



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

"PRINCIPIOS BASICOS PARA EL CALCULO DE
AVENIDAS MAXIMAS EN HIDROLOGIA"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MANUEL CAMERINO CASTRO VAZQUEZ

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



MEXICO, D. F.

1992



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

INTRODUCCION	1
I INFORMACION DISPONIBLE	4
1.1 Regionalización	
II ANALISIS DE LA INFORMACION FLUVIOGRAFICA Y FLUVIOMETRICA	13
2.1 Nociones de meteorología	13
- Presión atmosférica	
- Presión de vapor	
- Punto de rocío	
- La presión de vapor de saturación	
- Humedad relativa	
- Humedad absoluta	
- Humedad específica	
- Contenido de vapor de la atmósfera	
2.2 Formas de precipitación	17
- Lluvia	
- Granizo	
- Nieve	
- Rocío	
- Escarcha	
2.3 Tipos de precipitación	18
- Precipitación por convección	
- Precipitación orográfica	
- Precipitación ciclónica	
2.4 Técnicas de análisis de la precipitación	19

- Deducción de datos faltantes

2.4.1 Información pluviométrica

2.4.2 Información pluviográfica

- Curva masa
- Histograma

2.4.3 Precipitación media sobre una zona

- Método aritmético
- Polígonos de Thiessen
- Métodos de las Isocetas
- Curva masa media ajustada
- Red de medición

2.4.4 Curvas altura de precipitación-área-duración (Hp-A-D)

2.4.5 Curvas intensidad de la lluvia-duración-periodo de retorno(I-D-Tr)

- Método de intensidad de lluvia-periodo de retorno
- Método de correlación lineal múltiple

2.4.6 Precipitación máxima probable (P. M. P.)

- Métodos para estimar la P. M. P.

III ANALISIS DE LA INFORMACION HIDROMETRICA66

3.1 Scurrimiento 68

3.2 Ubicación de estaciones hidrométricas52

- Factores climáticos
- Factores fisiográficos

3.3 Aforo de corrientes56

3.3.1 Sección de control

3.3.2 Relación sección-pendiente

3.3.3 Relación sección-velocidad

3.3.3.1 Instrumentos usados

3.4 Curva elevaciones-gastos68

3.4.1 Medición de elevación

3.5 Hidrogramas y sus análisis71

IV AVENIDAS MÁXIMAS79

4.1 Aspectos generales79

4.2 Métodos empíricos79

4.2.1 Envolventes regionales

4.3 Métodos semiempiricos85

4.3.1 Racional

4.3.2 Van Te Chow

4.3.3 Hidrograma Triangular

4.4 Métodos hidrometeorológicos 6 de Relación lluvia-
escurrimiento104

4.4.1 Modelos lluvia-escurrimiento

4.4.2 Hidrograma unitario Tradicional

4.4.3 Método de la curva S

4.4.4 Hidrograma unitario Instantáneo

4.5 Métodos estadísticos115

- Período de retorno

- Estimación de parámetros

- Distribución Normal

- Distribución Lognormal de 2 parámetros

- Distribución Pearson Tipo III o Distribución Gamma de 3
parámetros

- Función de distribución Gumbel

- Distribución de probabilidad Exponencial

- Método de Gumbel

- Método de Nash

- Método de Lebediev

V EJEMPLOS DE APLICACIÓN142

5.1 Cálculo de la altura de precipitación media anual sobre la
cuenca del río Blanco, Ver., empleando método aritmético, polígonos
de Thiessen Isoyetas.

5.2 Obtención de la Precipitación Máxima Probable, en la cuenca del

- rio blanco, Ver., empleando el Método de Hershfield.
- 5.3 Cálculo de las curvas Altura de precipitación-Área-Duración(Hp-A-D).
 - 5.4 Determinación de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno(I-D-Tr).
 - 5.5 Obtención del gasto (Q), usando el método Sección-pendiente.
 - 5.6 Obtención del gasto (Q), usando el método Sección-Velocidad.
 - 5.7 Obtención de la curva Elevaciones-Gastos.
 - 5.8 Cálculo del gasto de diseño, empleando la fórmula Racional.
 - 5.9 Cálculo del gasto máximo, empleando el método de Chow.
 - 5.10 Cálculo del gasto de diseño, empleando el Hidrograma unitario Triangular.
 - 5.11 Determinación de la avenida de diseño, empleando el Hidrograma unitario Tradicional.
 - 5.12 Cálculo de la curva S.
 - 5.13 Cálculo del H. U. I.
 - 5.14 Obtención por el método de Gumbel, el gasto de diseño.
 - 5.15 Obtención por el método de Nash, el gasto de diseño.
 - 5.16 Obtención por el método de Lebediev, el gasto de diseño.
 - 5.17 Obtención del gasto de diseño, empleando la función de distribución Gumbel.
 - 5.18 Obtención del gasto de diseño, empleando la función de distribución Normal.
 - 5.19 Obtención del gasto de diseño, empleando la función de distribución Exponencial.

INTRODUCCION

El agua es un recurso natural indispensable para el desarrollo de toda actividad humana, solo que para poderla aprovechar es necesario contar con volúmenes o caudales suficientes para satisfacer demandas que establezcan los objetivos del aprovechamiento. Con el propósito de lograr un uso eficiente del agua, se requiere, como premisa fundamental, elaborar todos los estudios preliminares que nos permitan desarrollar los anteproyectos, procurando, dentro de lo posible, analizar todas las opciones y alternativas existentes por lo que, la mentalidad del ingeniero proyectista, debe mantenerse abierta para aplicar y comparar ventajas y desventajas de nuevas técnicas y avances tecnológicos, igualmente de no desechar alternativas o posibilidades que pudieran parecer inadecuadas inicialmente, debiendo verificar que realmente no sean factibles; al mismo tiempo y como objetivo primordial, deberá buscar anteproyectos que técnica, económica y socialmente sean viables tratando de conjugar de la mejor manera estos tres aspectos.

El ingeniero civil que se ocupa de proyectar, construir o supervisar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas, debe resolver numerosos problemas prácticos de muy variado carácter. Por ejemplo se encuentra con la necesidad de diseñar puentes, estructuras para control de avenidas, presas, sistemas de drenaje para poblaciones, sistemas de abastecimiento de agua potable, etc. En general, para lograr la ejecución de los proyectos hidráulicos, se realizan una serie de estudios a diferente nivel de precisión dependiendo de la información que se dispone. Posiblemente el nombre que asigna a cada etapa sea variable dependiendo del tipo de aprovechamiento; sin embargo, lo importante es el concepto y desarrollo de dichos estudios.

El análisis hidrológico exhaustivo es, pues, el primer paso fundamental

en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos. En la fase de diseño, el análisis se dirige básicamente a fijar la capacidad y seguridad de estructuras.

La importancia de poder establecer una metodología para el diseño de las obras hidráulicas, relacionadas con el control de avenidas, estriba en el dimensionamiento de dicha obra a partir de un procedimiento técnico. El ingeniero, por lo tanto, se enfrenta por lo menos a tres tipos de incertidumbre: la natural o esencial debida a la consideración de que los eventos hidrológicos son eventos aleatorios; la estadística relacionada con una determinación imprecisa de los parámetros del modelo; y la de modelo, al no poder tener la seguridad de que el modelo escogido es la mejor elección. La incertidumbre natural no puede evitarse debido a la misma naturaleza de los eventos hidrológicos al carecer de una información completa de ellos.

