL METODO DE COEFICIENTE.

Este método del coeficiente asume que el almacenamiento es directamente proporcional al flujo de salida, o sea:

$$S_2 - S_1 = K (O_2 - O_1) \quad (16)$$

De la ecuación (14):

$$\frac{1}{2} (I_1 + I_2) \Delta t - \frac{1}{2} (O_1 + O_2) \Delta t = K(O_2 - O_1) \quad (17)$$

o bien
$$O_2 = O_1 + C(I_1 - O_1) + (\frac{1}{2})C (I_2 - I_1) \quad (18)$$

donde:
$$C = \frac{\Delta t}{K + 0.5 \Delta t} \quad (19)$$

y K es una constante igual al recíproco de la pendiente de la curva de almacenamiento. Se usa como constante o bien como una función variable, del flujo de salida.

Cuando K es usada como variable, pueden dibujarse curvas derivadas de C y $(\frac{1}{2})$ como función del flujo de salida.

Los valores asignados de C y $(\frac{1}{2})$ son obtenidos de las curvas para cada paso del método correspondiente al valor del flujo de salida en el periodo considerado.

1.- METODO DE MUSKINGUM

3

Este método fué desarrollado por G.T. McCarthy y otros, en conexión con estudios del proyecto en control de avenidas del Distrito de conservación Muskingum del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los E.U.A. en 1934-1935. El método envuelve el concepto de cuña y almacenamiento prismático (Fig. 11).

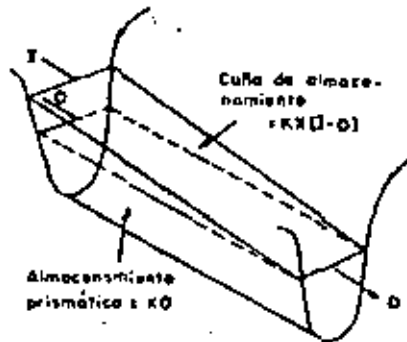


FIG. 11. Prisma y cuña de almacenamiento para un canal.

El volumen almacenado puede ser relacionado con el flujo de salida con una función lineal simple, solamente cuando el flujo de entrada es igual al flujo de salida, esto es, cuando existe volumen constante. Durante el avance de la onda, sin embargo, la entrada excede de la salida, esto produce una cuña de almacenamiento; llamada almacenamiento de cuña. Recíprocamente, durante la recesión, la salida excede de la entrada, resultando una cuña negativa de almacenamiento. La cuña puede ser relacionada con la diferencia entre los valores instantáneos de las entradas y salidas. En la fig. 11 el almacenamiento de la cuña es representado por $KX(1-O)$. En adición, hay un almacenamiento prismático, o prima de almacenamiento, representado por KO . En esta expresión, K es un coeficiente y X un parámetro. El total del almacenamiento es el siguiente:

$$S = KO + KX(1 - O) \quad (20)$$

Esta es conocida como la ecuación de Muskingum. Usando subíndices

definidos anteriormente, la ecuación anterior puede ser escrita - como:

$$S_2 - S_1 = K [X(I_2 - I_1) + (1 - X)(O_2 - O_1)] \quad (21)$$

Combinando esta ecuación con la ecuación 14 y simplificando.

$$O_2 = C'_1 I_2 + C'_2 I_1 + C'_3 O_1 \quad (22)$$

donde:

$$C'_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (23)$$

$$C'_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (24)$$

$$C'_3 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (25)$$

Por una modificación algebraica, esta ecuación puede ser escrita - como:

$$O_2 = O_1 + C_1(I_1 - O_1) + C_2(I_2 - I_1) \quad (26)$$

donde:

$$C_1 = \frac{\Delta t}{K(1-X) + 0.5 \Delta t} \quad (27)$$

$$C_2 = \frac{0.5 \Delta t - KX}{K(1-X) + 0.5 \Delta t}$$

Por comodidad en tránsito, las curvas de C_1 y C_2 (como función de flujo de salida) pueden ser construidas para su uso, con K y X tomados como parámetros.

Dos métodos están disponibles para la obtención de X . El primero, proveniente de la determinación simultánea de K y X . Combinando -

la ecuación (20) con la ecuación (14) y resolviendo para K

$$K = \frac{0.5 t (I_2 + I_1) - (O_2 - O_1)}{X(I_2 - I_1) + (1 - X)(O_2 - O_1)} \quad (29)$$

Valores sucesivos del numerador (representan el incremento del volumen) y el denominador (representan el incremento de carga del flujo) son procesados para un flujo con valores conocidos de entrada y salida, asumiendo varios valores paramétricos de X. Los valores procesados de la acumulación del numerador y denominador, son dibujados, generalmente produciendo curvas de la forma de lazo.

Los valores asumidos de X, nos proporcionan unas gráficas como anteriormente se informó, de éstas, la que se asemeje más a una línea recta, es aceptada como el valor correcto de X. El recíproco de la pendiente de la línea recta, nos proporciona el valor de K.

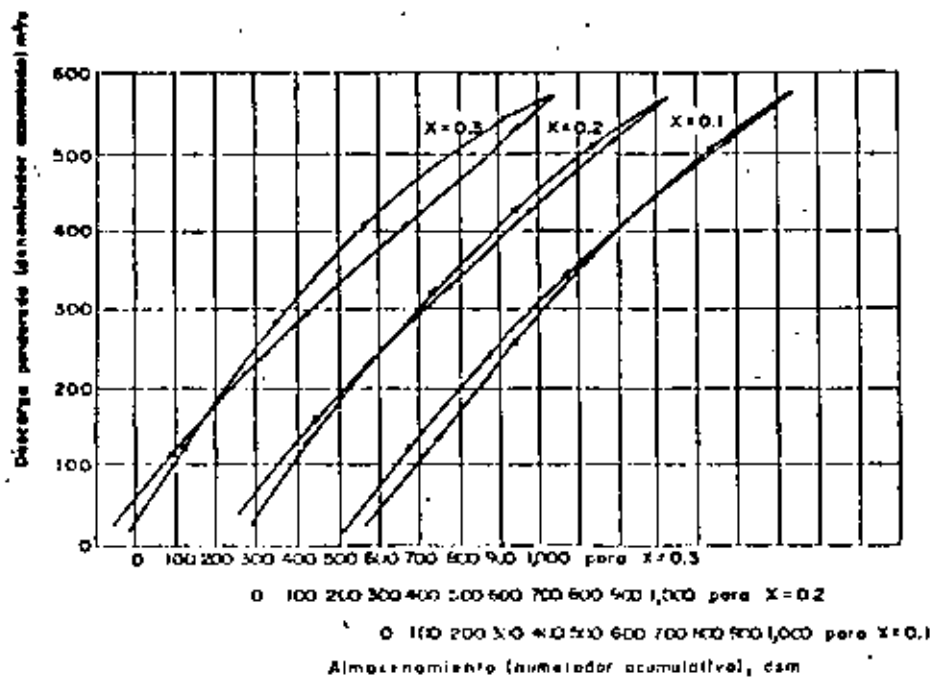


FIG. 12. Curvas "lazo" de almacenamiento. $\Delta t = 1 \text{ día}$.

La figura 12 ilustra el grupo de lazos determinados para los datos de la tabla 3. En este ejemplo, el valor 0.1 y 0.2 parece ser el adecuado. Un valor de $X = 0.15$ es por lo tanto asumido como correcto y el valor representante a K es aproximadamente 2.3.

La segunda aproximación asume un valor para K o varios valores para K (como una función del gasto de salida) determinando la pendiente de la curva de almacenamiento obtenida por el procedimiento descrito anteriormente. Algunos flujos con gastos de entrada y salida conocidos son entonces transitados, usando las ecuaciones (22) o (23) y asignando varios valores de X . El valor de X , que nos produzcan los hidrogramas de salida transitados semejantes a los hidrogramas reales, se supone que ese valor de X , es el mejor. El ajuste de K puede también ser requerido dando buenos resultados. Los resultados de modificar K y X y la relación de uno sobre otro, serán obtenidas a medida que se realicen los calculos.

Una consideración posterior en este método es el período de tránsito que se usa. Si las ordenadas del hidrograma están demasiado inadecuadas para definir el hidrograma, la curva de almacenaje estaría sesgada, lo cual afectará los valores obtenidos de X y K . Los mejores resultados son obtenidos cuando el período de tránsito no es menor que $2KX$ o mayor que K . En algunos casos los valores del período que exceden a K o menores que $2KX$ pueden ser usados con un grado mínimo de error. Sin embargo, es mejor guardar los períodos de tránsito dentro de este intervalo.

La tabla 4 ilustra el método de tránsito usando la ecuación -- (23). En el ejemplo, K y X son supuestos constantes; por lo tanto $C1$ y $C2$ son constantes a través del procedimiento. Los valores conocidos al inicio del tránsito constituyen el flujo de salida para el primer período transitado. El tránsito es explicado en los siguientes pasos:

Paso 1: Calcular $I_2 - I_1$ en la columna 3

TABLA NO. 4
 METODO DE MUSKINGUM
 CON $C_1 = 0.4$ Y $C_2 = 0.1$

Período del tránsito, días	I_1 , m^3/s	$I_2 - I_1$, m^3/s	$C_2(I_2 - I_1)$, m^3/s	$I_1 - O_1$, m^3/s	$C_1(I_1 - O_1)$, m^3/s	(4) + (6), m^3/s	O_1 , m^3/s
1	93	44	4.4	8	3.2	7.6	85
2	137	71	7.1	44	17.6	24.7	93
3	205	112	11.2	90	36.0	47.2	118
4	320	122	12.2	155	62.0	74.2	165
5	442	104	10.4	203	81.2	91.6	239
6	546	84	8.4	215	86.0	94.4	334
7	630	48	4.8	205	82.0	86.8	425
8	678	13	1.3	166	66.4	67.7	512
9	691	1	0.1	111	44.4	44.5	580
10	692	-8	-0.8	68	27.6	21.8	624
11	684	-13	-1.3	33	13.2	11.9	653
12	671	-14	-1.4	8	3.2	1.8	633
13	657	-19	-1.9	-11	-4.4	-6.3	668
14	638	-29	-2.9	-24	-9.6	-12.5	682
15	609	-32	-3.2	-40	-16.0	-19.2	649
16	577	-43	-4.3	-53	-21.3	-25.6	639
17	534	-50	-5.0	-70	-28.0	-33.0	604
18	484	-58	-5.8	-87	-34.8	-40.6	571
19	426	-60	-6.0	-104	-41.6	-47.6	539
20	366	-58	-5.8	-116	-46.4	-52.2	483
21	298	-63	-6.3	-132	-52.8	-59.1	439
22	235	-52	-5.2	-136	-54.4	-59.6	371
23	183	-46	-4.6	-131	-52.4	-57.0	344

Paso 2: Calcular $C_2(I_2 - I_1)$ en la columna 4

Paso 3: Calcular $I_1 - b_1$ en la columna 5

Paso 4: Calcular $C_1(I_1 - O_1)$ en la columna 6

Paso 5: Sumar la columna 4 y columna 6, el resultado en la columna 7.

Paso 6: Calcular O_2 en la columna 8 (=col. 7 + O_2 en la col. 8).

Repetir los pasos del 1 al 6 para períodos de tránsito subsecuentes. Graficando las curvas de almacenamiento tales como la representada en la figura 13 nos mostrará que: K o su pendiente es un punto sobre la curva más varía con el gasto de salida. Cuando esta variación es substancial, los coeficientes derivados en las ecuaciones (22) y (26) variarán por consiguiente.

La figura 13 muestra una gráfica de los K valores para $\lambda = 0.15$ derivados de las curvas de almacenamiento de la figura 12. Las curvas para C_1 y C_2 determinadas de esta curva K , usando un λ de 0.15 también son mostradas. De usar, valores de C_1 y C_2 para cada período de tránsito son leídos de las curvas correspondientes al flujo de salida Q . La tabla 5 ilustra los cálculos del tránsito.

El valor de λ usado es generalmente asumido como una constante. Aunque hay evidencia que λ puede variar, cualquier intento de considerar λ como una variable, es un refinamiento inadecuadamente necesario. Además al parecer no existe un método analítico para la determinación de la variación de λ .

Si un afluente importante desemboca en la corriente principal o en el cauce principal, esta corriente en diversos grados. Para esos casos donde la influencia es grande, el procedimiento de tránsito en intersecciones de corrientes será el usado. Donde la corriente tributaria es relativamente inafectada por la corriente principal,

TABLA NO. 5
 CALCULO DEL METODO DE MUSKINGUM
 CON COEFICIENTE VARIABLE

Período del tránsito días	I m^3/s	I_{2-1} m^3/s	C_2 m^3/s	$C_2(I_{2-1})$ m^3/s	O m^3/s	I_{1-0} m^3/s	C_1 m^3/s	$C_1(I_{1-0})$ m^3/s	O_{2-01} m^3/s
1	93	44	.23	10.1	85	8	.67	5.4	15.5
2	137	71	.22	15.6	101	36	.66	23.8	39.4
3	208	112	.20	22.4	140	68	.63	42.8	65.2
4	320	122	.16	19.5	205	115	.58	66.7	86.2
5	442	104	.12	12.5	291	151	.52	78.5	91.2
6	546	84	.09	7.6	382	164	.46	75.4	83.0
7	630	48	.08	3.8	465	165	.42	69.3	73.1
8	678	13	.07	0.9	538	140	.38	53.2	54.1
9	691	1	.05	0	592	99	.37	36.7	36.7
10	692	-8	.05	-0.4	629	63	.35	22.0	21.6
11	684	-13	.05	-0.7	651	33	.34	11.2	10.5
12	671	-14	.05	-0.7	661	10	.34	3.4	2.7
13	657	-19	.04	-0.8	664	-7	.34	-2.4	-3.2
14	638	-27	.05	-1.4	661	-23	.34	-7.8	-9.2
15	609	-32	.05	-1.6	652	-43	.34	-11.6	-16.2
16	577	-43	.05	-2.2	636	-59	.35	-20.6	-22.8
17	534	-50	.05	-2.5	613	-79	.36	-28.5	-31.0
18	484	-58	.06	-3.5	582	-98	.37	-36.2	-39.7
19	426	-60	.07	-4.2	542	-116	.38	-44.1	-48.3
20	366	-68	.07	-4.8	494	-128	.41	-52.5	-57.3
21	298	-63	.05	-5.0	437	-139	.43	-59.7	-64.7
22	235	-52	.10	-5.2	372	-137	.47	-61.4	-69.5

el tránsito puede ser realizado introduciendo una variable independiente en la ecuación (26) o bien en:

$$O_2 = O_1 + C_1(I_1 - O_1) + C_2(I_2 - I_1) + C_3(F_2 - F_1) \quad (31)$$

donde F_2 y F_1 son flujos tributarios para los periodos indicados por los subíndices, y C_3 es un coeficiente derivado de las siguientes expresiones, para el flujo tributario.

$$C = \frac{Z}{K(1-X) + 0.5 \Delta t} \quad (32)$$

donde Z representa la influencia del almacenamiento en el flujo tributario sobre la confluencia producida por la variación en dicho flujo.

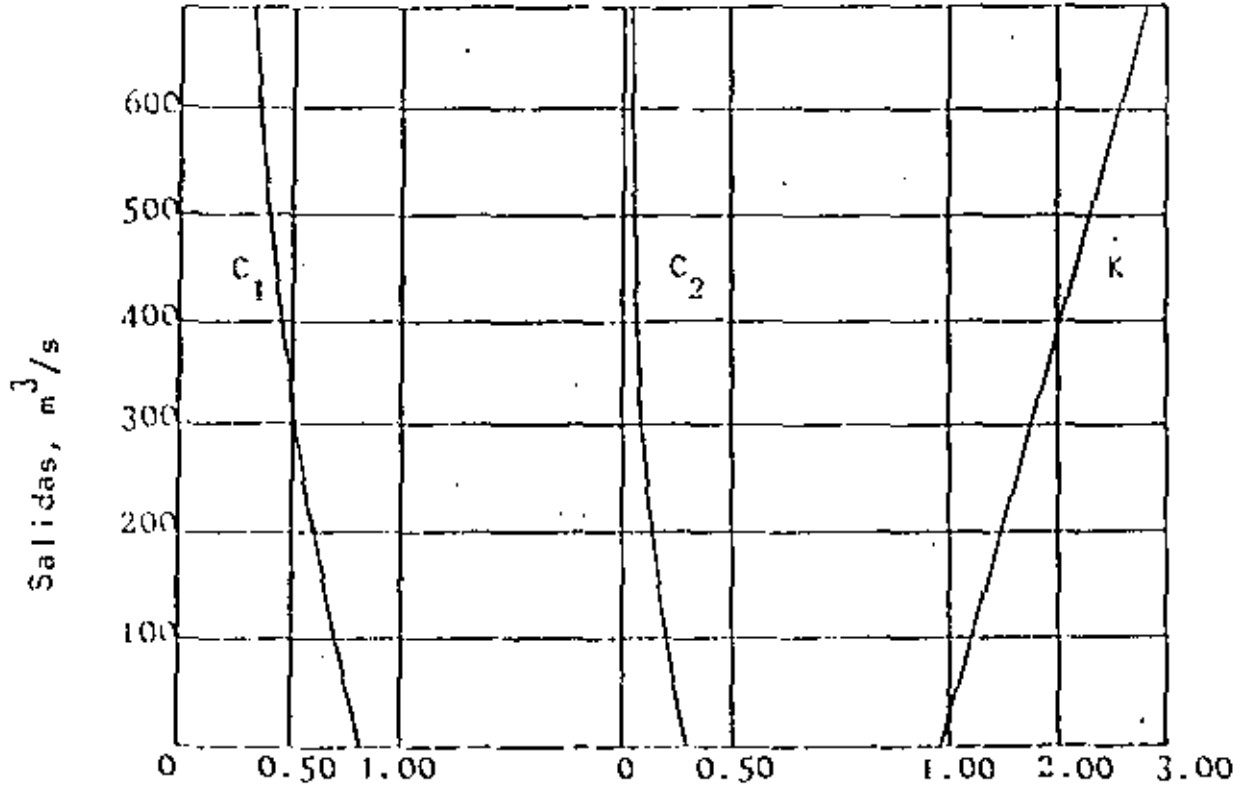
Si el periodo de tránsito es tomado igual a $2KX$, la ecuación (26) se transforma en :

$$O_2 = O_1 + \frac{\Delta t}{K} (I_1 - O_1) \quad (33)$$

Esta ecuación es teóricamente válida sólo cuando t , K y X están relacionadas como se establecieron anteriormente implicando K y X constantes. Sin embargo, esta expresión ha sido usada con resultados satisfactorios, considerando a K una variable siempre y cuando no se desvía mucho de la hipótesis inicial. Límites aceptables de dicha desviación pueden ser evaluados para transitos de flujos específicos.