Así, el objetivo del presente trabajo, es la exposición de algunas técnicas hidrológicas para la determinación de los eventos máximos de avenidas, que servirán de apoyo para el dimensionamiento geométrico de las estructuras hidráulicas.

Por lo tanto, en la primera parte, se trata brevemente sobre los organismos rectores responsables y los cuales se encargan de clasificar y publicar la información obtenida en las estaciones climatológicas e hidrométricas, ubicadas en el territorio nacional. En el capítulo dos, se analiza la lluvia, desde su formación, distribución y su medición en las estaciones climatológicas; algunos métodos de análisis y de aplicación para los datos registrados. En el capítulo tres se analiza el escurrimiento desde la ubicación de las estaciones de aforo y el procesamiento de los datos obtenidos en las estructuras de medición. En el cuarto capítulo se describen los criterios mas comunes, en el medio hidrológico, para determinar la magnitud de una avenida máxima. Así

mismo, el quinto capítulo corresponde a los ejemplos de aplicación relativos a los aspectos teóricos que se han descrito en los capítulos anteriores. Finalmente, los capítulos subsecuentes son los que se refieren a las conclusiones y recomendaciones que, ha criterio del autor, son importantes incluir en el presente trabajo.

CAPITULO I

INFORMACION DISPONIBLE

La disponibilidad de datos adecuados es esencial en todas las ciencias y la hidrología no es la excepción. El primer paso fundamental del trabajo del hidrólogo es la recolección y análisis de datos, éstos son procesados y publicados por numerosas dependencias gubernamentales, federales y estatales, que sistemáticamente realizan procesos de captura de datos hidrometeorológicos, en forma periódica.

Nuestro país cuenta con una amplia red de estaciones climatológicas e hidrométricas, controladas principalmente por:

- a) Secretaría de Agricultura y Recursos Hídricos (SARH).
- b) Comisión Federal de Electricidad (CFE).
- c) Comisión Internacional de Límites y Aguas entre México-Estados Unidos de América (CILA).
- d) Departamento del Distrito Federal (DDF).
- e) Gobierno de los estados y municipios.
- f) Particulares.

Estas dependencias y organismos descentralizados, entre sus funciones tienen la responsabilidad de normar, organizar y operar en su caso, los sistemas de captura, procesamiento y análisis de información hidrometeorológica y su posterior publicación y difusión de los datos hidrológicos. Esta publicación puede ser mensual, anual, y conforme al objetivo o uso correspondiente para cada dependencia. Así mismo, la

información es básica para conocer el potencial Hidrológico Nacional, relacionado con los volúmenes o gastos que transporta un río a través de todo su territorio. Con apoyo en este conocimiento, se desarrollarán y diseñarán las obras hidráulicas necesarias que demandan los requerimientos del país.

1.1 REGIONALIZACION

Para su estudio hidrológico, el Territorio Nacional, ha sido dividido por regiones, realizadas principalmente por la SARH y CFE, por ser éstas las dependencias más importantes que administran los recursos hidráulicos en la República Mexicana. Con base en lo anterior, a continuación se detallan a grandes rasgos sus objetivos que persigue cada organismo oficial:

- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH). En el año de 1985 se publicó en el Diario Oficial de la Federación, la creación de la Dirección General de Administración y control de Sistemas Hidrológicos y la Dirección de Aguas Superficiales, que se les lo siguiente: "...Con el objetivo de administrar, y controlar el uso, aprovechamiento y explotación de las aguas nacionales, tanto superficiales como residuales y subterráneas, así como sus cauces, vasos, zonas federales y de protección, mediante la política basada en las leyes y reglamentos vigentes, que permitan preservar y aprovechar racionalmente el recurso; lograr el máximo aprovechamiento de los volúmenes escurridos buscando al mismo tiempo proteger los centros de población, las áreas productivas y las zonas federales de amenazas y consecuencias de las inundaciones, a través de los pronósticos de avenidas, propuestas de construcción de obras de defensa, formulación de programas de zonificación y reglamentación de llanuras inundables; así como, la coordinación y ejecución de los programas preventivos de seguridad y salvamiento"...

Por lo tanto, la SARH ha dividido al país en 37 regiones hidrológicas (fig. 1.1) y dispone de planos con la localización de las estaciones



37 REGIONES HIDROLOGICAS (S. A. R. H.)

FIG. 1.1

Climatológicas e Hidrométricas que operan en la República Mexicana. Además de una serie de publicaciones, ha elaborado algunos atlas climáticos de diversas cuencas del país, así como las cartas de isoyetas medias anuales de la República Mexicana. En la tabla 1.1, se muestran las principales publicaciones con información hidrológica del país.

- Comisión Federal de Electricidad (CFE). Dividió el Territorio Nacional en 5 regiones (fig. 1.2) subdivididas a su vez en sistemas hidrológicos, tabla 1.2, y éstas subdivisiones están constituidas por una o varias cuencas (esta división es congruente con la regionalización llevada a cabo por la SARH), en total se han considerado 27 sistemas hidrológicos, para propósitos de evaluación del potencial hidroeléctrico; el conocimiento del potencial hidrológico del país, es muy importante en el proceso para el desarrollo de proyectos hidroeléctricos, constituye la base de las actividades de CFE, en el área de planeación, permite detectar los problemas a que puede enfrentarse el Sistema Eléctrico Nacional a mediano y largo plazo, en lo que se refiere al abastecimiento de energía proveniente de plantas hidroeléctricas convencionales, al localizar estas zonas constituye a la búsqueda de la solución para la ingeniería aplicada a la hidroelectricidad, que aún tiene respuestas.

Así mismo, el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, INEGI (antes DETENAL). Cuenta con la información cartográfica y aerofotográfica, de casi la totalidad del país. Cartas topográficas en escalas 1:250 000 y 1:50 000, con equidistancia vertical de 100 m. y 20 m. respectivamente; cartas geológicas (litológico-estructurales) en escala 1:50 000; cartas geológicas escala 1:250 000; cartas del uso del suelo, edafológicas, etc. Además, cuenta con una gama de fotografías aéreas, en diversas escalas.

Este tipo de información también es manejada por la Secretaría de la Defensa Nacional, la Comisión Internacional de Límites y Aguas (CILA) a diferentes escalas.

T A B L A 1.1

INFORMACION HIDROLOGICA EN LA REPUBLICA MEXICANA

PUBLICACION	ALCANCE	FRECUENCIA	DEPENDENCIA
Boletín Hidrológico del Valle de México	Datos Hidrométricos y Meteorológicos del -- Valle de México	Anual	Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SARH
Boletín del Servicio Meteorológico Nal.	Observaciones pluviométricas y termométricas.*	Mensual	Dirección General del Servicio Meteorológico Nacional, SARH
Boletín Hidrométrico	Escurremientos del -- río Colorado, Bravo y otros ríos internacionales.*	Anual	Comisión Internacional de Límites y -- Aguas, SRE.
Boletín Hidrométrico	Datos Hidrométricos - y climatológicos del río Papaloapan.	Anual	Comisión del Papaloapan, SARH.
Boletín Hidrológico	Datos Hidrométricos*	Periódica	Comisión Federal de - Electricidad.
Boletín Meteorológico.	Datos Meteorológicos*	Periódica	Comisión Federal de - Electricidad.
Boletín Hidrológico	Datos Hidrométricos**	Periódica	Dirección de Hidrología, SARH.
Boletín Climatológico.	Datos Climatológicos región Hidrológica - No. 12-A (parcial).	Información hasta Dic.- de 1972.	Dirección de Hidrología, SARH.