El Método de Muskingum de ninguna forma es exacto en vista de que solamente unos pocos términos en las ecuaciones (11) y (12) son considerados en la derivación. Sin embargo, el método es aplicable para muchos propósitos particularmente en las etapas de planeación y diseño de control de avenidas o proyectos de propósito múltiples. Puede ser usado no solamente para transi-

to de hidrogramas de descarga, sino también para disminuir tránsitos. Por ejemplo, reducciones en el flujo natural resultante del control de las avenidas por el vaso de almacenamiento.



Valores de C₁ (Δ t = 1 día; X=0.15) Valores de K

Fig. 13 Coeficiente de tráfesoito Muskingum

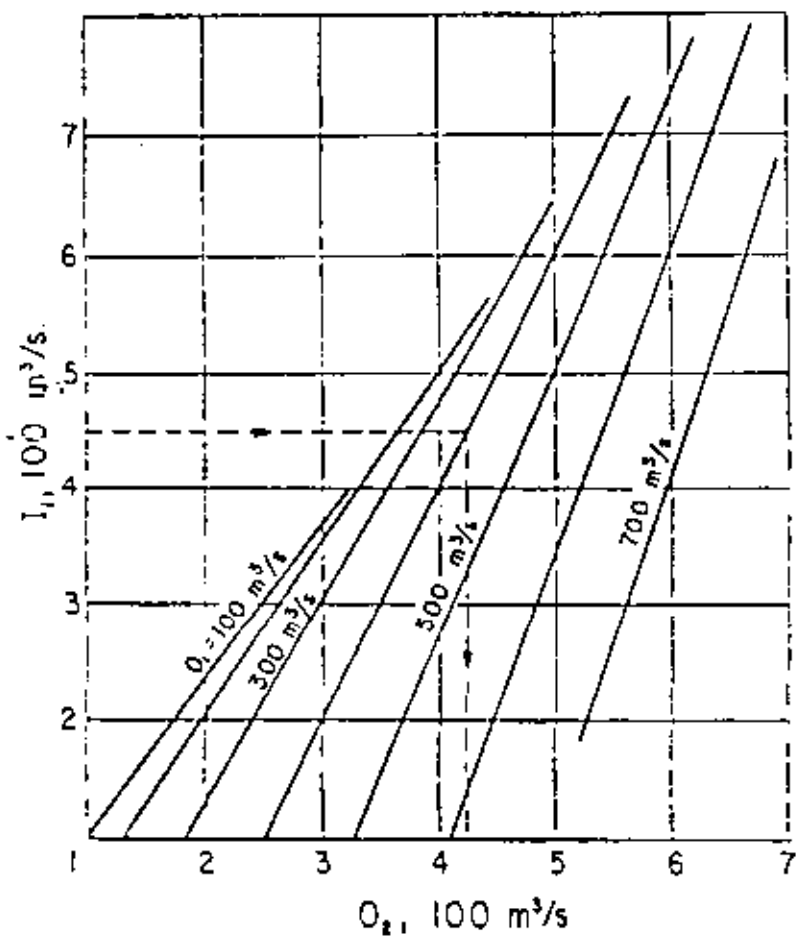


Figura 14 - Gráfico del tránsito por el método simplificado de Muskingum. $\Delta t = 1$ día.

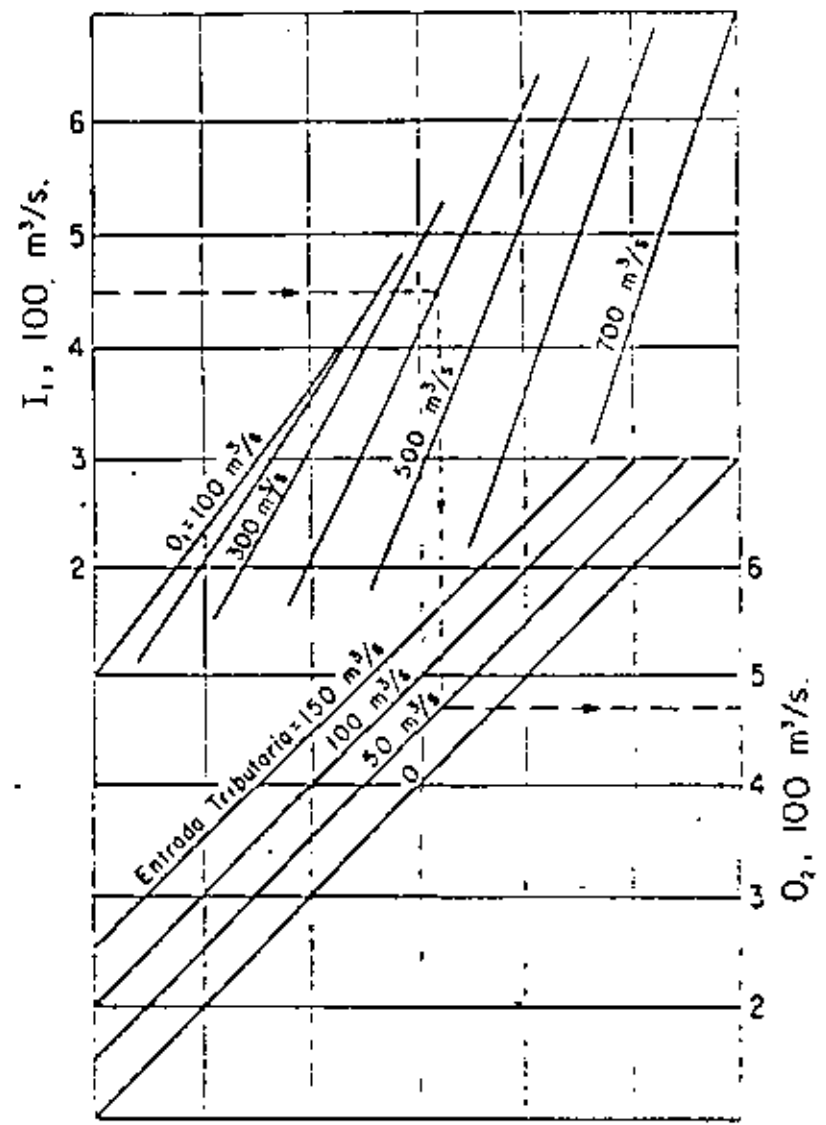


Figura 15 - Gráfico del tránsito con entrada tributaria. $\Delta t = 1$ día.

MÉTODOS GRÁFICOS

3

Los métodos gráficos de tránsito de avenidas son muchos. Dos importantes son discutidos más adelante.

1.- El método simplificado de Muskingum. Alguno de los métodos numéricos descritos anteriormente puede presentar ellos mismos soluciones gráficas. La preferencia de un método sobre otro puede, sin embargo, depender de cada individuo. Por ejemplo la ecuación (33) puede ser resuelta completamente de buena forma a través del uso del diagrama dado en la figura 14. El diagrama está desarrollado de los valores de la variable K dados en la figura 13. El tránsito es realizado entrando al diagrama con el gasto de entrada total para el inicio del periodo 1, moviéndose horizontalmente a el valor paramétrico del gasto de salida para el periodo 1, y descendiendo verticalmente para leer el valor del gasto de salida para el inicio del periodo 2. El ejemplo muestra un gasto de entrada de $450 \text{ m}^3/\text{s}$ y un gasto de salida de $400 \text{ m}^3/\text{s}$ para el periodo 1, produciendo un gasto de salida de $426 \text{ m}^3/\text{s}$ para el periodo 2. Este tipo de diagrama puede ser modificado después por la adición de uno o más parámetros representando contribución tributaria, contribución local aforada, etc. La figura 15 ilustra la solución gráfica de la figura 14 modificada por la adición de un tributario entrado al cauce. Esto es asumiendo que la influencia de el tributario sobre el flujo al final del cauce ha sido determinado empíricamente. Por ejemplo, con un gasto de entrada de $450 \text{ m}^3/\text{s}$ y un gasto de salida de $400 \text{ m}^3/\text{s}$ para el periodo 1, con una contribución de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ de el tributario

para el período 1, produciendo un gasto de salida para el período 2 de $480 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.- método de valores trabajando. Las ecuaciones (37) y (38) empleando el valor trabajando R, puede ser resuelto gráficamente con el uso de un brazo móvil, ajustado a una pendiente igual a $1/\Delta t$. Una curva empleada obtenida por graficar R-D contra D mostrada entonces está preparada la computación, usando las siguientes relaciones:

$$D = IX + (1-X)O \quad (34)$$

$$S = KD \quad (35)$$

$$y \quad R = S(1-X) + \frac{1}{2} \Delta t D \quad (36)$$

donde es una expresión general de las ecuaciones (37) y (38).

La figura 16 es una gráfica de la curva R-D para los valores de la variable K con un valor constante de 0.10 para X. La tabla "6" ilustra el procedimiento de tránsito como sigue:

Paso 1: Calcular el valor inicial de D (col. 4) de valores conocidos de I y O para el período 1, por ejemplo por la ecuación (34), $D = 93 (0.1) + 85 (0.9) = 86 \text{ m}^3/\text{s}$.

Paso 2: Calcular el promedio del gasto de entrada (col. 3) de los valores conocidos en la col. 2.

Paso 3: Ajustar la pendiente de un brazo móvil igual a $1/\Delta t$.

Paso 4: Ajustando el brazo móvil a intersectar a la curva en el valor calculado de $D = 86 \text{ m}^3/\text{s}$.

Paso 5: De la intersección de la pendiente del brazo con el eje de abscisas, la medida a una distancia igual a el promedio del gasto de entrada de 115 m³/s.

Paso 6: Una vertical de esos puntos a la curva da la ordenada $D = 120$ m³/s como mostrado en la col. 4.

Paso 7: Calcule los valores en las columnas 5 y 6.

Paso 8: Calcule el gasto de salida (= col.4-col.6; $0\ 120-2=118$ m³/s).

Continúe el cálculo para los periodos de tránsito subsecuentes, repitiendo los pasos 4 a 8 así sucesivamente.

$$F_1(1-X) + \frac{1}{2} \Delta t \quad D_1 = R_1 \quad (37)$$

$$F_2(1-X) + \frac{1}{2} \Delta t \quad D_2 = R_2 \quad (38)$$

TALSA 6.- CALCULO DEL PERIODO GRAFICO MEDIANTE EL METODO DE VALORES TRABAJANDO

(1) Periodo- del trán- to, días	(2) m ³ /s	(3) m ³ /s	(4) m ³ /s	(5) m ³ /s	(6) m ³ /s	(7) m ³ /s
1	93	115	86	85
2	137	172	120	17	2	118
3	208	264	175	33	4	171
4	320	381	244	76	8	236
5	442	494	327	115	13	314
6	546	588	415	131	15	390
7	630	654	481	150	17	464
8	678	689	538	140	16	522
9	691	691	578	113	13	555
10	692	688	606	86	10	596
11	684	678	625	59	7	618
12	671	664	636	35	44	632
13	657	648	640	17	2	638
14	638	623	642	-4	0	642
15	609		637	-28	-3	640





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

ANALISIS ESTADISTICO DE INFORMACION HIDROMETEOROLOGICA

ING. JAIME SANCHO Y CERVERA
/// MARZO DE 1979

Para el diseño de muchos de los aprovechamientos hidráulicos - se requiere de los valores máximos esperados de los gastos que puedan ocurrir en la corriente donde se ubiquen. Para la estimación de estos valores se requiere en todos los casos de alguna información, la cual dependerá generalmente del tipo de estructura que se diseñe, del método utilizado para el cálculo del valor y de la zona donde se ubique el proyecto, pues de esto último, dependerá en muchos casos la disponibilidad de información.

La información que generalmente se utiliza puede clasificarse en cuatro grupos, dependiendo básicamente de su origen.

- a) Climatológica.- Está constituida por registros disponibles de precipitación (horario, diaria, etc), temperatura, vientos, humedad, cartas sinópticas, trayectoria de huracanes, etc. Estos datos generalmente se publican en boletines y se captan a través de la red climatológica del SMN.
- b) Hidrométrica.- Lectura de escala, limnigrafos y aforos -- realizados en las estaciones hidrométricas existentes. Este tipo de datos también se publica en boletines y se captan en las redes hidrométricas de la SARH y CFE.
- c) Datos fisiográficos.- Información topográfica, áreas de cuencas, longitudes y pendientes de ríos, tipo de suelo, cobertura vegetal, etc. Datos que se obtienen de planos como los elaborados por DETENAL, SDN, Comisión Intersecretarial, etc.
- d) Datos generales.- Principalmente la información que pueda obtenerse de las avenidas históricas más importantes, de

los daños que han causado, niveles alcanzados, áreas inundadas, etc. Esta información generalmente se obtiene en el lugar y algunas veces a través de periódicos.

Toda la información utilizada cae dentro de alguna de estas categorías. La información requerida depende del método que se utilice para la obtención de los gastos o avenidas extremas, los métodos de cálculo pueden dividirse en tres grupos:

- a) Métodos basados en fórmulas empíricas.
- b) Métodos hidrometeorológicos.
- c) Métodos estadísticos.

En esta parte del curso nos ocuparemos exclusivamente del análisis estadístico de la precipitación y el escurrimiento.

Periodo de Retorno, Probabilidad de Ocurrencia y Riesgo.

El periodo de retorno T de un evento hidrológico de magnitud dada (Y) se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. Si un evento igual o mayor a Y ocurre una vez en T años, su probabilidad de recurrencia $P(Y)$ es igual a 1 en T casos, o sea que:

$$T = \frac{1}{P(Y)}$$

En general el T de un evento es igual a:

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

donde m número de orden; 1 la intensidad mayor; 2 la siguiente y n número de registros.

La definición de T_r permite el siguiente desglose de relaciones de probabilidades:

- La probabilidad de que Y ocurra en cualquier año.

$$P(Y) = 1/T$$

- La probabilidad de que Y no ocurra en cualquier año.

$$P(Y) = 1 - P(Y) = 1 - (1/T)$$

- La probabilidad de que Y no ocurra en n años sucesivos.

$$P(Y)^n = (1 - (1/T))^n$$

- La probabilidad conocida como de recurrencia o riesgo R , de que Y ocurra al menos una vez en n años sucesivos.

$$R = 1 - (1 - (1/T))^n$$

Si se considera que n sea la vida de diseño operacional de una obra, la ecuación permite determinar a partir de la asignación de un cierto riesgo de que la obra falle, el periodo de retorno de la misma. En la tabla se indican los periodos de retorno correspondientes a diversos niveles de riesgo y periodos de diseño.

Análisis de Precipitación Máxima.

El cálculo de gastos máximos por medio de la precipitación se hace en forma indirecta, requiriéndose primero obtener los valores de precipitación máxima y convirtiendo éstos en valores

TABLA

PERIODOS DE RETORNO ASOCIADOS CON DIVERSOS GRADOS DE RIESGO
Y VIDA DE DISEÑO ESPERADA

Riesgo %	Vida de diseño esperada, en años							
	2	5	10	15	20	25	50	100
95	1.29	2.22	3.86	5.52	7.18	8.85	17.2	33.9
90	1.46	2.71	4.86	7.03	9.19	11.4	22.2	43.9
75	2.00	4.13	7.73	11.0	14.9	18.6	36.6	72.6
50	3.41	7.73	14.9	22.1	29.4	36.6	72.6	145.0
40	4.44	10.3	20.1	29.9	39.7	49.5	98.4	196.8
30	6.12	14.5	28.5	42.6	56.5	70.6	140.7	281.
25	7.46	17.9	35.3	52.6	70.0	87.3	174.	348.
20	9.47	22.9	45.3	67.7	90.1	113.0	225.	449.
15	12.8	31.3	62.0	90.8	123.6	154.3	308.	616.
10	19.5	48.0	95.4	142.9	190.	238.	475.	950.
5	39.5	98.0	195.	292.9	390.	488	975.	1,950.
2	99.0	248.	495.	743.	990.	1,238.	2,475.	4,951.
1	199.5	498.	995.	1,492.	1,990.	2,488.	4,977.	9,953.

Fuente: R.M. G

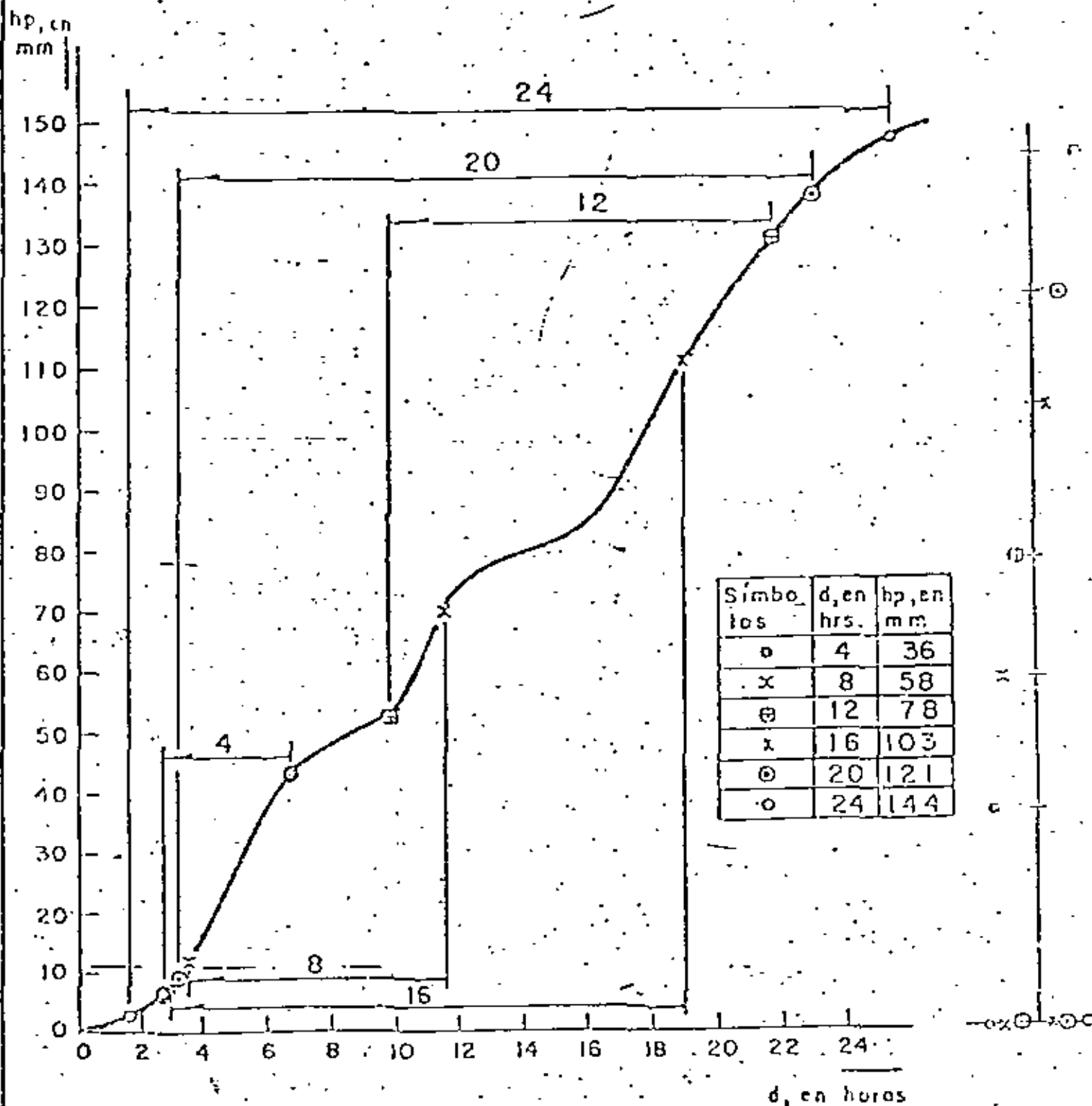


Fig. 4. Análisis de una curva masa para obtener los máximas variaciones de altura de lluvia en relación con diversos intervalos de duración de la misma

de gasto máximo a través del uso de modelos de precipitación-
caudal.³

La estimación de valores extremos es muy importante para la hidrología, en el caso de las precipitaciones destacan los análisis intensidad-duración-periodo de retorno y precipitación máxima en 24 hrs.

La única manera de acotar el evento de diseño de una estructura hidráulica, cuando el análisis se apoya en los registros de lluvias, es a través del conocimiento de la variación de las características de las tormentas en relación con su periodo de retorno.

Dado que los pluviógrafos registran en forma continua la variación de la altura de lluvia respecto al tiempo, son sus registros los que permiten realizar un análisis más completo del comportamiento del fenómeno deduciéndolo por medio de las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno. Si se observa un registro de pluviógrafo, como éste es continuo, existen múltiples combinaciones para asociar la altura de lluvia con una cierta duración que son valores directos. Una manera de proceder es considerar sólo las características finales de las tormentas, relacionando su altura de lluvia total con su duración total.

Esto implica perder información, pues no se valúa la variación existente entre estas variables durante un proceso de lluvia. Conforme aumenta el número de años de registro, la pérdida de información disminuye. Con este criterio, para un

utilizar la información obtenida se requiere agrupar las alturas en base a duraciones constantes. Para ello, se seleccionan intervalos de duración de lluvia constante, considerando representativos de cada uno de ellos, su duración media. De esta manera, se tendrá para cada duración característica un grupo de alturas de lluvia.

Otra forma de análisis de los registros de lluvia correspondientes, es valuando la máxima variación de la altura de lluvia respecto a un intervalo de duración constante. Para esto, se requiere conocer la curva masa de cada tormenta que se esté estudiando. Conocida la curva masa, en un papel transparente se hacen divisiones verticales de las duraciones que se estén analizando, generalmente múltiplos de un cierto intervalo de tiempo. Así se procede a superponer el papel transparente en la curva masa de la tormenta que se esté analizando, y desplazando el origen de las abscisas, se determina el máximo incremento de altura de lluvia, teniendo un cierto intervalo de tiempo como en la figura 4.

De esta manera, se obtienen las condiciones más críticas de altura de lluvia-duración para cada tormenta. Obsérvese que en este caso, terminando el proceso de análisis, se dispone de grupos de altura de lluvia para duraciones constantes.

Conocidas las características de las lluvias más desfavorables, se puede utilizar el criterio que a continuación se desarrolla para obtener las curvas de altura o intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno. Para esto, como para cada duración de lluvia se dispone de un grupo de intensidades-

i , o de alturas de lluvia, h_p , éstas deberán ordenarse en forma decreciente para asignarle su periodo de retorno T .

Para valuar las curvas de intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno, se requiere obtener la ecuación de mejor ajuste entre los diversos grupos de valores de intensidad de lluvia, su duración y sus periodos de retorno. Para plantear el tipo de ecuación más conveniente, cabe indicar que el tipo de ecuación general más usual corresponde a la forma:

$$i = \frac{KT^h}{d^g}$$

donde:

K , h y g son parámetros
 d la duración de la lluvia
 i su intensidad
 T periodo de retorno

Tomando logaritmos a esta ecuación, se obtiene que:

$$\log i = \log K + h \log T - g \log d$$

y transformando, esta ecuación puede escribirse como:

$$y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$$

donde:

$$\log i = y, \log T = X_1, \log d = X_2$$

$$a_0 = \log K, a_1 = h, a_2 = -g$$

En la ecuación se requieren valuar los parámetros a_0 , a_1 y a_2 de tal manera que la suma de los errores al cuadrado sea mínima. Para ello se debe resolver el siguiente sistema de

ecuaciones:

$$\begin{vmatrix} N & X_{1i} & X_{2i} \\ X_{1i} & X_{1i}^2 & X_{1i}X_{2i} \\ X_{2i} & X_{1i}X_{2i} & X_{2i}^2 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} Y_i \\ Y_{1i} Y_i \\ X_{2i} Y_i \end{vmatrix}$$

donde N es el número de grupos de valores (X_1, X_2, X_3, Y) , y las sumas son desde $i = 1$ hasta $i = N$.

Un caso particular del análisis visto anteriormente es la determinación de la variación de las alturas de lluvia máximas anuales en 24 horas en relación con el periodo de retorno. Este tipo de análisis se usa con información de estaciones climatológicas con pluviómetros lo cual dada su mayor densidad respecto a las pluviográficas, permite ajustar las tormentas.

Una vez recabada la información de la estación climatológica en estudio, los valores de altura de precipitación máxima anual con duración de 24 horas se ordenan de mayor a menor y se deducen sus periodos de retorno correspondientes.

Con lo anterior se plantea una ecuación del tipo

$$h_p = a + b \log T$$

dónde:

a, b parámetros de ajuste

h_p altura de lluvia máxima anual, en 24 horas, en mm.

T periodo de retorno, en años

De esta manera, es posible conocer en cada estación con pluviómetro su altura de lluvia para un periodo de retorno cua-

lesquiera y por ende su distribución en el área de estudio, a través de su plano de isoyetas.

Otro análisis estadístico en el que interviene la precipitación es la obtención de Precipitación Máxima Probable (PMP) - para lo que se utiliza el método de Hersfield. Los procedimientos estadísticos para estimar la PMP requieren sólo de datos de precipitación, ya sea deducidas a través de pluviómetros, en cuyo caso el intervalo de tiempo a considerar será múltiplo de 24 horas o bien de pluviógrafos, los cuales permiten conocer la distribución de la PMP en el tiempo. El análisis estadístico proporciona valores puntuales, mismos que se pueden generalizar a la cuenca en estudio a través de mapas de isoyetas. Este procedimiento se recomienda utilizarlo en cuencas menores de los 1 500 Km², aunque en algunos casos se puede usar para áreas mucho mayores (5 000 Km²), teniendo en cuenta el error que se puede cometer, ya que en un momento dado una tormenta puede no cubrir simultáneamente la totalidad del área en análisis. Este procedimiento se recomienda utilizarlo cuando sólo se disponen de los datos antes mencionados o bien en una primera aproximación, dada su facilidad y rapidez de aplicación.

El procedimiento está basado en la ecuación general de frecuencia:

$$Y_F = \bar{Y}_n + K S_n$$

donde: Y_F precipitación para un periodo de retorno.
 \bar{Y}_n media de una serie de n máximos anuales de precipitación.

S_n desviación estándar de una serie de n máximos anuales de precipitación.

Si el máximo observado de precipitación Y_m sustituye a \bar{Y}_n y K_m reemplaza a K , K_m es el número de desviaciones estándar que debe ser agregado a \bar{Y}_n para obtener Y_m , o sea:

$$Y_m = \bar{Y}_n + K_m S_n$$

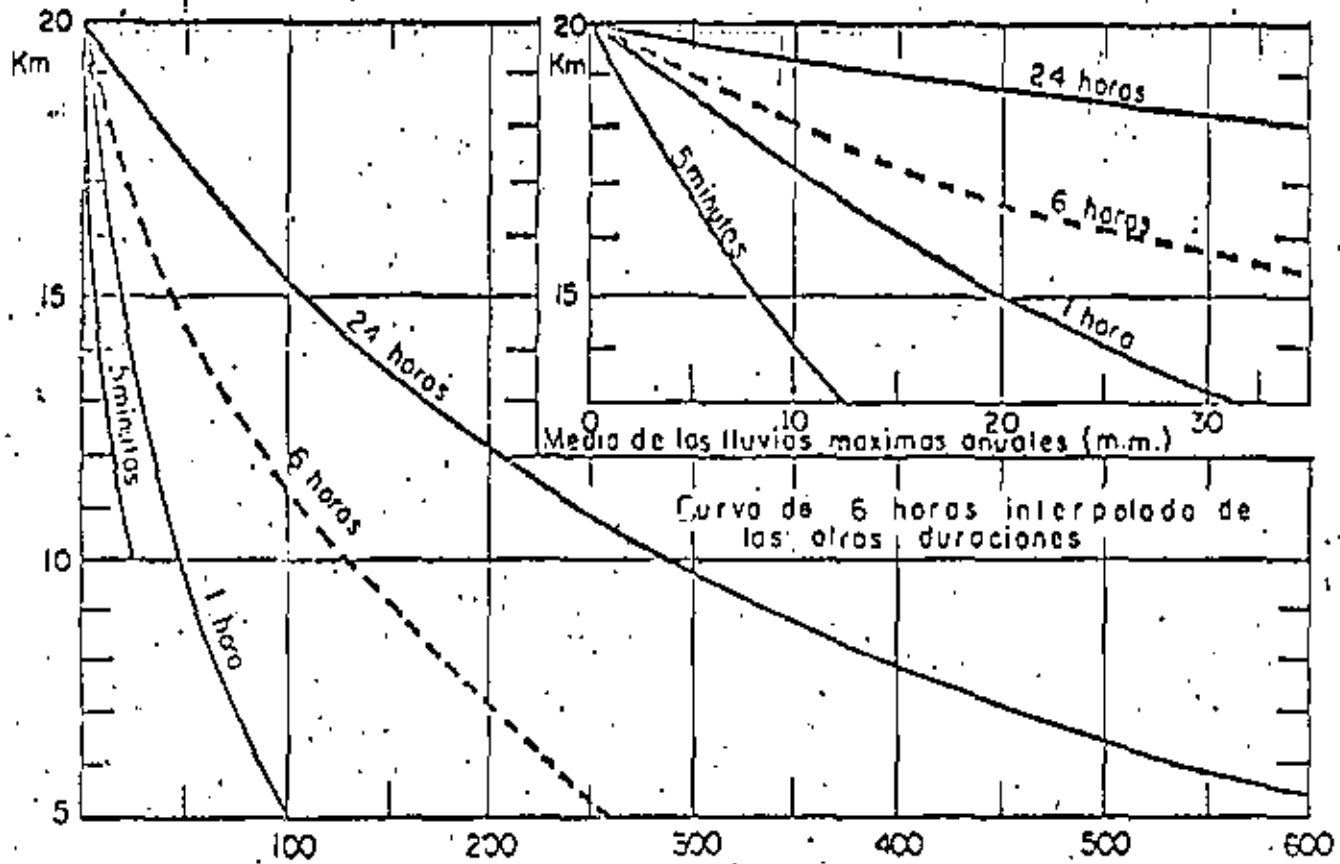
Dependiendo del número de años de registro de una estación, el valor de Y_m debería tender al valor de PMP. De acuerdo con la ecuación, el valor de PMP se puede calcular a partir de las características de la muestra de los valores máximos anuales de precipitación (previos ajustes como se verá a continuación) y el valor de K_m . Este factor varía de acuerdo con la duración de la lluvia que se esté analizando y la lluvia media anual según la figura siguiente.

Las características de la muestra en análisis, \bar{Y}_n y S_n deben ajustarse de acuerdo con el máximo evento observado, el tamaño de la muestra y por el intervalo de observación.

Ajuste de \bar{Y}_n y S_n por el máximo evento observado.

Cantidades extremas de precipitación de magnitud u ocurrencia rara pueden tener un apreciable efecto sobre la media (\bar{Y}_n) y la desviación estándar (S_n) de las series anuales. La magnitud del efecto es menor para registros largos que para los cortos.

En la figura siguiente (a) y (b) se muestra el ajuste que requiere \bar{Y}_n y S_n de acuerdo con el máximo evento observado. En



MEDIA DE LAS LLUVIAS MAXIMAS ANUALES
(m.m.)

FIG. 5.1 VARIACION DE Km. DE ACUERDO CON LAS CARACTERISTICAS DE LA LLUVIA

esas figuras Y_{n-m} y S_{n-m} se refieren, respectivamente, a la media y a la desviación estándar de las series anuales calculadas después de excluir el máximo evento para las series.

Ajuste de Y_n y S_n por el tamaño de la muestra.

En la figura siguiente se muestran los ajustes que deben hacerse a Y_n y S_n por la longitud de registro.

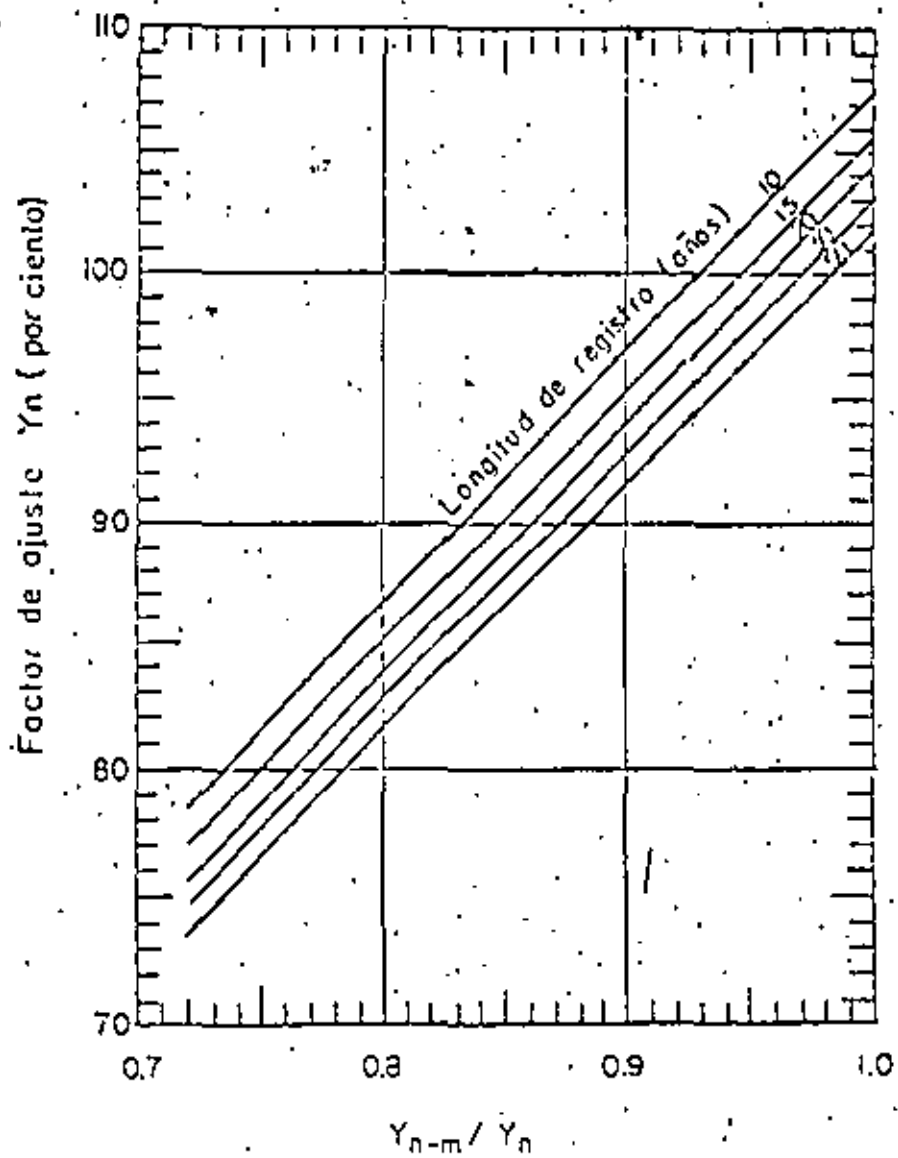
Ajuste por intervalos fijos de observación.