* Se refieren a sus estaciones en toda la República Mexicana.

** Abarca información por región Hidrológica. El país está dividido en 37 regiones Hidrológicas.



REGIONALIZACION (C.F.E.)

FIG. 1.2

	R E G I O N				
	PACIFICO NORTE	PACIFICO SUR	GOLFO	SURESTE	NORTE
SISTEMA HIDROLOGICO	<i>Baja California Norte</i> <i>Senora</i> <i>Yaqui</i> <i>Fuerte - Mayo</i> <i>San Lorenzo - Sinaloa</i> <i>Baluarto - Elota</i> <i>San Pedro - Acaponeta</i> <i>Lerma</i> <i>Santiago</i> <i>Costa de Jalisco</i>	<i>Costa de Michoacán</i> <i>Balsas</i> <i>Costa de Guerrero</i> <i>Costa de Oaxaca</i>	<i>St. Filo. - Soles la Marina</i> <i>Pánuco</i> <i>Costa de Veracruz</i> <i>Papaloapan</i> <i>Coahuacoalcos</i>	<i>Grijalva</i> <i>Usumacinta</i> <i>Tonalá</i> <i>Tacotalpa</i> <i>Costa de Chiapas</i>	<i>Conchos</i> <i>Bravo</i> <i>Nazas</i>

REGIONES HIDROLOGICAS (C. F. E.)

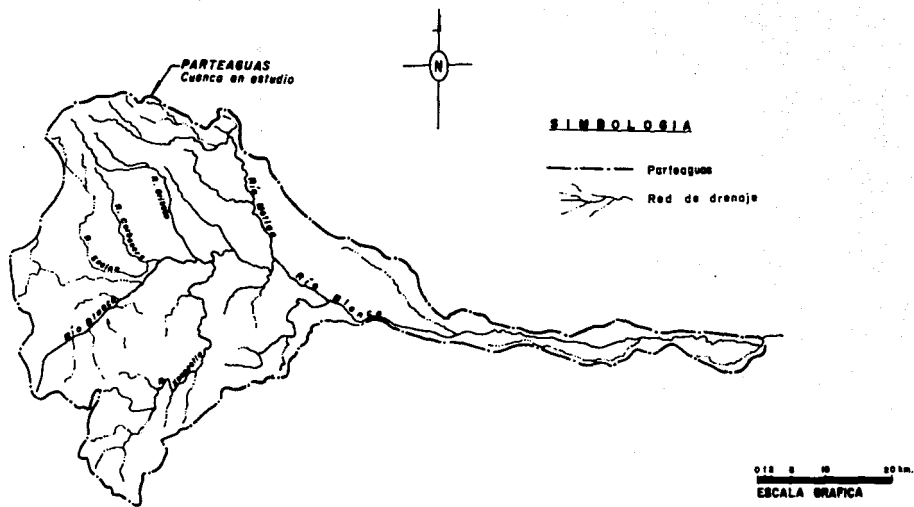
TABLA 1.2

Por lo tanto, una vez localizada la zona de interés, se realizan estudios específicos del sitio. Se requiere definir su cuenca de drenaje y conocer la localización de las estaciones climatológicas e hidrométricas dentro y/o en las cercanías de la cuenca. Haciendo uso de los planos topográficos (esc. 1:250 000 ó 1:50 000), se trazan las cuencas de drenaje de la corriente de interés (fig. 1.3).

Definido el tamaño de la cuenca se necesita considerar si ésta es pequeña o grande. Para una cuenca pequeña, la forma y cantidad de escurrimiento, están influenciadas principalmente por las condiciones físicas del suelo; por lo tanto, el estudio hidrológico debe enfocarse con más atención a la cuenca misma. Así, por ejemplo, una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce. Una cuenca pequeña puede variar hasta un área máxima que, para fines prácticos, Chow considera de 250 km².

El área de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas. Generalmente esta área se determina con un planímetro y se expresa en kilómetros cuadrados. Muchas veces se requiere dividir las grandes cuencas para facilitar su estudio. Las subáreas o subcuencas tributarias estarán a su vez delimitadas por parteaguas interiores. El criterio base para subdividir el área de la cuenca, debe ser el grado de importancia de los escurrimientos de la corriente tributaria, dados por la información obtenida mediante alguna estación hidrométrica ó por algún método deductivo.

Independiente de las características de la precipitación y de la evapotranspiración, el escurrimiento en una cuenca depende de las características fisiográficas de las mismas, sean de tipo geométrico, como el área de drenaje, pendiente, elevación, las características del cauce principal, de la red de corriente, etc., o bien sean características físicas, como la cubierta del suelo, el uso del mismo, el tipo, las condiciones de permeabilidad y la capacidad de almacenamiento superficial, etc.



CUENCA DE DRENAJE

FIG. 1.3

CAPITULO II

ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA Y PLUVIOGRÁFICA

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua. En este capítulo se explican las nociones de meteorología, con el fin de mostrar la diversidad de elementos que influyen en la precipitación, lo que en la mayoría de los casos, no permite generalizar métodos de análisis para zonas ajenas a las que los originan. Se describen diferentes métodos de procesamiento de los datos de precipitación.

2.1 Nociones de Meteorología

La meteorología es parte de la física terrestre, que estudia todos los fenómenos relacionados con el agua atmosférica, al complementar este concepto con la hidrología superficial, se tiene la rama conocida como hidrometeorología. Así pues, se describen a continuación algunos de esos fenómenos.

- PRESIÓN ATMOSFÉRICA

Es la que ejerce la atmósfera sobre todos los objetos que se encuentran en contacto con ella y que no es sino la manifestación del peso de la columna de aire que gravita sobre una unidad de área, dividida entre esta última.

La presión atmosférica se mide normalmente con aparatos que usan el mismo principio que el de Torricelli (fig. 2.1) entre mayor sea la presión atmosférica, mayor será la altura h de la columna que se alcance en el

tubo. Al nivel del mar alcanza una $h=760$ mm. de Hg aproximadamente, esta altura h se usa como unidad de presión.

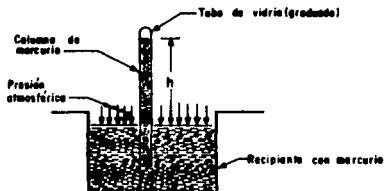


Fig 2.1. Experimento de Torricelli

Otras unidades de presión atmosférica son:

- El Bar (1 bar= 760 mm Hg)
- La atmósfera (1 atm=1.033 kg/m²)
- La presión de referencia o estándar a nivel del mar y a 15°C (acordado a nivel mundial) que es de 1013.2 mb (1 bar=1000 mb, mb=milibares).