Estudio de miles estaciones-año de datos de lluvia, indican que los resultados de un análisis de frecuencia de cantidades máximas de lluvia, para un intervalo fijo de cualquier duración de 1 a 24 horas, multiplicado por 1.13 darán valores más apropiados a aquellos que se obtuvieron a partir de un análisis basado en la máxima verdadera. De aquí que, los valores PMP deducidos por el procedimiento estadístico, deben multiplicarse por 1.13 si los datos para intervalos fijos son usados al calcular las series anuales.

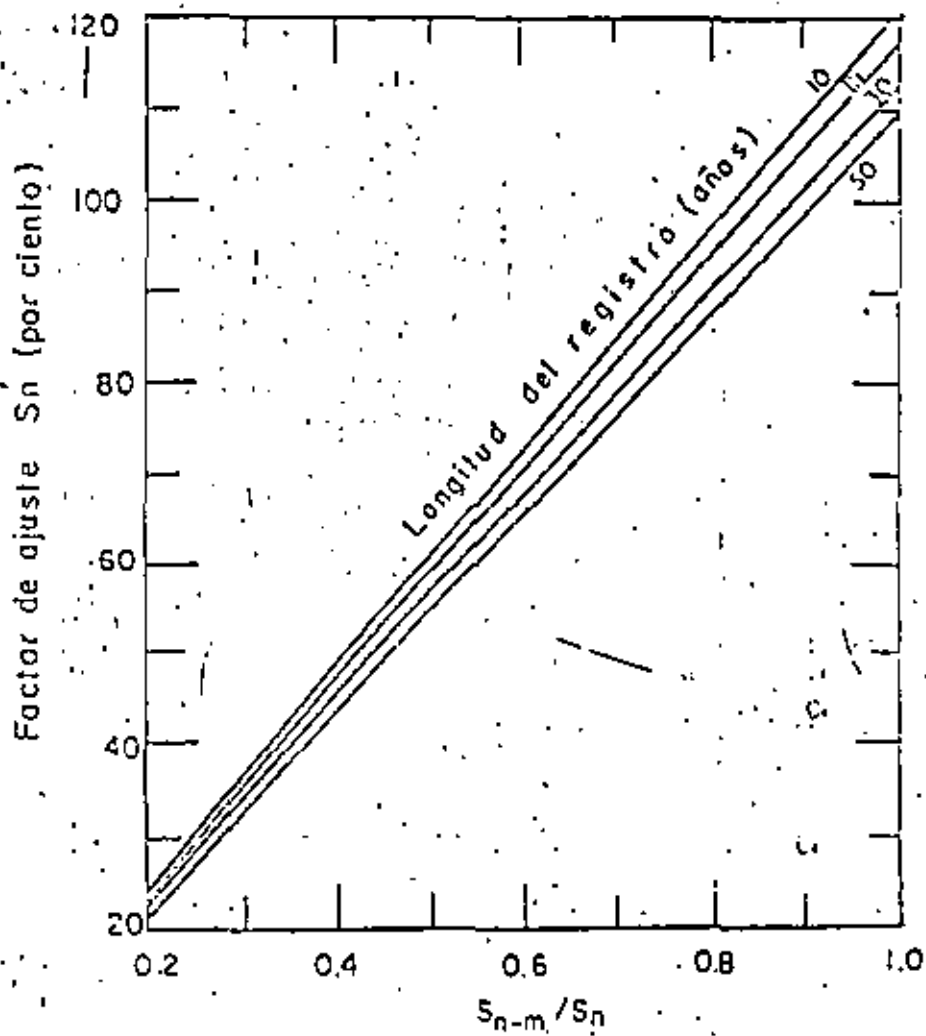
Ajustes menores se requieren cuando las cantidades máximas observadas, para varias duraciones, se determinan a partir de dos o más intervalos fijos. Así, las cantidades máximas de 6 y 24 horas, determinadas de 6 y 24 incrementos consecutivos horarios de lluvia, requieren ajuste por factores de sólo 1.02 y 1.01, respectivamente.

Ajustes a la PmP

Ajuste por área



(a)



(b)

AJUSTES DE LAS CARACTERISTICAS DE UNA SERIE ANUAL DE LUVIAS MAXIMAS OBSERVADAS.

El análisis descrito en el inciso anterior proporciona valores puntuales de PMP; mismos que se pueden generalizar a una cierta área a través de planos de isoyetas. Esta generalización como ya se indicó está sujeta a condiciones de la región y a las características de las tormentas, por lo que para propósitos prácticos se recomienda emplear este criterio hasta áreas de $1\ 500\ \text{Km}^2$, aunque en algunos casos se puede usar en áreas mucho mayores ($5\ 000\ \text{Km}^2$).

En el caso que sólo se disponga de una estación en análisis y se desee generalizar los valores puntuales a otras áreas se puede utilizar la figura que se incluye, la cual está basada en valores promedio obtenidos del análisis de curvas de altura de precipitación-área-duración (PAD) de tormentas mayores de tipo general. No se extienden más allá de $1\ 000\ \text{Km}^2$, porque las extrapolaciones de valores puntuales de lluvia, llegan a ser irreales a medida que aumenta el tamaño del área. Los valores puntuales se suponen aplicados, sin reducción en áreas hasta de $25\ \text{Km}^2$.

Ajuste por duración.

Varios tipos de relaciones altura-duración han sido desarrollados para mostrar la distribución de la lluvia dentro de las tormentas. La curva de la figura (es solo un ejemplo y no para aplicación general) es representativa de tormentas convectivas. Por la variación de las relaciones con el tipo de tormenta y la geografía, estas deben desarrollarse de los datos de las mismas regiones para las cuales los estimados de PMP se requieren. La figura citada o relaciones similares deben usarse sólo cuando los datos de lluvia para duraciones meno--

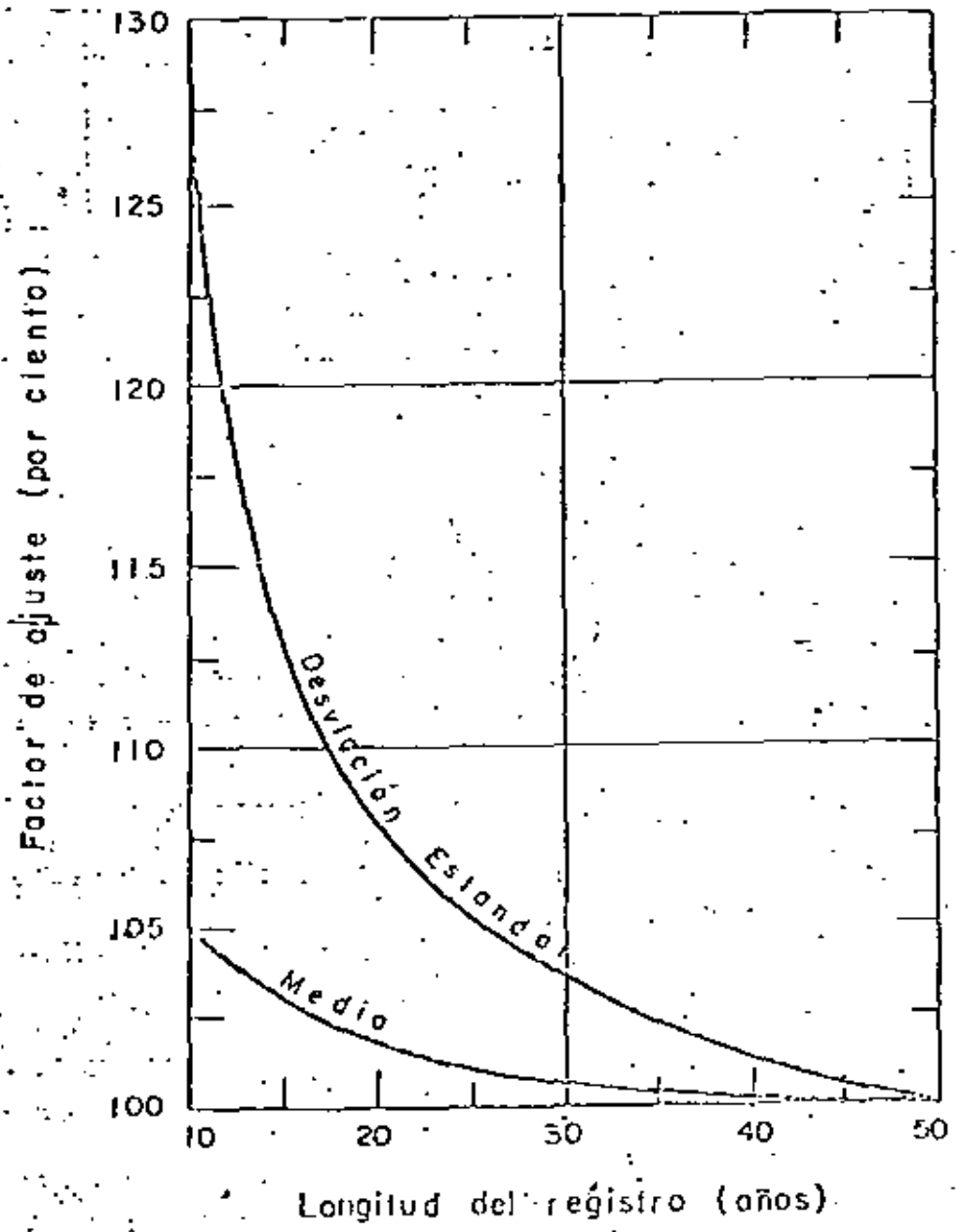
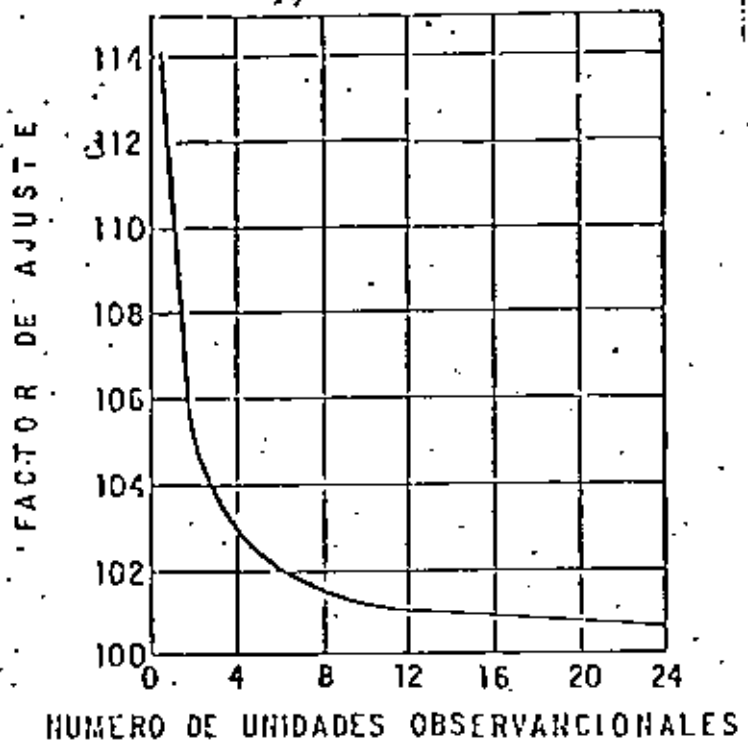
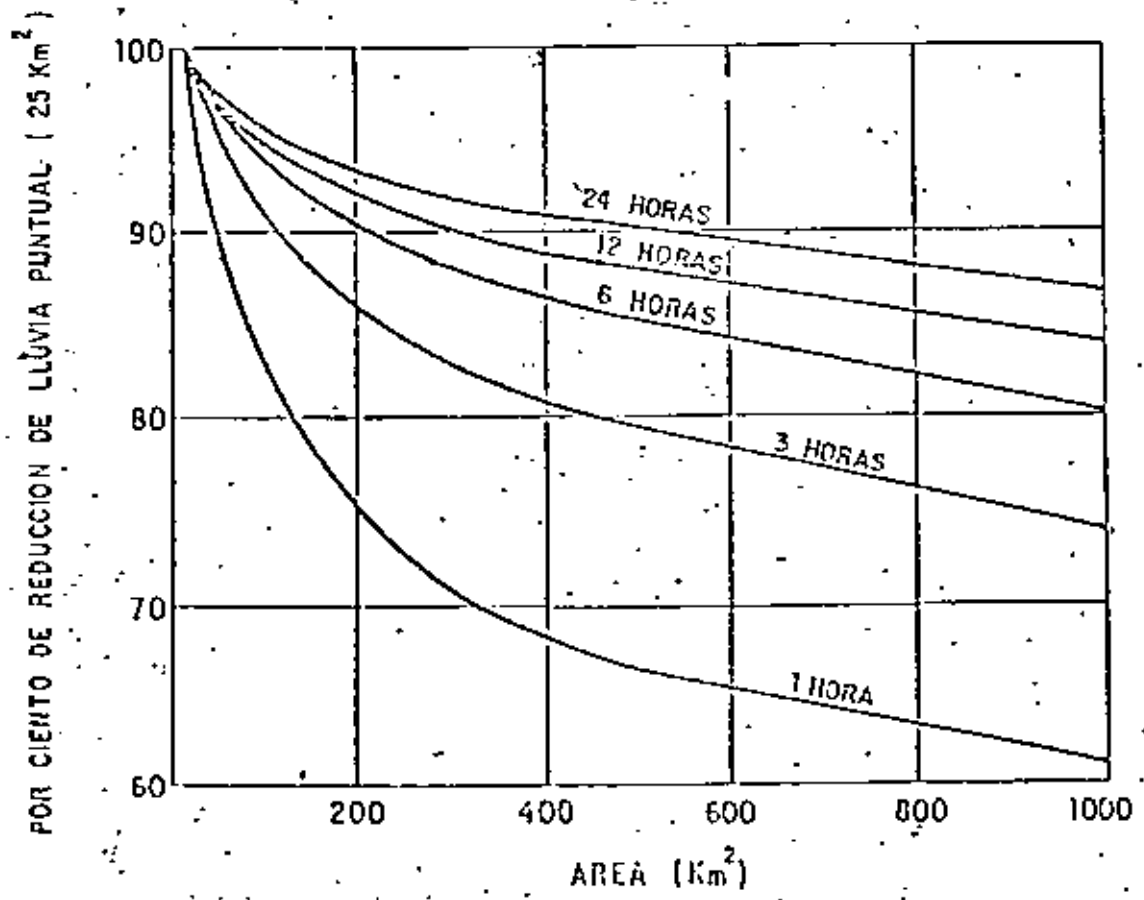


FIG. 5. AJUSTE DE LA MEDIA Y DESVIACION ESTANDAR DE LAS SERIES ANUALES POR LONGITUD DEL REGISTRO.



AJUSTE DE CANTIDADES DE PRECIPITACION DE INTERVALO FIJO POR NUMERO DE UNIDADES OBSERVADAS DENTRO DEL INTERVALO



CURVAS DE REDUCCION POR AREA Y REDUCCION DE LA TORMENTA

res que 24 horas no estén disponibles.

Estimados generalizados.

Si la cuenca en estudio dispone de una serie de estaciones climatológicas con registros de precipitación adecuadas, los cálculos generalizados de PMP, de razonable confiabilidad, pueden ser hechos con relativa facilidad. Ajustadas la media (\bar{Y}_n) y la desviación estándar (S_n) para cada estación se puede calcular el coeficiente de variación (C_v); éste es, la desviación estándar dividida entre la media. Valores de C_v y \bar{Y}_n se anotan en un mapa y se dibujan dos grupos de isolíneas. Valores de PMP para cualquier punto en el mapa pueden ser obtenidos por estimación de \bar{Y}_n y C_v de sus respectivas isolíneas, usando la relación siguiente:

$$PMP = \bar{Y}_n (1 + K_m C_v)$$

Con ello además se puede construir un plano de isoyetas de valores de PMP. Los valores de PMP obtenidos a partir de la ecuación están sujetos a los ajustes mencionados en los incisos anteriores.

Análisis de gastos máximos.

El análisis aquí planteado se enfoca exclusivamente al procesamiento de la información de los escurrimientos, sin tomar en cuenta las lluvias. Para obtener el gasto máximo de diseño para una estructura que se localiza en, donde existe una estación hidrométrica, o bien aguas abajo o arriba de ésta, se requiere encontrar la relación existente entre los gastos máximos anuales y sus periodos de retorno.

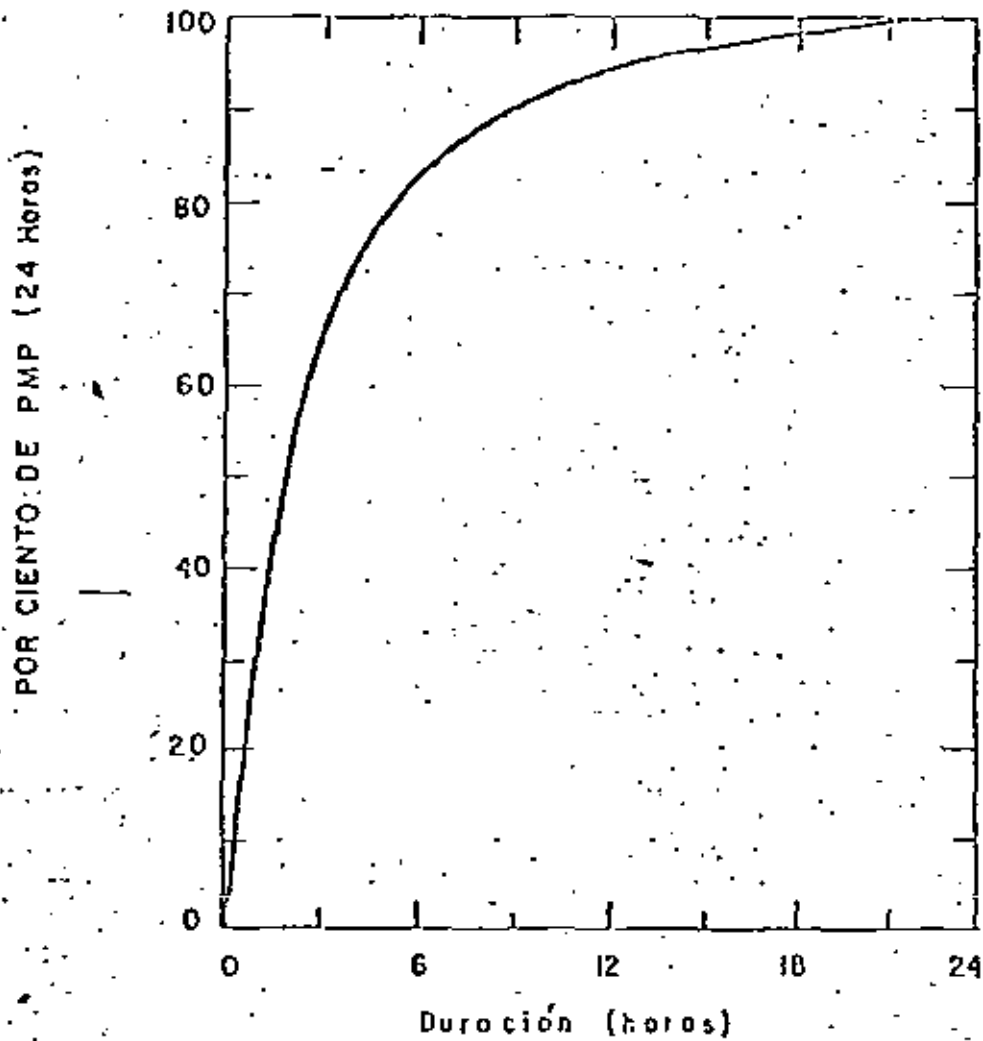


Fig 5.6 CURVA DE ALTURA DE PRECIPITACION—DURACION TIPO PARA
UNA TORMENTA CONVECTIVA

Una vez conocidos los gastos máximos anuales registrados por la estación hidrométrica que controla la cuenca en estudio, se ordenan estos de mayor a menor y se procede a deducir el periodo de retorno correspondiente a cada uno de ellos.

Cuando se analizan gastos máximos anuales, en ocasiones se tiene que algunos ocurren durante la época de ciclones y otros no, con lo cual la información está constituida por dos poblaciones distintas.

Por lo anterior, conviene antes de proceder a ajustar la información a una cierta distribución de frecuencias graficar los gastos máximos anuales registrados con respecto a sus periodos de retorno en papel de probabilidades de Gumbel (figura). De esta manera, se puede apreciar observando las tendencias si los datos son de una sola población o de dos. Si es de una sola población todos los puntos tienden a agruparse sobre una línea recta.

El análisis entre los gastos máximos anuales registrados de una misma población y sus periodos de retorno se realizan de acuerdo con la distribución de valores extremos tipo I propuesta por Gumbel:

$$FQ(q) = e^{-e^{\frac{q+b}{a}}} \text{ donde:}$$

Q gasto máximo anual

q variable aleatoria

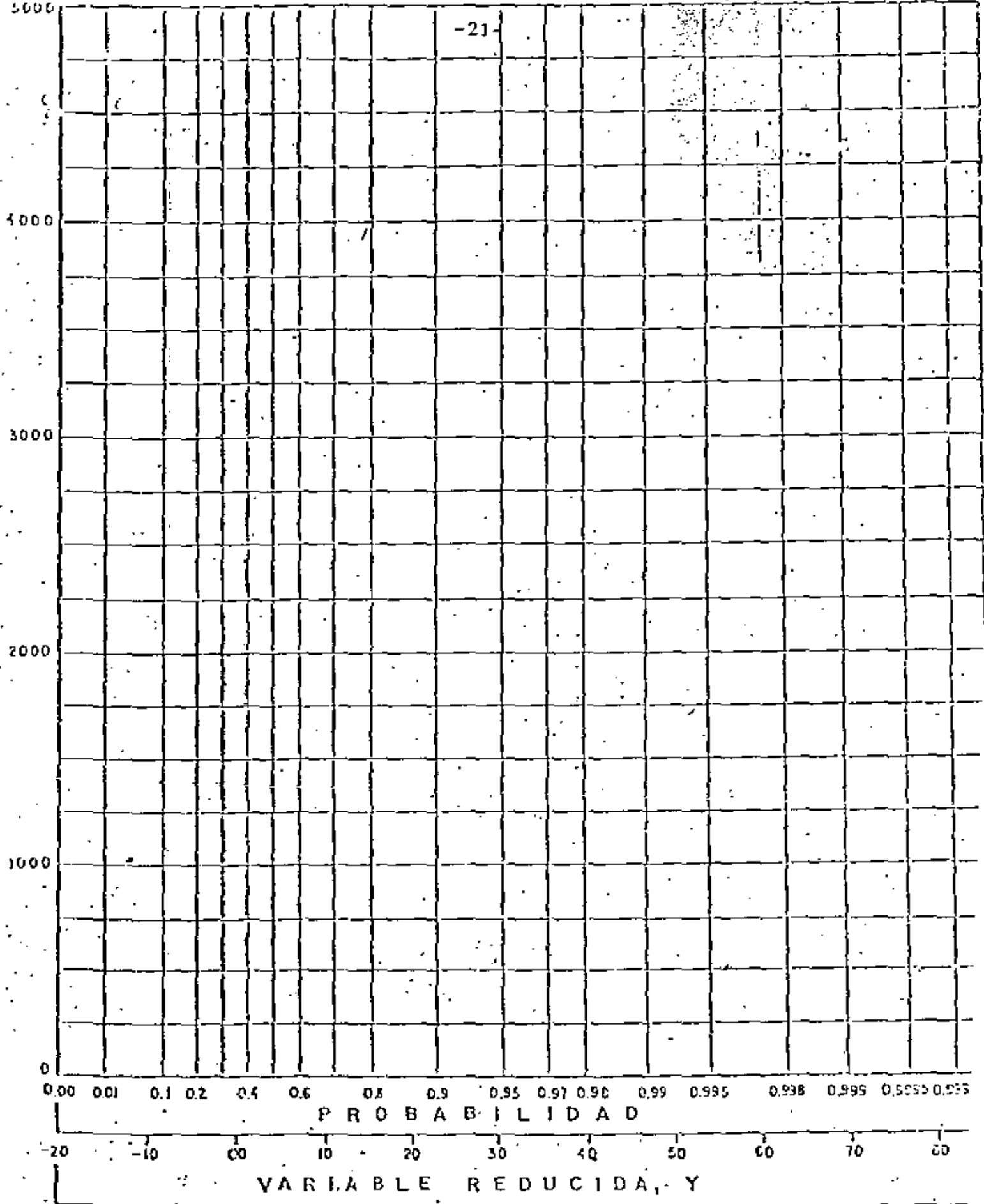
$FQ(q)$ probabilidad ($Q \leq q$)

a y b parámetros.

PERIODO DE RETORNO

1000 101 1F 175 143 127 2 7.5 3.33 5 10 20 25 50 100 200 500 1000 2000 5000

GASTO LN METROS CUBICOS SECCION



Esta distribución se basa en el tamaño de la muestra y sus propiedades estadísticas, como son su media y su variancia. La media se valúa como:

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i}{n}$$

siendo:

n tamaño de la muestra, igual al número de gastos máximos anuales registrados en estudio

Y_i gasto máximo anual, en m³/seg.

\bar{Y} media de los gastos máximos anuales, en m³/seg.

Por otra parte, la desviación estándar de la muestra S_y se cuantifica de acuerdo con la expresión:

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{y})^2}{n - 1}}$$

De acuerdo con esto, la distribución se expresa como:

$$y = \bar{y} - \frac{S_y}{\sigma_n} \left(Y_n + \log_e \log_e \frac{T}{T-1} \right)$$

donde

T Periodo de retorno de diseño o de revisión asignado al evento para el cual se desea obtener el gasto máximo, en años.

y gasto máximo relacionado con T, en m³/seg.

\bar{y} media de los gastos máximos anuales registrados, en m³/seg.

σ_n, \bar{Y}_n parámetros función del tamaño de la muestra n; los valores se muestran en la tabla siguiente.

La aplicación de esta expresión es inmediata una vez valuada la media y la desviación estándar de la muestra y conocido el periodo de retorno del evento en estudio.

La ecuación si se grafica en el papel de probabilidades de Gumbel se deduce una línea recta. El hecho de que esta ecuación representa una línea recta, no implica que los datos de la muestra que se está analizando estén sobre la línea, por lo que es necesario conocer el intervalo de confianza de los resultados obtenidos del análisis de frecuencia. Así, para cierto valor de T se tendrá que

$$y - \Delta y < y < y + \Delta y$$

donde y es el valor obtenido de la ecuación y Δy el intervalo de confianza con una cierta probabilidad.

Para calcular los intervalos de confianza con una probabilidad del 68% se hace lo siguiente

- 1) Para el valor más grande de la muestra analizada (número de orden $m = 1$)

$$\Delta Y_1 = S_y F(n)$$

donde S_y es la desviación estándar de la muestra y $F(n)$ es función del tamaño de la muestra n , (figura).

- 2) Para el segundo valor más grande (número de orden $m = 2$)

$$y_2 = \frac{0.661 (n+1)}{n-1} \Delta Y_1$$

- 3) Para los otros valores de la muestra

$$y = \frac{0.877}{n} Y_1 F(1)$$

donde

Valores de \bar{Y}_n y σ_n
-24-

n	\bar{Y}_n	σ_n	n	\bar{Y}_n	σ_n
8	.4843	.9343	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16005
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4995	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1695
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17457
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0854	70	.55477	1.18536
25	.53065	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0951	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1085	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1957
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55850	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20549
40	.54362	1.14132	150	.56451	1.22534
41	.5442	1.1435	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1459	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24783
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25930
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26505
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26857
48	.5477	1.1574	∞	.57722	1.28255

$F(n)$

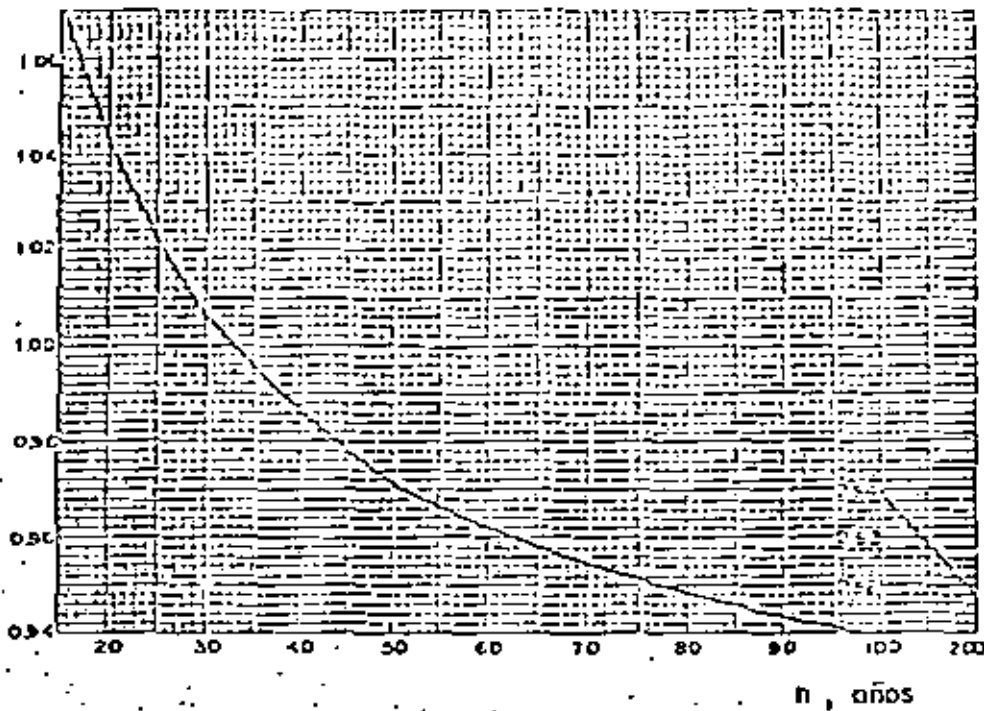


FIG. 3.2 RELACION ENTRE n y $F(n)$

Fuente: Ref. 1

$F(T)$

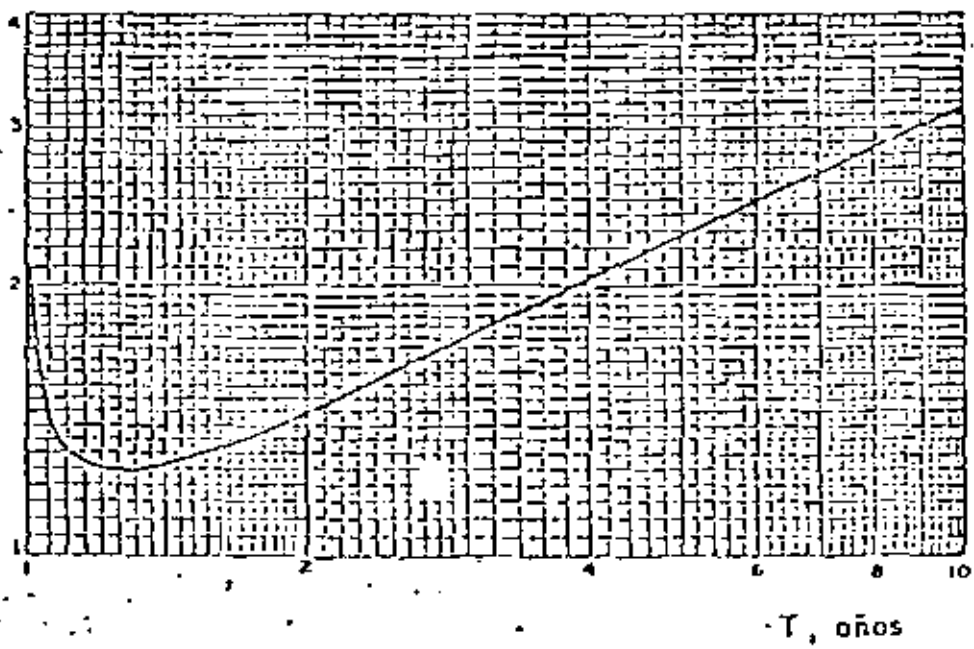


FIG. 3.3 RELACION ENTRE T y $F(T)$

$f(T)$ es una función de T , cuyos valores si $T \leq 10$ años se encuentran en la figura. Para valores de T mayores de 10 años, se tiene que:

$$f(T) = T^{-0.5}$$

4) Para extrapolar a valores mayores al máximo de la muestra - el intervalo de confianza se considera constante e igual a ΔY_1 .

Cuando los gastos máximos pertenecen a dos poblaciones se utiliza una función de probabilidad Gumbel II, donde se introduce la idea de dos poblaciones correspondientes a los gastos máximos anuales, provocados por fenómenos meteorológicos diferentes, con probabilidad de ocurrencia P y $(P-1)$ respectivamente.

Considerando que la primera población tiene una distribución de probabilidad:

$$F_1(q) = e^{-e\left(\frac{-q+a_1}{c_1}\right)}$$

donde:

q = gasto máximo anual primera población

a_1, c_1 = parámetros de la función.

y la segunda población tiene una distribución de probabilidad:

$$F_2(q) = e^{-e\left(\frac{-q+a_2}{c_2}\right)}$$

q = gasto máximo anual segunda población

a_2, c_2 = parámetros de la función.

los gastos máximos anuales provocados por una mezcla de las dos poblaciones tendrán una distribución de probabilidad.

$$F(q) = e^{-e\left(\frac{-q+a_1}{c_1}\right)} \left[p + (1-p) e^{-e\left(\frac{-q+a_2}{c_2}\right)} \right]$$

donde:

p, a_1, a_2, c_1, c_2 = son parámetros

q = gasto máximo anual.