La presión varía con la altura a razón de aproximadamente 1 mb por cada 10 m. y dicha variación se expresa como:

$$P=1013.2((288-0.0065 Z)/288)^{5.256}$$

2.1

donde:

Z = altitud, en metros

P = presión atmosférica, en mb

- PRESIÓN DE VAPOR. La cantidad de vapor de agua contenida en el aire puede expresarse como la presión que ejercería si todos los otros gases estuvieran ausentes, es decir, como el peso de una columna de vapor por unidad de área.

Como se sabe la atmósfera está formada por una gran cantidad de elementos, como son: hidrógeno, oxígeno bióxido de carbono, etc.

- PUNTO DE ROCÍO (T_d). La temperatura a la cual un volumen específico de aire se satura al enfriarlo a presión constante y con un contenido de vapor de agua también constante, se llama Punto de Rocío.

- LA PRESIÓN DE VAPOR DE SATURACIÓN (e_s). Es la presión de vapor que existe en una masa de aire cuando está saturada, y se puede relacionar con la presión de vapor que se tiene en un momento dado mediante la ecuación 2.2

$$e_d = e_s - 0.00066p(T_a - T_w)(1 + 0.00115 T_w) \quad 2.2$$

donde:

T_a , es la temperatura real del aire, medido con un termómetro llamado de "Bulbo Seco", en grados centígrados.

e_d , presión parcial del vapor de agua, en mb.

T_w , es la temperatura medida con un termómetro llamado de "Bulbo Húmedo", en grados centígrados.

- HUMEDAD RELATIVA. Es la relación entre la presión de vapor real y la de saturación.

$$H_r = 100e_a/e_d$$

donde:

e_a , es la presión de vapor real

e_d , es la presión de vapor de saturación.

H_r , es la humedad relativa en %

La humedad relativa se puede medir por medio del higrógrafo.

- HUMEDAD ABSOLUTA. Es la masa de vapor de agua contenida en una unidad de volumen.

$$\rho_v = Mv / (masa \text{ de vapor}) / v (\text{volumen de aire})$$

donde:

ρ_v , es la humedad Absoluta, también llamada densidad de vapor ó concentración de vapor.

- HUMEDAD ESPECIFICA. Se define como la relación entre la masa de vapor y la del aire húmedo (aire+vapor).

$$Hs = Mv / (Ma + mv) = \rho_v / (\rho_a + \rho_v) = \rho_v / \rho$$

donde:

Hs , es la humedad específica

Ma , es la masa del aire seco

ρ_a , es la densidad del aire seco

Mv , masa de vapor

- Contenido de vapor de la atmósfera

Para que se formen las nubes, el agua que se evapora de la superficie terrestre debe elevarse hasta que la presión y la temperatura sean las necesarias para que exista condensación, es decir, hasta que se pueda alcanzar el punto de rocío.

Cuando una masa de aire asciende, se ve sujeta a una presión gradualmente decreciente; entonces se expande y, al expandirse, en virtud de las leyes de los gases, disminuye su temperatura, es cuando se presenta la

condensación, ésta tiene lugar al unirse varias de las pequeñas gotas que forman las nubes (cuyo diámetro está entre 5 y 100 μ) para formar gotas más grandes; sin embargo, para que la unión de varias gotas pequeñas se verifique en cantidades significativas sin la intervención de otros elementos, es necesario que la supersaturación (temperatura más baja del punto de rocío), sea mayor de la que normalmente se produce en la atmósfera; en esas condiciones, se tendrán núcleos de condensación uniformes (unión de varias gotitas). En realidad, los núcleos de condensación se forman, con las condiciones de supersaturación comunes, alrededor de corpúsculos de naturaleza mineral u orgánica presentes en la atmósfera y provenientes de erosión orográfica, humos de combustiones naturales ó artificiales, polen y en lugar destacado cristales de sal marina, presentes en todos los niveles de la atmósfera, incluso en sitios ubicados a enorme distancia del mar. De este modo se forman gotas más grandes (con diámetros de 100 a 500 μ) que tienen ya suficiente peso para caer bajo la acción de la fuerza de gravedad.

2.2 Formas de Precipitación

Según las condiciones meteorológicas existentes en ese momento, se tiene:

LLUVIA.- Son gotas de agua que caen de las nubes con un diámetro superior a 0.5 mm.

LLUVIZNA.- Consiste en gotas de agua con diámetro menor a 0.5 mm.

Si la llovizna y la lluvia se presentan cuando la temperatura ambiente es inferior a 0° C entonces se forma sobre la superficie en que caen, una capa de hielo.

GRANIZO.- Está constituido por bolas o pedriscos de hielo de 5 a 50 mm, que son productos de la condensación de gotas de lluvia formando granos de hielo duro, poco transparentes y de forma globular.

NIEVE,- La constituyen cristales de hielo de color blanco, translúcido ramificado; generalmente en forma de estrellas hexagonales.

ROCÍO.- Es el vapor de agua que se condensa sobre la superficie, a causa de que el aire ambiente sufre un descenso de temperatura, este descenso nunca es inferior a 0° C.

ESCARCHA.- La escarcha es debida a un fenómeno llamado sublimación donde los cristales de hielo son formados directamente sobre la superficie, es cuando el aire se ha enfriado a menos de de 0° C.

2.3 Tipos de precipitación

Precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera. Para que se origine la precipitación es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua originándose la condensación del vapor atmosférico. El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire, de acuerdo con el sitio y condición que provoca dicha elevación, la precipitación puede ser:

2.3.1 Precipitación por convección

Se origina por el levantamiento de masas de aire más ligero y cálido, al encontrarse a su alrededor con masa de aire densas y frías, o por el desigual calentamiento de la superficie terrestre y la masa de aire. Al irse elevando dichas masas de aire, se expanden y se enfrían dinámicamente, originando la condensación y precipitación.

2.3.2 Precipitación orográfica

La precipitación debida al levantamiento del aire producido por las barreras montañosas se denomina orográfica; su distribución en el espacio está relacionada con las pendientes del terreno.

2.3.3 Precipitación ciclónica

Está asociada al paso de ciclones, resulta del levantamiento del aire por convergencia de la masa del aire en una zona de baja presión. En general afecta zonas muy extensas.

2.4 Técnicas de análisis de la precipitación

El análisis se realiza con los datos registrados en cada estación, al recabar los datos es importante darle una interpretación adecuada para no trabajar con información errónea, así contar con un análisis confiable, que en los incisos posteriores se tratará.

2.4.1 Información Pluviométrica

- Precipitaciones puntuales de lluvias máximas diarias, observadas con intervalo de 24 horas.

El pluviómetro, únicamente proporciona la altura de precipitación total en intervalos de tiempo fijados de antemano, generalmente de 24 horas, medidas a partir de las 8 de la mañana de cada día. El problema principal que se tiene es que, como las lecturas del pluviómetro se hacen cada 24 horas, no se puede conocer al anotar una altura de lluvia registrada en ese período, si corresponde a una tormenta ó a una sucesión de ellas y cual es la duración real de cada una de éstas. La información, así obtenida, está limitada a un análisis diario, siendo de gran utilidad como apoyo para el manejo de la distribución de las tormentas en el área por su gran densidad en relación con los pluviógrafos.

- Precipitaciones medias mensuales.

Conocer la cantidad de lluvia promedio que cae mensualmente en una región es de gran importancia para conocer el volumen que llueve durante el año,

pues permite conocer en que meses del año se presenta la época de estiaje.