Regionalización.

La utilización de datos estadísticos para una estación aislada puede conducir a resultados poco consistentes, únicamente puede ser aplicado en estaciones que tengan largos periodos de registro.

Regionalizar los gastos máximos significa expresar estos en términos de las características fisiográficas y de precipitación de las subcuencas, esto es, obtener fórmulas empíricas válidas para la región en estudio. En la metodología comunmente utilizada se propone expresar como variable dependiente de las características fisiográficas y de precipitación, no a los gastos máximos, sino a los parámetros estadísticos que los definen, con lo cual se logran las siguientes ventajas:

1. Si se prueba que las diferencias entre los parámetros que definen la posibilidad de ocurrencia de los gastos máximos en cada estación, pueden ser explicados en términos de las características fisiográficas y de precipitación, es posible transformar los valores de los gastos máximos para establecer una muestra homogénea, compuesta por tantos valores como estaciones-año se tengan y estimar en ella el gasto de diseño en la estación que se requiera.

Este procedimiento permite estimaciones más estables y los resultados obtenidos para las diferentes estaciones serán congruentes entre sí.

2. Es posible estimar los gastos de diseño para diferentes periodos de retorno, en estaciones en las que no se tiene un registro suficientemente largo de los gastos máximos.

3. La muestra homogénea, con un número grande de valores, permite apreciar con mayor claridad la posibilidad de existencia de más de un fenómeno causante de los gastos máximos anuales.

La ecuación de Gumbel puede expresarse como sigue:

$$Q (tr) = a LL (Tr/Tr-1) + b$$

donde:

$Q (Tr)$ gasto máximo para un determinado periodo de retorno
 a y b son los parámetros de Gumbel.

y ésta a su vez se puede definir como:

$$Q(Tr) = A \cdot Y (Tr) + B$$

donde: $Y (tr)$ valor de la variable reducida.

La variable reducida se obtiene de una gráfica en papel Gumbel donde se representa el periodo de retorno y el gasto máximo estandarizado, el cual equivale al gasto que se obtiene una vez que se eliminan las características físicas que diferencian a las diferentes cuencas en una región homogénea.

Como ya se dijo, la regionalización consiste en relacionar los gastos máximos o los parámetros que definen a su función de distribución, con características fisiográficas y - - -

de precipitación típicas de la región. En diferentes trabajos, se encontró que para los parámetros de la función de distribución de Gumbel, existen relaciones del tipo:

$$A = \frac{AR^{\alpha_1} l^{\beta_1}}{(L/\sqrt{S})^{\delta_1}}$$
$$B = \frac{AR^{\alpha_2} P^{\beta_2} l^{\gamma_2}}{\gamma_1 (L/\sqrt{S})^{\delta_2}}$$

siendo:

AR = área de la cuenca en Km²

P = precipitación media para T = 10 años y d = 24 Hrs.

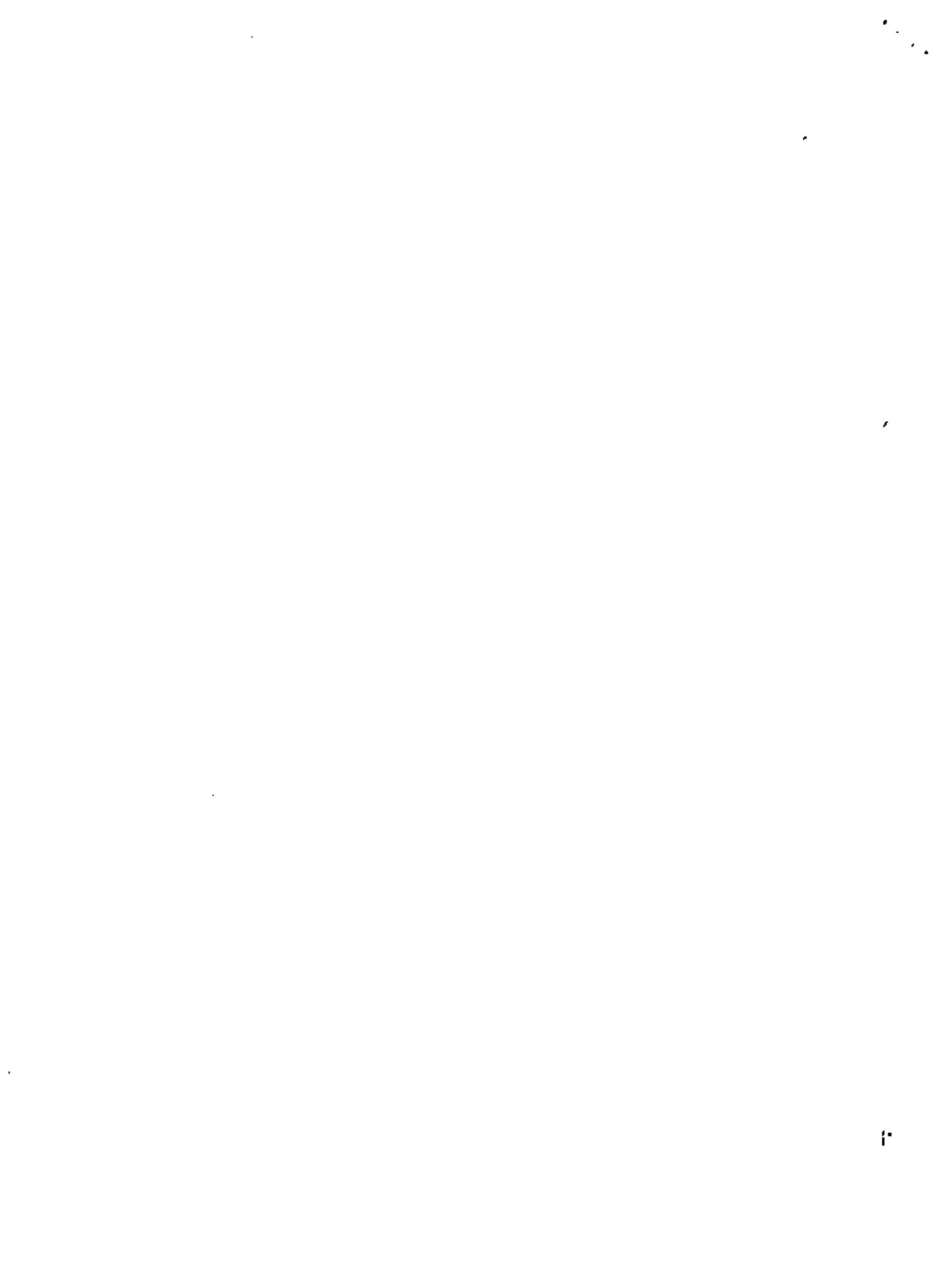
l = precipitación media anual.

L = Longitud del cauce principal

S = Pendiente del mismo.

Las características anteriores se pueden clasificar en tres tipos:

- 1) El área de la cuenca, que mide la extensión de la zona en la cual actúa la precipitación que tiene posibilidades de llegar hasta el punto de aforo.
- 2) P e l que caracterizan las precipitaciones extremas y medias respectivamente.
- 3) L y S, son un índice de la forma en que la cuenca responde a las precipitaciones para transformarlas en escurrimientos.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



CONTROL DE AVENIDAS

MODELO DE LA RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO

ING. JOSE ANTONIO CAMPA ROQUE

MARZO, 1979



CURSO CONTROL DE AVENIDAS
MODELO DE LA RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO

Estudio detallado de un modelo simple.

El modelo a discutir es usado quizás en una forma modificada o simplificada en varios modelos, tales como el modelo USGS, el modelo HYDROCOMP y el modelo HEC1. Como componente de la ruta superficial de escurrimiento. Este modelo, referido aquí como el "Hidrograma unitario instantáneo generalizado de Larrieu", se reduce al método de área-tiempo de Clark bajo ciertas condiciones.

Introducción.

Para una cuenca con una longitud significativa de canal (Ver Fig.1), el tiempo de recorrido en el canal puede ser de la magnitud o mayor que el tiempo de recorrido superficial. Bajo estas condiciones la teoría del hidrograma unitario instantáneo no se puede aplicar en su forma más simple. En el modelo de Larrieu, el área de la cuenca es dividida en subáreas centradas con una línea de tiempo constante de recorrido del agua hacia la salida de la cuenca. Un impulso unitario de la lluvia en exceso (Ver Fig.2-a) sobre una subárea (θ) en un tiempo dado, t , llega a la salida de la cuenca en un tiempo más largo, $t + \theta$, y entonces genera una respuesta de escurrimiento como es muestra-

do en la Fig.2-b. La respuesta total de escurrimiento para una precipitación general sobre la totalidad de la cuenca es obtenida por superposición en el tiempo y en el espacio.

Formulación.

El elemento de área de la zona de influencia de un tiempo de recorrido dado, θ , es denotado por $dA(\theta)$. $A(\theta)$ es el área de la cuenca entre la salida de la misma y la isócrona θ , llámese isócrona a la línea que une puntos en el espacio de igual tiempo de recorrido. Si A es el área total de la cuenca, podemos definir una función de distribución acumulativa de área, como:

$$F(\theta) = \frac{A(\theta)}{A} \quad (1)$$

la cual representa la fracción del área total para la cual el tiempo de recorrido es menor o igual a θ . $F(\theta)$, como una probabilidad de la función de distribución acumulativa, varía entre 0 y 1 (Ver Fig.3). En la práctica $F(\theta)$ no sería conocida continuamente. En lugar de eso, uno utilizaría una distribución de frecuencia relativa de área para los tiempos de recorrido discretos como es mostrado en la Fig.4. La definición de $f(\theta)$ es:

$$f(\theta) = \frac{\Delta A(\theta)}{A} \quad (2)$$

De esta forma, por ejemplo $f(3)$ representa la relación de la área de influencia de la isócrona 3 con el total del área de la cuenca.

El volumen total de precipitación sobre el área $dA(\theta)$ contribuido por la intensidad de lluvia en exceso $r_e(\tau, \theta)$ durante el elemento del tiempo de duración $d\tau$ es $r_e(\tau, \theta)$ durante el elemento resultante de escurrimiento (Ver Fig. 2-a) es:

$$dq(t) = [r_e(\tau, \theta) dA(\theta) d\tau] k(t - \tau - \theta) \quad (3)$$

donde $K(\cdot)$ es el hidrograma unitario instantáneo. La contribución del exceso de tiempo del elemento de área $dA(\theta)$ es:

$$q_\theta(t) = \left[\int_0^t r_e(\tau, \theta) k(t - \tau - \theta) d\tau \right] dA(\theta) \quad (4)$$

y la contribución de todas las áreas de isócronas es:

$$q(t) = \int_0^c \left[\int_0^t r_e(\tau, \theta) k(t - \tau - \theta) d\tau \right] \left(\frac{dA}{d\theta} \right) d\theta \quad (5)$$

Si queremos expresar el escurrimiento como una altura por unidad de tiempo en lugar de un volumen por unidad de tiempo, basta dividir la Eq. (5) por A y la Eq. (5) se transforma a:

$$q(t) = \int_0^c \left[\int_0^t r_e(\tau, \theta) k(t - \tau - \theta) d\tau \right] F'(\theta) d\theta \quad (6)$$

donde $F'(\theta)$ es la derivada de $F(\theta)$ con respecto a θ .

Discretización.

Como es usual, la intensidad de lluvia no es conocida continuamente, pero como un valor promedio dentro de un intervalo de tiempo (Ver Fig.5). Si, además, se considera que la forma de precipitación es uniforme en toda la cuenca, entonces la integral interna en la Eq(6) toma la forma:

$$\int_0^t r_e(\tau) k(t - \tau - \theta) d\tau \quad (7)$$

Dado que $K(\cdot)$ de un argumento negativo es cero, el límite superior efectivo de integración es $t - \theta$. Así, la Eq(7) toma la forma:

$$\int_0^{t-\theta} r_e(\tau) k(t - \theta - \tau) d\tau \quad (8)$$

Se puede reconocer en la Eq(8) la usual integral de evolución para la respuesta al tiempo $t - \theta$. Consecuentemente, definir el núcleo discreto usual, $K(\cdot)$, como:

$$\delta(m) = \int_0^1 k(m - \tau) d\tau \quad (9)$$

La Eq(9) para un tiempo de respuesta discreto $t=n$ toma la forma:

$$\sum_{v=1}^{n-\theta} r_e(v) \delta(n - \theta - v + 1) \quad (10)$$

Después de la discretización de la integral interna, la Eq(6) toma la forma:

$$q(n) = \int_0^C \left[\sum_{v=1}^{n-\theta} r_c(v) \delta(n - \theta - v + 1) \right] F'(\theta) d\theta \quad (11)$$

Dado que $\delta(\cdot)$ de un argumento cero o negativo es idénticamente cero, el límite superior efectivo de integración es $n-\nu+1$ o t_c , el que sea más pequeño.

Dejemos que μ sea el mínimo de $n-\nu+1$ o C , simbólicamente:

$$\mu = \min\{n - \nu + 1, C\} \quad (12)$$

donde $C =$ última línea de isócrona

Entonces la forma discreta de la Eq(11) es:

$$q(n) = \sum_{\theta=0}^{\mu} \left[\sum_{v=1}^{n-\theta} r_c(v) f(\theta) \delta(n - \theta - v + 1) \right] \quad (13)$$

o

$$q(n) = \sum_{\theta=0}^{\mu} f(\theta) \sum_{v=1}^{n-\theta} r_c(v) \delta(n - \theta - v + 1) \quad (14)$$

Ahora, dejemos que $\theta + \nu = \lambda$. Entonces el coeficien

te de $\delta(n-\lambda+1)$ en la Eq(14) es la suma de todos los productos $f(\theta) \Gamma_e(\nu)$ para la cual $\theta+\nu=\lambda$ sujeta a limitaciones en el rango de θ (i.e. $\theta \leq \mu$). Esta suma de productos puede ser denotada por $r_e^*(\lambda)$ y escrita como:

$$r_e^*(\lambda) = \sum_{\theta=0}^{\mu} f(\theta) r_e(\lambda - \theta) \quad (15)$$

donde

$$\mu = \min(\lambda-1, C) \quad (16)$$

Entonces con estas notaciones el escurrimiento es dado por la relación:

$$q(n) = \sum_{\lambda=1}^n r_e^*(\lambda) \delta(n - \lambda + 1) \quad (17)$$

La cual es la usual relación del hidrograma unitario. Así, la cuenca responde en la manera usual, excepto que la excitación es una forma artificial de precipitación, $re^*(\cdot)$ deducida de la real $re(\cdot)$, por medio de la Eq.(15) la cual representa el efecto de un amortiguamiento (coeficiente $f(\theta) < 1$) y de un tiempo de retraso (θ). En esencia el método utiliza el concepto de un modelo distribuido y finalmente se reduce a una simple fórmula.

Generalización.

Hasta ahora, fué supuesto que la lluvia en exceso fué distribuida uniformemente sobre la cuenca. Ahora supongamos

que eso no es cierto y que r_e es una función de τ y θ . Entonces en la Eq(13), $r_e(\nu)$ debe ser reemplazada por $r_e(\nu, \theta)$. Similarmente en la Eq(14). La Eq(15) permanece válida, siempre y cuando $r_e^*(\lambda)$, sea levemente modificada, para ser:

$$r_e^*(\lambda) = \int_{\theta=0}^{\mu} f(\theta) r_e(\lambda - \theta, \theta) \quad (18)$$

e indicar la dependencia espacial de r_e . La Eq(7) se aplica sin ningún cambio. Así, el procedimiento puede acomodar la situación cuando la precipitación (o la lluvia en exceso si la capacidad de infiltración varía dentro de la cuenca) es uniforme sobre la cuenca.

Método Area-Tiempo de Clark.

El procedimiento de Clark (desarrollado anterior al de Larricón) difiere de este solamente en el escoger el hidrograma unitario instantáneo $K(\cdot)$. Clark considera que la cuenca se comporta como un almacenamiento lineal relativo a las entradas artificiales. Eq.(15). Así, en el método de Clark el núcleo discreto, $K(\cdot)$, tiene la forma especial:

$$\delta(m) = \left(e^{\frac{1}{K}} - 1 \right) e^{-\frac{m}{K}} \quad (19)$$

donde K es el coeficiente de almacenamiento de la cuenca. Por otro lado, Larricón recomienda para el núcleo, la función:

$$k(u) = \frac{u}{k^2} e^{-\frac{u^2}{2k^2}} \quad (20)$$

por la cual el núcleo discreto $K(\cdot)$ tiene la for-

$$\delta(m) = e^{-\frac{(m-1)^2}{2k^2}} - e^{-\frac{m^2}{2k^2}} \quad (21)$$

el cual es más realístico.