- **Precipitaciones anuales.**

Conocer la cantidad de lluvia que cae anualmente en una región o cuenca es de vital importancia para el desarrollo económico de la región y aún del país, a base del conocimiento de los volúmenes de precipitación, se desarrolla todo un conjunto de infraestructura para el aprovechamiento de los recursos hidráulicos, ya sea para; hidroelectricidad, riego, abastecimiento de agua potable, etc.

2.4.2 Información Pluviográfica

- **Curva Masa**

La curva masa es la representación gráfica de la altura de precipitación acumulada contra el tiempo, se obtiene directamente del registro del Pluviógrafo, desde el inicio de la tormenta hasta su terminación (fig. 2.2).

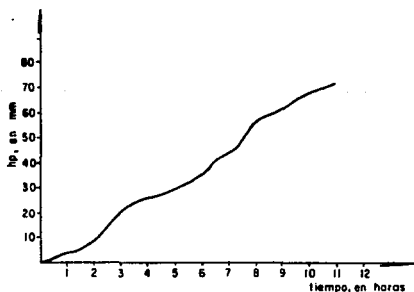


Fig.2.2 Curva Masa de Precipitación.

Cualquier tangente a la curva masa, representa la intensidad de la lluvia, i , para ese instante, que se define como:

$$i = \Delta P / \Delta t$$

donde:

i , intensidad de la lluvia, en mm/hr.

ΔP , incremento de lluvia en el intervalo, en mm.

Δt , incremento de tiempo, en hr.

-- Histograma (diagramas de barras)

A partir de una curva masa de precipitación es posible dibujar diagramas de barras que representan las variaciones de la altura de precipitación o de su intensidad en intervalos de tiempo previamente seleccionado (fig. 2.3).

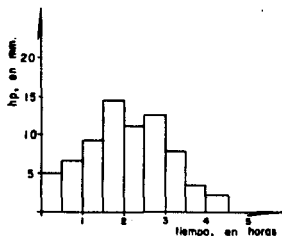


Fig. 2.3 Histograma de altura de precipitación

- Histograma de precipitación

Haciendo uso de la curva masa se obtiene el histograma de precipitación, en orden siguiente:

1.- Se divide la curva masa en intervalos de tiempo constante, Δt (dividiendo el tiempo que duró la tormenta en n intervalos, iguales o no).

2.- Se obtiene la altura de precipitación hasta el final de cada intervalo de tiempo.

3.- Se mide la altura de precipitación que se tuvo en cada uno de ellos.

4.- Se grafican los valores obtenidos en 3.

2.4.3 Precipitación media sobre una zona.

Al realizar las mediciones de precipitación, los aparatos registran la lluvia puntual, ya que se limitan a una pequeña área de captación en que están instalados, esto obliga a estimar la altura de precipitación media en la zona de interés, ya sea el promedio mensual, anual o un periodo determinado de tiempo. Para hacerlo se tienen tres métodos principales:

a) Método aritmético.

Consiste simplemente en obtener el promedio aritmético de las alturas de precipitación, registradas en cada estación localizada en la zona en estudio (fig. 2.4a).

$$\bar{h}_p = (1/n) \sum_{i=1}^n h_{pi} = (1/n) (h_{p1} + h_{p2} + h_{p3} + \dots + h_{pn}) \quad 2.7$$

donde:

- \bar{h}_p , es la altura de precipitación media en la cuenca, en mm.
- h_{pi} , es la altura de precipitación registrada en la estación i , en mm.
- n , es el número de estaciones bajo análisis.

La precisión de éste criterio, depende de la cantidad de estaciones disponibles, de la forma como están localizados. Este método da buenos resultados en áreas planas, si los pluviómetros están distribuidos uniformemente y el valor captado por cada uno de los pluviómetros no varía mucho a partir de la media.

b) Polígonos de Thiessen

En este método es necesario conocer la localización de las estaciones en la zona bajo estudio, para asignarle a cada estación una zona de influencia, las estaciones se ubican en el plano de la zona (esc. 1:250000 ó con más precisión 1:50000) y se dibujan líneas que las conectan unas con otras. A continuación se trazan líneas bisectoras perpendiculares a los lados de los triángulos, las cuales forman una serie de polígonos llamados Polígonos de Thiessen, los lados de cada polígono son los límites del área efectiva que se considera para cada estación, el área se obtiene usando un planímetro (fig. 2.4b).

Cada polígono es el área tributaria de cada estación, la altura de precipitación media es:

$$\bar{h}_p = (1/A_T) (h_{p1}A_1 + h_{p2}A_2 + h_{p3}A_3 + \dots + h_{pi}A_i) \quad 2.8$$

donde:

\bar{h}_p , es la altura de precipitación media, en mm.

A_T , área total de la zona en estudio, en km².

A_i , es el área de influencia de la estación i, en km².

h_{pi} , es la altura de precipitación registrada en la estación i,
en mm.

c) Método de las Isoyetas

Ubicar las estaciones climatológicas en un plano adecuado, y en cada una de ellas, anotar el valor de la precipitación registrada y se trazan las curvas de igual precipitación, denominadas isoyetas. En la construcción de un mapa de isoyetas, tener presente los posibles efectos orográficos y la morfología de la tormenta; las isoyetas tenderán a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel. Si se cuenta con suficientes estaciones dentro de la zona en estudio, mayor será la aproximación con la cual se trace el plano de isoyetas (fig. 2.4c).

$$\bar{h}_p = (1/A_T)(h_{p1}A_1 + h_{p2}A_2 + h_{p3}A_3 + \dots + h_{pi}A_i) \quad 2.9$$

donde:

\bar{h}_p , es la altura de precipitación media, en mm.

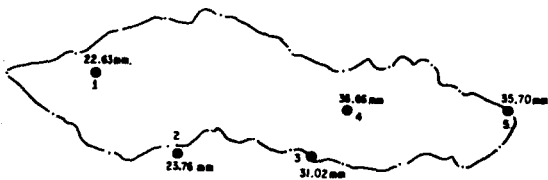
A_i , es el área de influencia de cada dos isoyetas,
en km²

h_{pi} , es la altura de precipitación promedio entre dos isoyetas,
en mm.

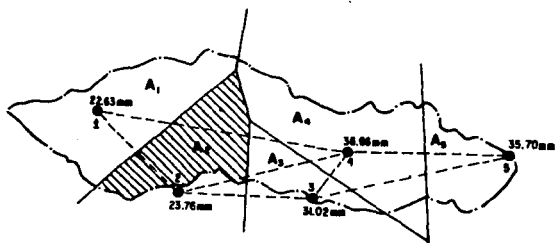
A_T , área total de la cuenca, en km².

El método aritmético es el más simple de todos, pero no toma en cuenta la distribución geométrica de las estaciones en la cuenca, ni la manera en que se distribuye la lluvia en el espacio, pues le asigna la misma área a todas las alturas de precipitación registradas; por ello, es útil únicamente en zonas con topografía muy suave y condiciones atmosféricas muy uniformes, para tener una idea aproximada de la altura de precipitación media de la zona.