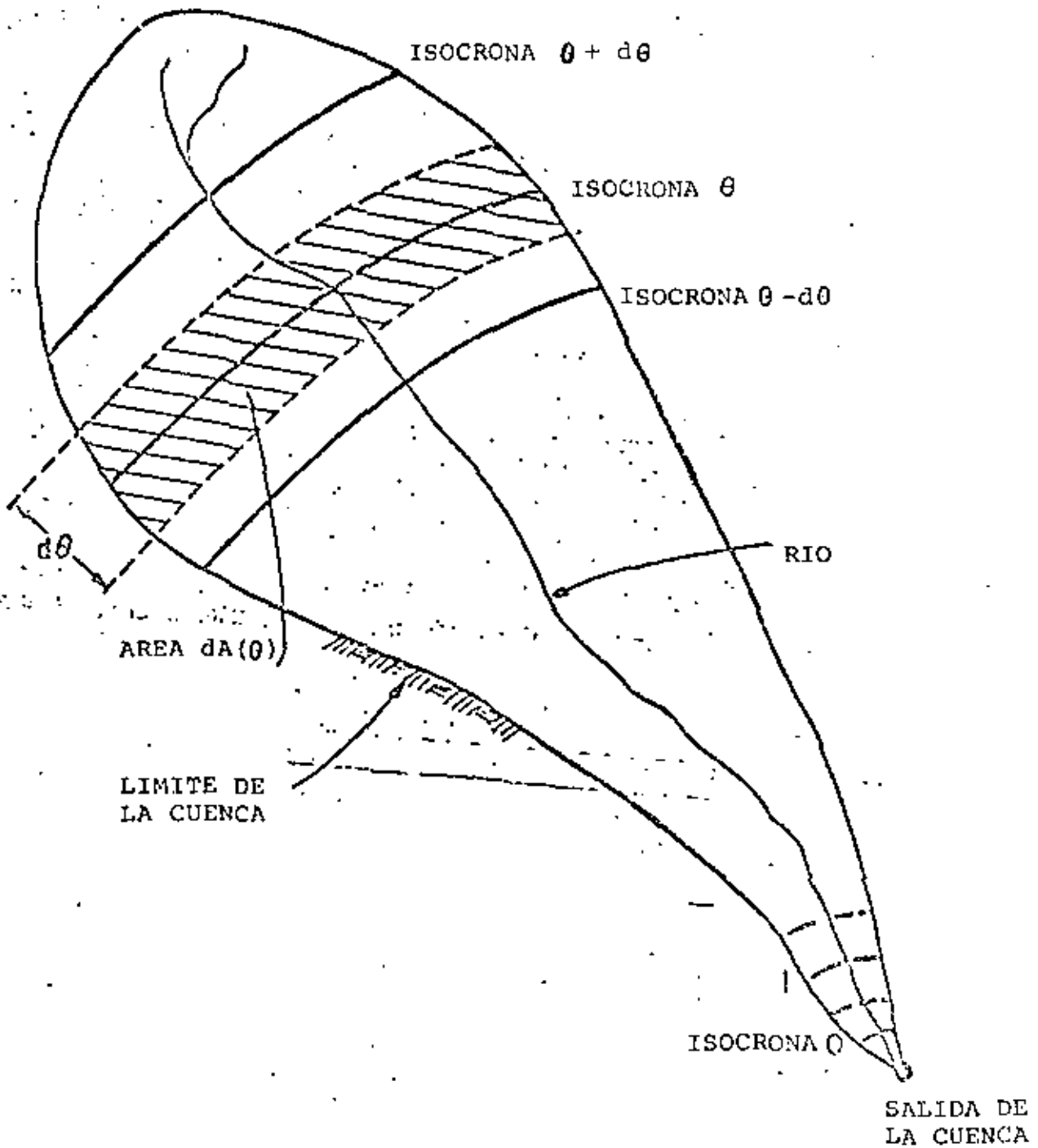
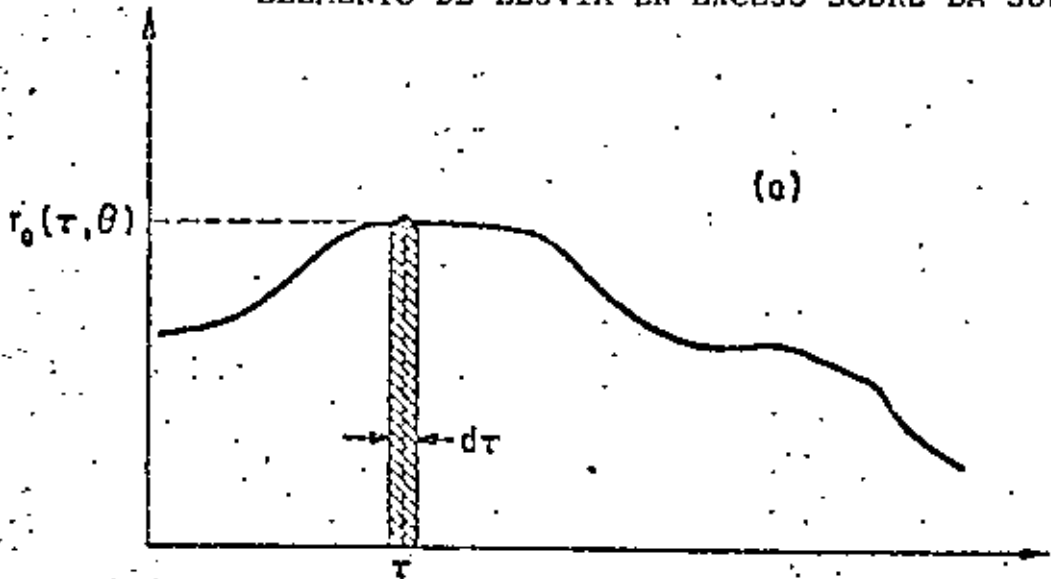


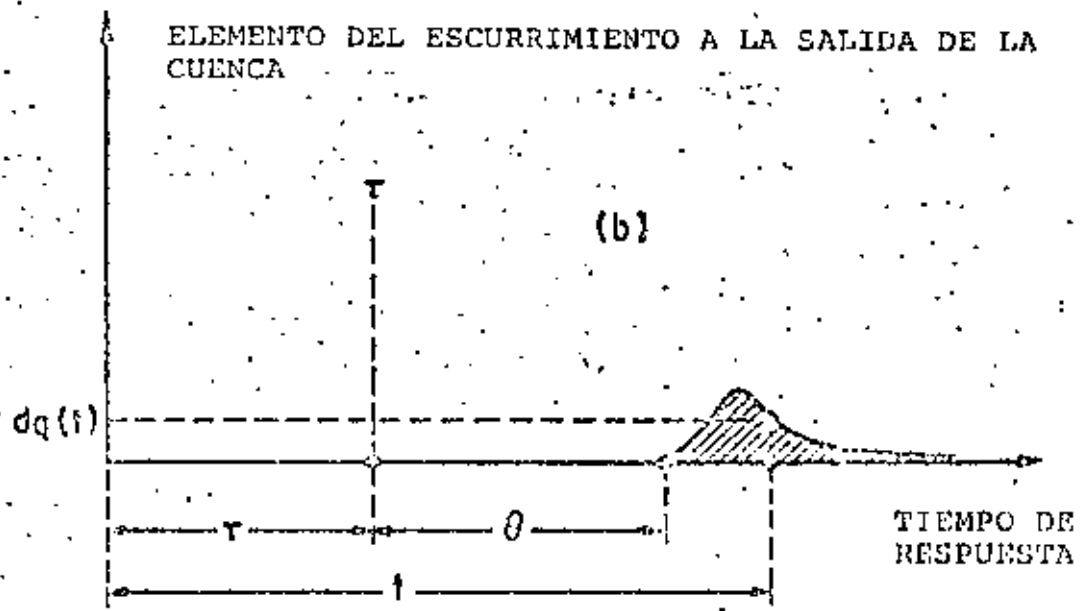
FIG. 1 ESQUEMA DE UNA CUENCA TENIENDO UNA LONGITUD DE CANAL SIGNIFICANTE, Y DIVIDIDA EN LINEAS DE IGUAL TIEMPO DE RECORRIDO. ISOCRONAS.

ELEMENTO DE LLUVIA EN EXCESO SOBRE LA SUBAREA (θ)



TIEMPO DE EXCITACION

ELEMENTO DEL ESCURRIMIENTO A LA SALIDA DE LA CUENCA



TIEMPO DE RESPUESTA

FIG. 2 a) IMPULSO UNITARIO DE LLUVIA SOBRE UNA SUBAREA () EN UN TIEMPO DADO, τ , b) ESCURRIMIENTO DE RESPUESTA RESULTANTE DEL IMPULSO UNITARIO DE LLUVIA.

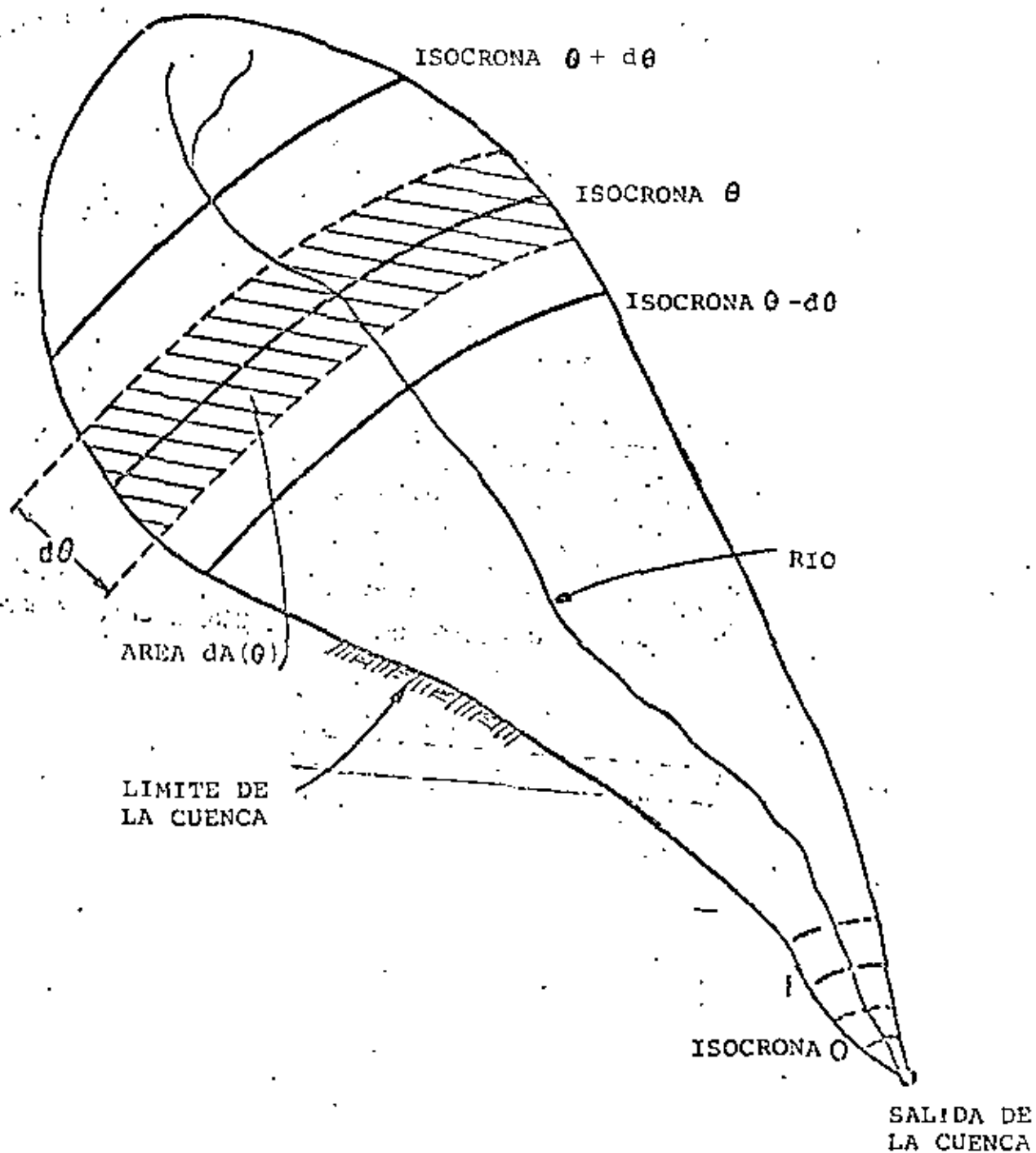
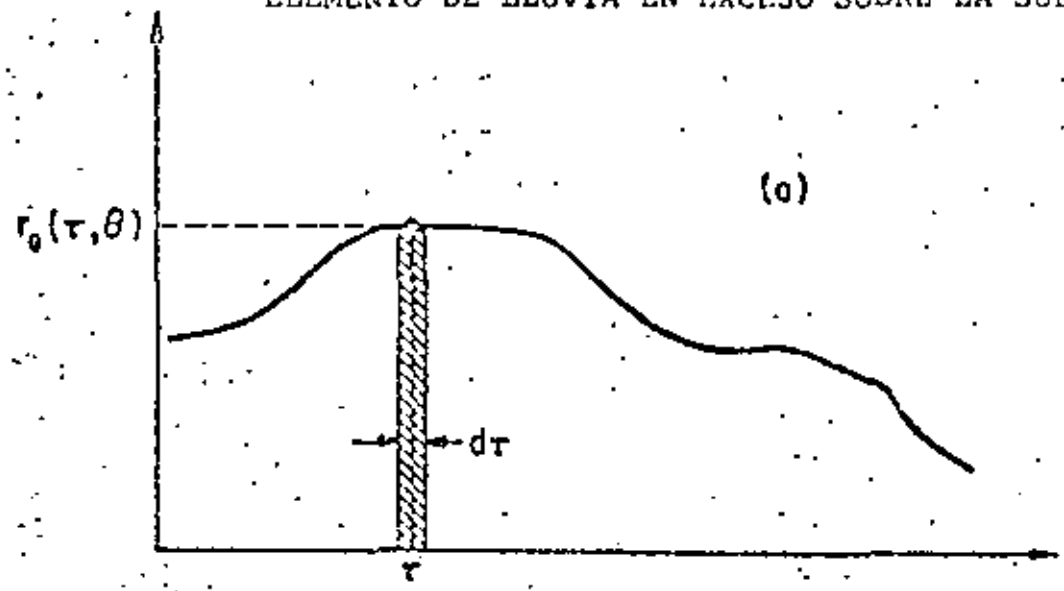


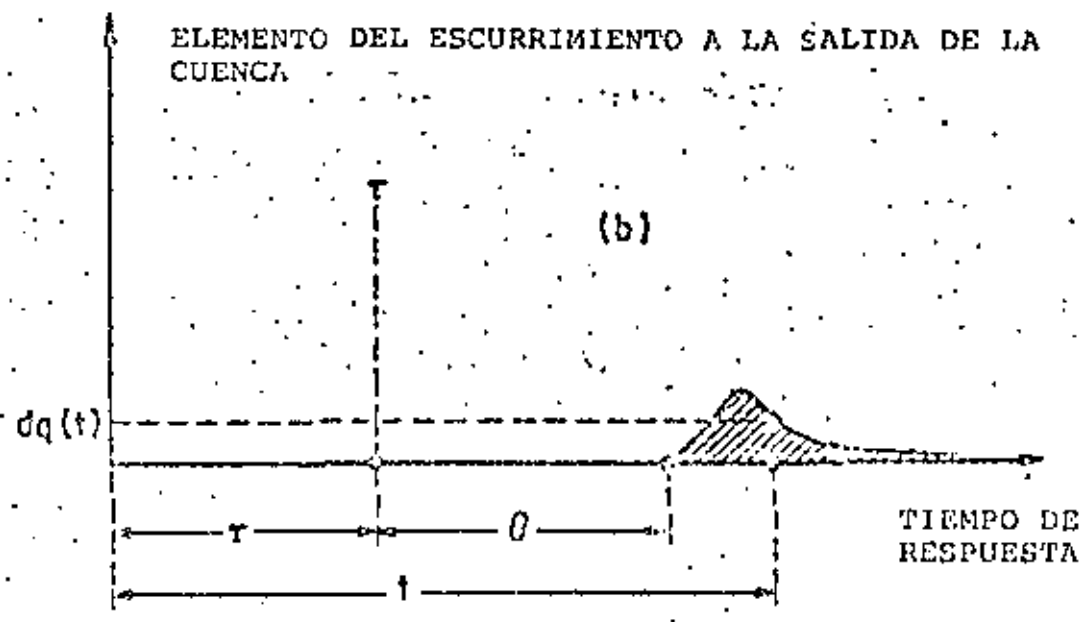
FIG. 1 ESQUEMA DE UNA CUENCA TENIENDO UNA LONGITUD DE CANAL SIGNIFICANTE, Y DIVIDIDA EN LINEAS DE IGUAL TIEMPO DE RECORRIDO. ISOCRONAS.

ELEMENTO DE LLUVIA EN EXCESO SOBRE LA SUBAREA(θ)



TIEMPO DE EXCITACION

ELEMENTO DEL ESCURRIMIENTO A LA SALIDA DE LA CUENCA



TIEMPO DE RESPUESTA

FIG. 2 a) IMPULSO UNITARIO DE LLUVIA SOBRE UNA SUBAREA () EN UN TIEMPO DADO, τ , b) ESCURRIMIENTO DE RESPUESTA RESULTANTE DEL IMPULSO UNITARIO DE LLUVIA.