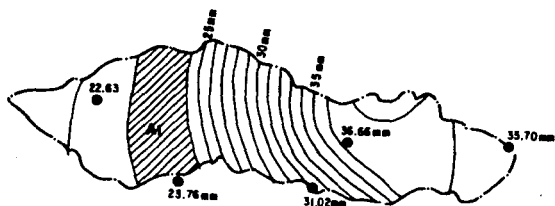
El método de los polígonos de Thiessen, sí toma en cuenta la distribución de las estaciones en el área de la cuenca, pero no los factores topográficos y de otro tipo que afectan a la distribución de la lluvia; pero permite sistematizar fácilmente los cálculos, lo cual es muy útil



a) _Método aritmético



b) _Método polígonos de Thiessen



c) _Métodos de las isoyetas

FIG. 2.4.

cuando se necesita analizar una gran cantidad de tormentas, pues los polígonos no cambian a menos que se agreguen o se eliminen estaciones.

El más preciso de los métodos expuestos, es el de las isoyetas, si éstas se dibujan de modo que toman en cuenta los efectos topográficos en la distribución de la lluvia. La exactitud del método de las isoyetas depende en gran parte de la habilidad del analista. Es el más laborioso de los tres, pues cada tormenta tiene un plano de isoyetas diferentes. Si las isoyetas se trazan indiscriminadamente, puede conducir a errores considerables, y su precisión no es mayor que la de los polígonos de Thiessen.

- Curva masa media ajustada

Cuando se desea conocer la variación en el tiempo de la precipitación media en la cuenca, es necesario determinar una curva masa media.

Se presentan dos opciones para calcularla:

a). Si en todas las estaciones se tiene pluviógrafo, debe tenerse cuidado en definir el punto de partida simultáneo en todas las curvas masa de las estaciones.

b). cuando en algunas estaciones se tienen pluviógrafos y en otras pluviómetros, deben utilizarse primero solamente los pluviógrafos a fin de obtener la curva masa media y después ajustarla utilizando para ello el factor de ajuste.

En el procedimiento que se describe a continuación se consideran estas dos opciones:

a).- Se obtiene la curva masa de cada estación con pluviógrafo en la zona de estudio.

b).- Se calcula la precipitación media para la duración total, empleando pluviógrafos, y pluviómetros con el método de isoyetas.

c).- Superponiendo las gráficas de curvas masa, se escoge un origen a partir del cual se divide la duración total en intervalos de tiempo constantes.

d).- Se obtiene la precipitación para cada estación pluviográfica y cada intervalo de tiempo.

e).- Con los datos del inciso d, se obtiene la precipitación media en la cuenca para cada intervalo de tiempo, empleando el método de Thiessen.

f).- Se grafican los valores de precipitación obtenidos en e; la unión de todos estos puntos, es la curva masa media.

g).- Si el valor de la precipitación media total calculado con el método de Thiessen es diferente del obtenido con el método de isoyetas, se deben ajustar los valores del inciso e. El factor de ajuste resulta de dividir el valor de la precipitación media total del método de isoyetas entre la precipitación media total obtenido con el de Thiessen.

$$Fa = \frac{h_p i_s}{h_p o}$$

2.10

donde:

$h_p i_s$, es la altura de precipitación media de toda la tormenta, obtenida por el método de isoyetas.

$h_p o$, es la misma altura, pero calculada con el método aritmético o el de polígono de Thiessen.

Fa , Factor de ajuste

h).- Los valores obtenidos en e, se multiplican por el factor de ajuste calculado en g.

i).- Se grafican los valores del inciso h; la unión de todos estos puntos es la curva masa media ajustada para la zona en estudio.

- Red de medición

Se han hecho estudios para determinar el número de aparatos necesarios para determinar con precisión la precipitación media en una zona. Existen diversos criterios para calcular el número adecuado de aparatos; a continuación se menciona el criterio con base en las recomendaciones de la Organización Meteorológica Mundial.

Este criterio permite fijar la densidad del número de estaciones de medición con base en el área de la cuenca, aguas arriba del punto donde se desea medir, el número medio de días con precipitación por año y el escurrimiento medio anual expresado en lámina de agua (fig. 2.5).

El error estándar en el cálculo de la lluvia media en porcentaje, E, depende del área de la cuenca A, y del número de pluviógrafos N. (ref. 1, A.1.2).

$$E = aAb^2c$$

2.11

donde:

a, b y c, son constantes

$$b = 0.2$$

$$c = -0.5$$

a, depende de las características de la cuenca.

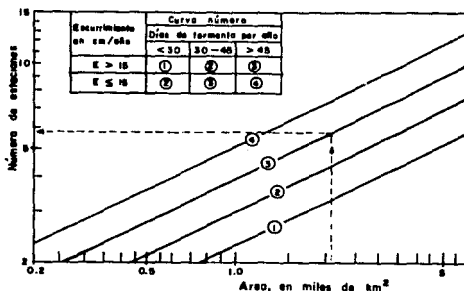


Fig. 2.5 Determinación del número de estaciones en función del área de la cuenca.

2.4.4 Curvas Altura de precipitación- Área- Duración (Hp-A-D)

Un análisis muy importante para los registros de lluvia, es el cálculo de las máximas combinaciones de alturas de lluvia respecto a sus áreas de distribución, para diferentes duraciones de tormenta, y además constituyen uno de los métodos más simples que existen para trasponer tormentas de un sitio a otro. Este análisis trata de determinar las cantidades máximas de precipitación que se produzcan en diferentes áreas y para diferentes duraciones con base a una red de estaciones que registran simultáneamente la precipitación durante una tormenta. Estas curvas deben trazarse para las tormentas más desfavorables, pues se trata de relacionar las condiciones más adversas.

Cuando se disponen de datos de una tormenta, el procedimiento para determinar estas curvas es el siguiente:

- a). Dibujar las curvas masa de las estaciones que cuentan con pluviógrafo.

- b). Trazar los polígonos de Thiessen para las estaciones pluviográficas.
- c). Dibujar las isoyetas correspondientes a la altura de precipitación total de la tormenta, medida tanto con estaciones pluviográficas como pluviométricas.
- d). Calcular el área encerrada entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca, así como la precipitación media en esa área. Para las isoyetas próximas al parteaguas, el área será la encerrada entre la isoyeta y el parteaguas.
- e). Superponer el plano de isoyetas al de los polígonos de Thiessen (incisos c y b respectivamente) y calcular la porción del área de influencia de cada estación pluviográfica que queda entre cada dos isoyetas.
- f). Determinar la curva masa media correspondiente al área encerrada por cada isoyeta y el parteaguas, partiendo de la mayor, como si ésta fuera una cuenca. Estas curvas masa medias se pueden ajustar.
- g). Seleccionar diferentes duraciones de interés, que en general pueden ser múltiplos de 6 hr., aunque éste intervalo varía en función del área de la cuenca.
- h). Para cada duración, seleccionar los máximos incrementos de precipitación de las curvas masa calculadas en el inciso f, de modo que estén situados en intervalos de tiempo contiguos.
- i). Dibujar los datos de área, altura de precipitación y duración.

2.4.5 Curvas Intensidad de la lluvia - Duración - Periodo de retorno (I-D-Tr).

La obtención de las curvas intensidad de lluvia-duración-periodo de

retorno de un registro de lluvia, permite tener un conocimiento de la variación de las características de las lluvias con relación a sus frecuencias de incidencia (periodo de retorno). Al observar un registro del pluviógrafo, se notará que es continuo, y se tendrán múltiples combinaciones para asociar la altura de lluvia con una cierta duración que son valores discretos.

Estas curvas se pueden obtener por dos métodos, en uno el cálculo se realiza para valores correspondientes a una sola duración (métodos de intensidad de lluvia-periodo de retorno) y el otro se hace un ajuste simultáneo de los valores de las tres variables (Intensidad-Duración-Periodo de retorno, I-D-Tr), que es el método de correlación lineal múltiple. A continuación se describen dos criterios a seguir:

a) Método de intensidad de lluvia - Periodo de retorno.

El análisis se realiza para cada duración, ajustando a los valores máximos anuales a una función de distribución de probabilidad, el proceso de cálculo es el siguiente:

- 1.- Se selecciona una duración de interés.
- 2.- De cada tormenta registrada se obtiene la intensidad de lluvia máxima para la duración seleccionada.
- 3.- De cada año de registro se obtiene el máximo de los valores obtenidos en el paso 2.
- 4.- A las intensidades máximas anuales, para la duración seleccionada, se les ajusta a una función de distribución de valores extremos, donde se relaciona la magnitud de la intensidad con el periodo de retorno correspondiente.
- 5.- Para otras duraciones de interés, se inicia nuevamente desde el paso 2).

b). Método de correlación lineal múltiple

En este caso la curva de intensidad de la lluvia-duración-periodo de retorno, se obtiene ajustando una función a los valores de intensidades máximas anuales correspondientes a todas las duraciones de interés. La ecuación que relaciona simultáneamente las tres variables en una familia de curvas, es la siguiente

$$i = kTr^m / (d+c)^n \quad 2.12$$

donde:

i, intensidad de lluvia, en mm/hr.

Tr, periodo de retorno, en años.

d, duración de la intensidad de lluvia, en minutos.

k,m,n, parámetros que se obtiene al hacer el ajuste de la ec. 2.12

Tomando logaritmos a esta ecuación se obtiene

$$\log i = \log k + m \log Tr - n \log (d+c)$$

o bien

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad 2.13$$

donde:

$$y = \log i, a_0 = \log k, a_1 = m, x_1 = \log Tr, a_2 = -n, x_2 = \log (d+c)$$

La ecuación 2.13 es la de una familia de líneas rectas de pendientes a_2 , ordenada al origen a_0 , y espaciamiento a_1 .

Si los datos registrados de i , d , y T_r , se dibujan en papel logarítmico, usualmente se agrupan en torno a líneas rectas. A veces las líneas resultan ligeramente curvas, lo que se puede corregir agregando a las duraciones un valor constante c o bien, en algunos casos, cuando la pendiente de las líneas varía mucho, dividiendo la línea para cada periodo de retorno en dos rectas. Si los datos se agrupan suficientemente en torno a líneas rectas, el valor de c puede tomarse como cero.

Al hacer un ajuste de correlación lineal múltiple de una serie de tres tipos de datos, se obtiene un sistema de ecuaciones como el siguiente

$$\sum y = N a_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2$$

$$\sum (x_1 y) = a_0 \sum x_1 + a_1 \sum (x_1^2) + a_2 \sum x_1 x_2 \quad 2.14$$

$$\sum (x_2 y) = a_0 \sum x_2 + a_1 \sum (x_1 x_2) + a_2 \sum (x_2^2)$$

donde:

N , es el número de datos, y las incógnitas son a_0 , a_1 y a_2 , x_1 , x_2 y y ; son respectivamente: los logaritmos de el periodo de retorno, la duración (con el valor de c agregado a ser necesario) y la intensidad obtenidos de un registro de precipitación. Una vez calculados los coeficientes a_0 , a_1 y a_2 es posible valuar los parámetros k , m y n de la ecuación 2.12.

2.4.6 Precipitación Máxima Probable (PMP)

Los diseños de algunas estructuras hidráulicas, donde el método de estimación de la avenida requiera del conocimiento de la condición más desfavorable de lluvia, se deben estimar a partir de la llamada Precipitación Máxima Probable.

La Precipitación Máxima Probable, es un evento al que no se le puede

asignar un periodo de retorno y que además, debe de ser estimada a partir de métodos especiales y no en base a la extrapolación.

El término PMP, se define de una manera simple, como la cantidad de precipitación que constituye el límite superior físico para una duración determinada sobre una cuenca en particular.

De una manera más completa la Precipitación Máxima Probable para cuencas y un intervalo de tiempo dado, sería la máxima altura de lluvia posible de acuerdo con las condiciones meteorológicas de la zona; también se le puede definir como la máxima altura de lluvia que se produciría en una región, si ocurrieran simultáneamente los valores más desfavorables de un número razonable de factores causantes de la precipitación.

Métodos para estimar la PMP

Existe un cierto número de métodos para calcular la PMP y varios de ellos son posibles de usar en un estudio particular, en esta parte del trabajo sólo se mencionará a tres de ellos y se hace más énfasis en uno de los tres (Método Estadístico o Método de Hershfield).

- a) Maximización de los parámetros de los modelos de tormentas.
- b) Transposición de tormentas.
- c) Método estadístico o método de Hershfield.
- a) Maximización de los parámetros de los modelos de tormenta.

-- Generalidades.-- los modelos de tormentas son idealizaciones simplificadas del mecanismo real de la tormenta. Su principal objetivo consiste en detectar los parámetros de más peso, que afectan la magnitud de las precipitaciones causadas por la tormenta, para que al maximizar los valores de tales parámetros, se puedan obtener estimaciones razonables de la precipitación máxima probable.

Los parámetros que definen la magnitud de las precipitaciones que se calculan con un modelo de tormenta, se pueden resumir en las siguientes 4 características:

- 1.- Temperatura de punto de rocío de aire que ingresa al modelo.
- 2.- Velocidad del flujo de aire que entra al modelo.
- 3.- Altura de los niveles principales del modelo (desarrollo vertical del modelo).
- 4.- Factor geométrico del modelo (magnitud de la base del modelo).

Los modelos de tormentas dan los principios básicos para los estudios de maximización de las variables meteorológicas involucradas en el proceso de la lluvia. Los modelos de tormentas son útiles para determinar la Precipitación Máxima Probable en cuencas grandes. Sin embargo, muchos de estos son calibrados para cada aplicación particular y después de probar su bondad, se modifican sus parámetros con el fin de mejorar sus resultados o inclusive se les sustituye por otros.

Básicamente se tienen dos modelos de tormentas, el del Plano Inclinado y el de Convergencia; el primero describe el proceso de las lluvias de tipo orográfico y de frente cálido, en cambio el segundo, describe el modelo de flujo comúnmente encontrado en tormentas que involucran convergencia y turbulencia.

b) Transposición de tormentas.

El procedimiento consiste fundamentalmente en analizar la cuenca en estudio ante grandes tormentas ocurridas en otros sitios. Las mayores tormentas ocurridas en el sitio, junto con las traspuestas desde otros lugares, se maximizan finalmente para obtener la tormenta de diseño.

El trasladar las tormentas de lugares donde ocurrieron a otros lugares donde pudieran ocurrir se llama transposición de tormentas; en este proceso se toman en cuenta, desde el punto de vista meteorológico, la posibilidad de que la tormenta ocurrida en otro lugar sea factible de ocurrir en el sitio en estudio.