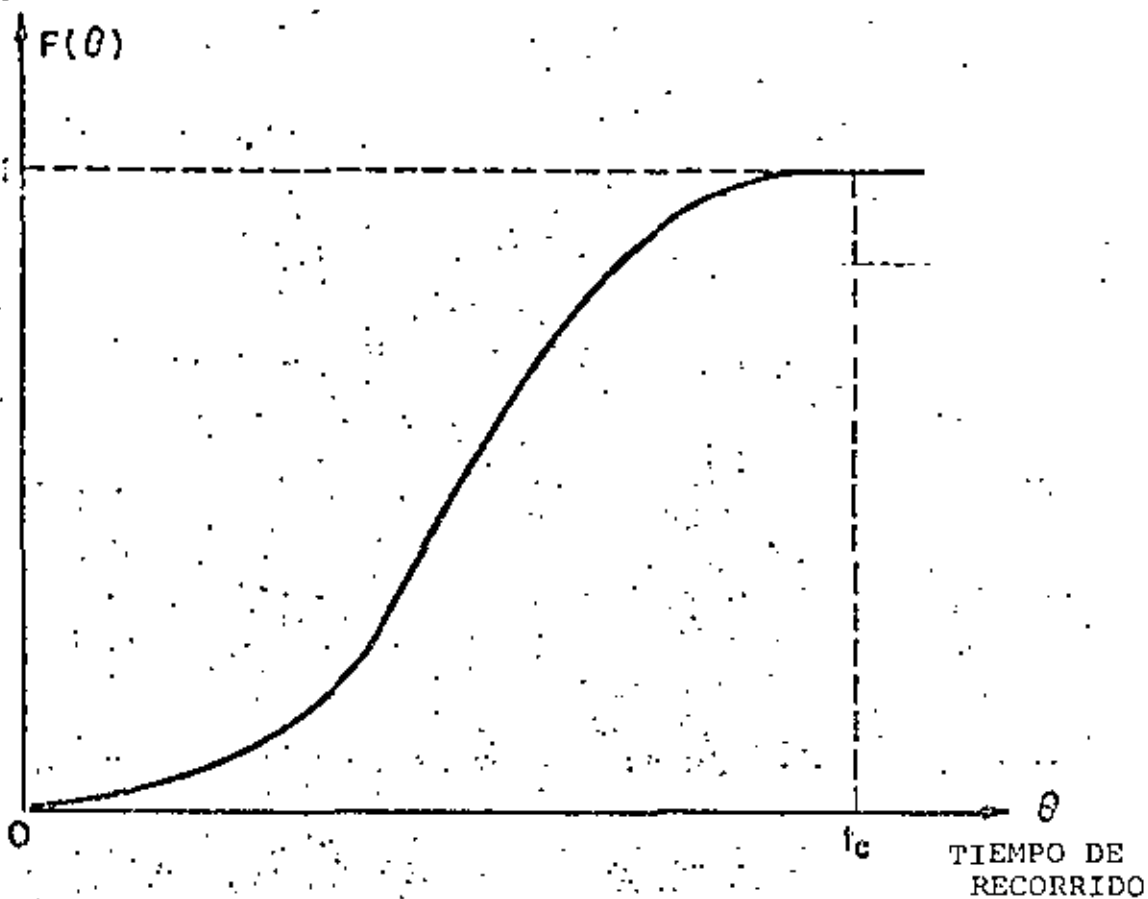


FIG. 3 FUNCION DE DISTRIBUCION DEL AREA ACUMULATIVA PARA TIEMPOS DE RECORRIDO. REPRESENTA UNA FRACCION DEL AREA TOTAL TENIENDO UN TIEMPO DE RECORRIDO MENOR QUE θ .

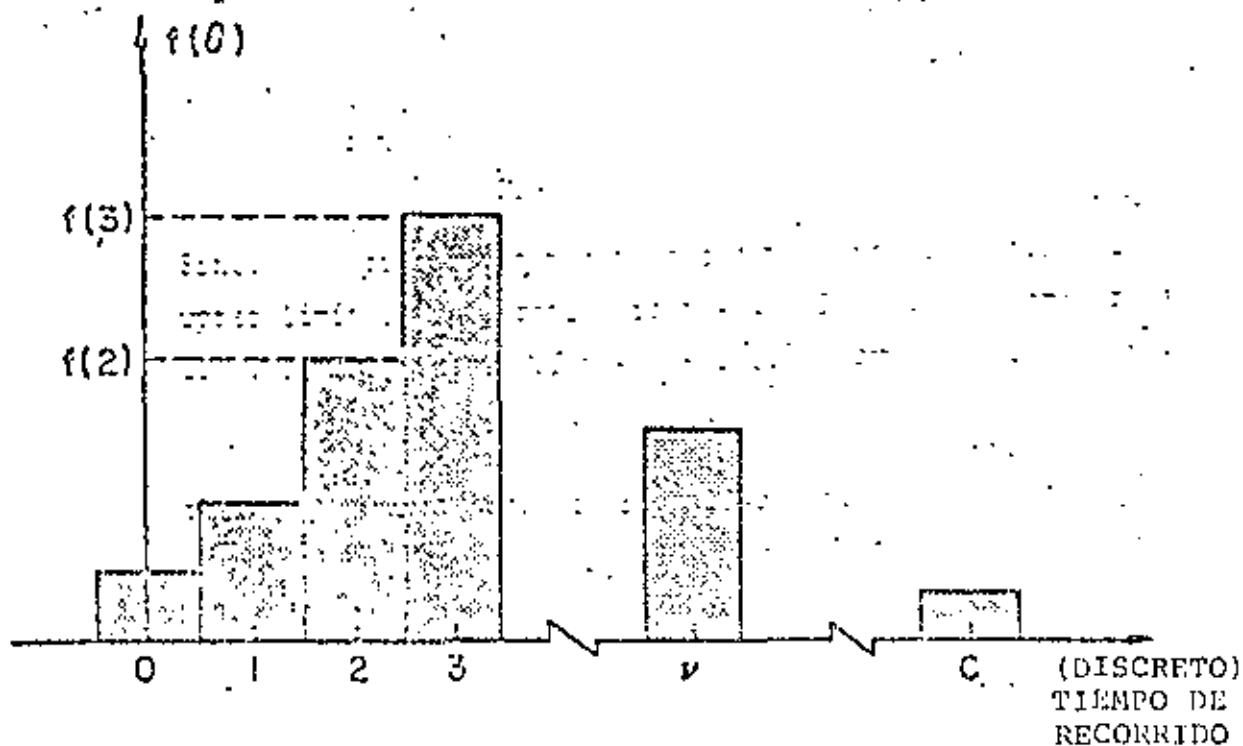


FIG. 4. DISTRIBUCION DE FRECUENCIA REALTIVA DE AREAS PARA TIEMPOS DE RECORRIDO DISCRETOS.

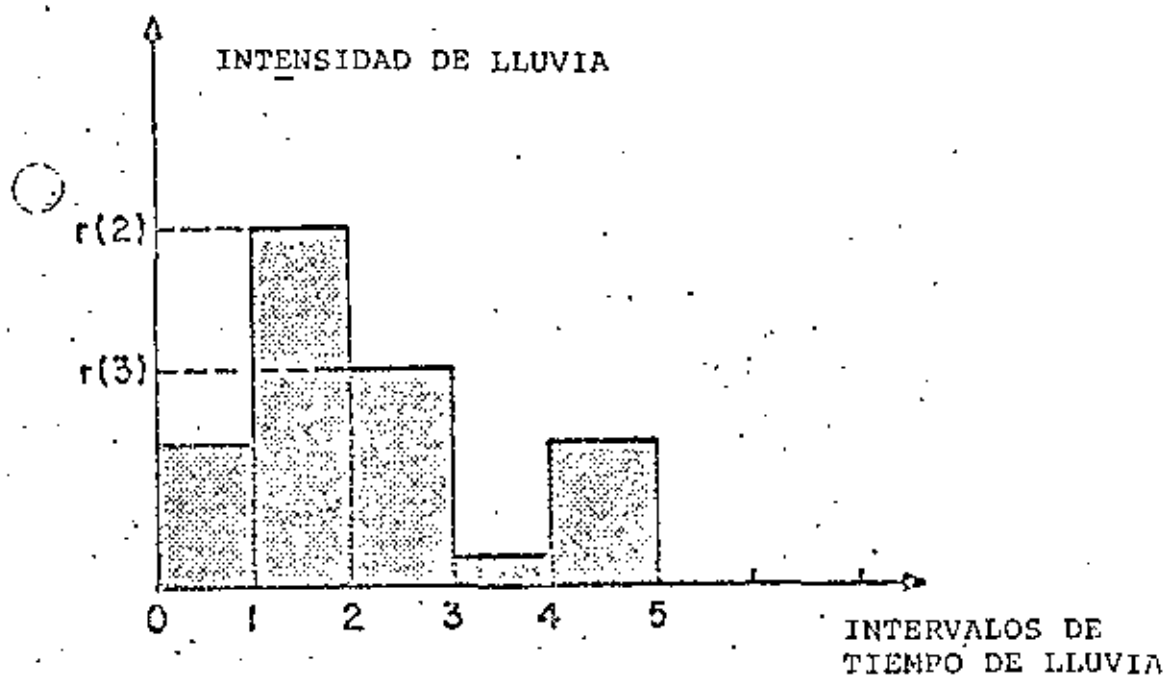


FIG. 5. PROMEDIO DE INTENSIDAD DE LLUVIA CONTRA INTERVALOS DE TIEMPO DE LA MISMA.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO CONTROL DE AVENIDAS, PATROCINADO POR LA COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO. 21 de Febrero al 21 de Marzo de 1979

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. DANIEL AGUILAR FLORES Rebull # 5-4 México 19, D.F. 546-52-75	Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos Plaza de la República # 31-6°P. México 1, D.F. 546-52-75
2. JAVIER LUIS ALTAMIRANO MARQUEZ Miguel Domínguez # 12-1 México 1, D.F. 789-22-03	S.A.R.H. Reforma # 46 - Planta Especial México 1, D.F. 535-22-20
3. FRANCISCO RAUL ALVAREZ Centro Urbano Pte. Juárez México 7, D.F. 564-14-13	Comisión del Plan Nal. Hidráulico Tépico # 40 México 7, D.F. 584-72-74
4. ARTURO J. ARROYO SANCHEZ Oriente 160 # 131 Col. Moctezuma, México 9, D.F. 522-80-69	S.A.R.H. Plaza de la República # 31 México 1, D.F. 546-43-62
5. LUIS FERNANDO BAEZ BAYAS Sevilla # 19-A México 6, D.F. 528-79-11	S.A.R.H. Reforma # 133-6° Piso México 1, D.F. 566-88-71
6. PEDRO CABRERA CAVAZOS Nochebuena # 52 Tlalnepantla, Edo. México 397-84-54	S.A.R.H. Reforma # 69 México 1, D.F. 591-18-35
7. MAURICIO CARRASCO CARRASCO Calle 631 # 93 4a. y 5a. Sección Aragón México 14, D.F.	S.A.R.H. Reforma # 20-4° Piso México 1, D.F.
8. JUAN MANUEL CARRIZALES HAEZ Calle Norte 1-A # 4916-7 México 15, D.F.	S.A.R.H. Plaza de la República # 31-6° P. México 4, D.F. 546-50-96 591-15-94
9. ROBERTO CASARRUBIAS GARCIA Laguna del Carmen # 104-17 México 17, D.F.	S.A.R.H. Reforma # 133-6° Piso México 4, D.F. 566-88-71

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO CONTROL DE AVENIDAS, PATROCINADO POR LA COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO. 21 de Febrero al 21 de Marzo de 1979

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
10. ARTURO CORTES TATACOYA Degollado # 19B-9 México 3, D.F. 529-56-03	S.A.R.H. Sierra Gorda # 23 México 10, D.F. 520-58-17
11. JUAN FCO. CRUZ ROMAN Edif. 63-B-502 Lindavista-Vallejo México 14, D.F. 587-30-48	S.A.R.H. Reforma # 69-4° Piso México 1, D.F. 535-22-20
12. EUSEBIO DUEÑAS BEDOLLA Villa Olímpica # 4-101 México 22, D.F. 568-18-71	S.A.R.H. Reforma # 45-10 México 1, D.F. 592-00-34
13. ALFONSO ECHAURI P. Aves # 26 México 21, D.F. 549-67-71	S.A.R.H. Insurgentes 30-3° Piso México, D.F. 591-18-35
14. GUSTAVO ENRIQUEZ SOTELO Chimalpopoca # 13 Naucalpán, Edo. de México 576-26-25	S.A.R.H. Liverpool # 3-7° Piso México 6, D.F. 546-02-11
15. RAFAEL ESTRADA SOTO Andador # 20-Gpo. 8-2 Acueducto Gpo. México 14, D.F.	S.A.R.H. Liverpool # 3-7° Piso México 6 D.F. 546-02-11
16. ALBERTO GONZALEZ VILLAMAYOR Zafiro # 35 México 14, D.F. 537-29-28	S.A.R.H. Insurgentes # 32-3° Piso México 6, D.F. 591-13-36
17. JESUS RAUL GUERRERO ISLAS Lleja # 40 - Int. s/n México 6, D.F.	S.A.R.H. Reforma # 46 México, D.F. 592-57-66
18. JOSE LUIS HERNANDEZ MENDOZA Carranza # 517-8 Ote. Tampico, Tam.	S.A.R.H. Hidalgo # 4002 Tampico, Tamp. 340-37

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO CONTROL, PATROCINADO POR LA COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO. 21 de Febrero al 21 de de Marzo de 1979.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
19. SALVADOR HERNANDEZ RAMIREZ Insurgentes Centro 119-4 México 4, D.F. 519-91-65	S.A.R.H. Reforma # 45 México 1, D.F. 535-29-61
20. ANTONIO F. HUAZANO LUNDES Marcelino Dávalos # 8-2 México 8, D.F. 519-59-00	S.A.R.H. Reforma # 46-7 México 1, D.F.
21. J. JESUS LANDEROS ORTIZ Av. Ezequiel # 78-9 Cpe. Tepeyac México 14, D.F. 537-40-54	Comisión de Aguas del Valle de México Balderas # 55 México 1, D.F. 585-50-66 ext. 206
22. ENRIQUE LOPEZ PEREZ	S.A.R.H. Hidalgo # 4002 Tampico, Tam.
23. RAUL LOPEZ TSURUKU Batalla de Celaya L-14 Zona Residencial Militar México 10, D.F. 520-86-92	S.A.R.H. Sierra Gorda # 23 México 10, D.F. 520-58-17
24. LUIS MELCHOR CRUZ Av. Insurgentes Centro # 6-27 México 4, D.F.	S.A.R.H. Liverpool # 3-8° Piso México 7, D.F. 592-38-70
25. JOSE IGNACIO MELO MANZUR Alfonso Herrera # 11-401 México 4, D.F. 546-55-98	S.A.R.H. Sierra Gorda # 23 México 10, D.F. 520-58-17
26. JOSE LUIS MONTEIL VALENCIA Av. Cumbres de Maltrata # 394 México 12, D.F. 590-31-85	S.A.R.H. Reforma # 133-6° Piso México 1, D.F. 566-88-71
27. ALFREDO MORA MAGAÑA Calz. de los Leones # 217 Las Águilas México 20, D.F. 593-72-50	S.A.R.H. Plaza de la República # 1- México, D.F. 546-43-62

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO CONTROL DE AVENIDAS, PATROCINADO POR LA COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO. 21 de Febrero al 21 de Marzo de 1979.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
28. CARLOS NAVARRETE RODRIGUEZ Bonanza # 113 Felipe Angeles México 2, D.F. 789-35-39	S.A.R.H. Reforma # 45-10° Piso México 1, D.F. 592-00-78
29. ENRIQUE OROZCO VEGA Laguna de San Cristobal # 72-3 Anáhuac México 17, D.F. 535-80-57	S.A.R.H. Paseo de la Reforma # 46-4° Piso México 1, D.F. 535-80-57
30. ALFREDO PEYROT GONZALEZ Playa Regatas # 500 México 13, D.F. 696-33-89	S.A.R.H. Liverpool # 3 México, D.F. 546-22-00
31. PEDRO RAMIREZ DELGADILLO	
32. JOSE TOMAS RAMIREZ ROJAS Calle 35 # 106 México 13, D.F. 691-10-30	S.A.R.H. Reforma # 45-10° Piso México 1, D.F. 592-01-08
33. MARIO G. RODRIGUEZ GUTIERREZ Priv. 35 "A" Norte # 1404 San Alejandro Puebla, Pue.	S.A.R.H. Paseo de la Reforma # 45-10° Piso México 1, D.F. 592-01-08
34. MANUEL RODRIGUEZ SALAZAR Calle 15 # 173 México 15, D.F. 355-06-36	S.A.R.H. Reforma # 20-4° Piso México 1, D.F. 546-27-18
35. JESUS FERNANDO ROMERO MAGANA Florencio Miranda # 30-13 16 de Septiembre México 18, D.F.	SAHOP Xola y Av. Universidad México, D.F. 519-74-66
36. OSCAR D. SANTILLAN HERNANDEZ Asturias # 82, Col. Alamos México 13, D.F. 538-01-60	S.A.R.H. Reforma # 46-9° Piso México 1, D.F. 591-08-19

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO CONTROL DE AVENIDAS, PATROCINADO POR LA COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO. 21 de febrero al 21 de marzo de 1979.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
37. CARLOS SERRALDE GRANADOS Calle Necaxa # 126-5 México 16, D.F.	S.A.R.H. Liverpool # 3-9° Piso México 7, D.F. 592-38-70
38. VICTOR MANUEL TREJO LUNA Zapotecos # 22 México 8, D.F. 588-29-20	S.A.R.H. Reforma # 46-4° Piso México 1, D.F. 535-80-55
39. MIGUEL ANGEL VAZQUEZ BERCHEN Unión # 17-4 México 18, D.F. 520-27-58	S.A.R.H. Sierra Corda # 23 México 10, D.F. 520-27-58