La maximización se hace suponiendo que las tormentas históricas extremas seleccionadas son representativas de mecanismos que han trabajado a mayor agua precipitable y que únicamente pueden ser maximizadas en términos de la humedad disponible.

La tormenta puede ser cambiada a una región con características climatológicas y topográficas similares a las de la cuenca donde se quiere determinar la PMP.

--El factor de ajuste por transposición (K_t), se calcula dividiendo el agua precipitable en la cuenca bajo estudio (W_t) entre el agua precipitable en el lugar de la tormenta (W_o), ambos valores calculados para la temperatura de punto de rocío observada durante dicha tormenta, esto es:

$$K_t = W_t / W_o$$

$$2.15$$

--Maximización de tormentas. La maximización de una tormenta consiste en incrementar la tormenta ocurrida (maximización in situ) o la transpuesta, considerando la máxima temperatura de punto de rocío posible de presentarse en la zona y la ocurrida durante la tormenta. Es decir que:

$$K_m = W_m / W_o$$

$$2.16$$

donde:

K_m , factor de maximización, adimensional

W_m , agua precipitable calculada con el valor de la temperatura de punto de rocío persistente máxima en la historia de la zona, en mm.

W_o , agua precipitable calculada con el valor de la temperatura de punto de rocío observada durante la tormenta, en milímetros.

Se define como temperatura de punto de rocío "persistente" al máximo valor que es igualado o excedido en todas las observaciones durante un periodo de 12 horas. Por ejemplo, en la siguiente serie de valores de temperatura de punto (Td) observados durante intervalos de 6 horas.

Tiempo (hr)	00	06	12	18	24	06	12	18
Td (°C)	22	22	23	24	26	24	20	21

La temperatura de punto de rocío persistente en 12 horas es 24 °C, la cual se obtiene en el periodo de las 18 horas a las 6 de la mañana.

c) Método estadístico o método de Hershfield.

Los métodos estadísticos son ampliamente usados para analizar los registros hidrológicos para propósitos de diseño.

El método estadístico de estimación de la precipitación máxima probable, fue desarrollado alrededor de 1960 por David M. Hershfield, puede ser empleado siempre y cuando se disponga de suficientes datos de precipitación máxima diaria y es particularmente útil para realizar estimaciones rápidas, o donde los datos meteorológicos, tales como punto de rocío y registros de viento no existen o son insuficientes. El método básicamente permite realizar estimaciones rápidas de la precipitación máxima probable en cuencas no mayores de 1000 km². Para que sea posible la aplicación del método, es necesario contar con un registro de lluvias máximas en 24 horas, cuyo periodo debe tener del orden de 20 años o cuando menos a 10 años.

El citado método fue deducido a partir de los registros de precipitaciones máximas en 24 horas de 2600 estaciones, las cuales en su gran mayoría pertenecen a los Estados Unidos de Norteamérica y se basa en la Ecuación General del Análisis Hidrológico de Frecuencia, la cual para el caso de la estimación de la Precipitación Máxima Probable (ref.02) se convierte en

$$PMP = \bar{X}_n + K_m S_n' \quad 2.17$$

en donde:

PMP= precipitación máxima probable en 24 horas, en milímetros.

\bar{X}_n, S_n' = media y desviación estándar, respectivamente, de la serie anual de lluvias máximas en 24 horas, previamente corregidas por valor máximo observado y longitud de registro, en milímetros.

K_m = factor de frecuencia, función de la lluvia media de la serie anual, adimensional.

Secuela de aplicación del método de Hershfield, se describe a través de 9 pasos, que son los siguientes:

- 1.- En base al registro disponible de precipitaciones máximas diarias en 24 horas mensuales se integra una serie anual.
- 2.- A la serie anual formada se le suprime el evento máximo formándose dos series de (n) y (n-1) datos extremos.

A cada una de estas dos series se les calcula su media y desviación estándar, por medio de las fórmulas siguientes:

$$\bar{X}_n = (1/n) \sum_{i=1}^n X_i \quad 2.18$$

$$S_n' = \left\{ \frac{1}{(n-1)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_n)^2 \right\}^{0.5} \quad 2.19$$

$$\bar{X}_{n-1} = \frac{1}{(n-1)} \sum_{i=1}^n X_i \quad 2.20$$

$$S_{n-1}' = \left\{ \frac{1}{(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_{n-1})^2 \right\}^{0.5} \quad 2.21$$

3.- Se calcula el factor de frecuencia K_m por medio de la fig. 2.6, en base a la media de la serie anual (\bar{X}_n) y de la duración que se analiza (24 horas).

El cálculo de K_m en base a la fig. 2.6, puede conducir a valores muy altos para algunas regiones y a valores muy bajos para otras áreas, por lo cual se recomienda calcular los valores de K_m para todos los registros disponibles en la zona; los factores K_m se calculan por medio de la ecuación siguiente:

$$K_m = (P_{\text{máx}} - \bar{P}) / S_n' \quad 2.22$$

donde:

K_m = factor de frecuencia (desconocido), adimensional.

$P_{\text{máx}}$ = precipitación máxima del registro disponible de lluvias máximas en 24 horas (conocida), en mm.

\bar{P}, S_n' = media y desviación estándar de las lluvias máximas del registro disponible, en mm.

Los valores de K_m calculados se llevan a una gráfica en cuyo eje de las ordenadas contenga a los valores de K_m contra las magnitudes de P en las abscisas.

Con tal gráfica se podrá trazar una curva que definirá los valores de K_n a usar en la zona y que permitirá verificar o corregir al calculado con la ayuda de la fig. 2.6.

4.- Se ajustan o corrigen la media y la desviación estándar de la serie anual, por máxima precipitación observada, con auxilio de las figuras 2.7 y 2.8 respectivamente; en función de la longitud de registro (n) en años y de las relaciones:

$$\bar{X}_{n-1}/\bar{X}_n \quad ; \quad S'_{n-1}/S'_n$$

5.- Se ajustan o corrigen la media y la desviación estándar de la serie anual por tamaño de la muestra. Con ayuda de la figura 2.9, teniendo en cuenta la longitud del registro en años.

6.- Con los valores ya corregidos de la media y la desviación estándar, se calcula la Precipitación Máxima Probable por medio de la ecuación 2.17.

7.- En seguida, la PMP calculada se corrige por intervalo fijo y único de observación, pues los datos empleados para calcularla son lluvias de duración 24 horas, medidos diariamente a la misma hora, entonces el valor calculado en el paso anterior se debe multiplicar por un factor de ajuste que según Hershfield vale 1.13.

8.- Cuando se requiere la magnitud de la PMP para duraciones diferentes a 24 horas se puede distribuir ésta en el tiempo, para lo que existen varias técnicas y entre ellas puede utilizarse la siguiente:

Se utiliza la curva envolvente de registros mundiales de lluvia, tabla 2.2, dada en la figura 2.11, localizándose para la duración de 24 horas

el valor ya corregido de la PMP en milímetros y trazando por tal punto una línea recta paralela a la envolvente mundial, se podrán leer las magnitudes de la PMP para cualquier otra duración o duraciones requeridas.

9.- Por último, se realiza el ajuste a corrección de la PMP puntual por cuenca o magnitud de área del proyecto por medio de la figura 2.10, tomando en consideración la duración analizada y la magnitud de la cuenca o área en km^2 .

VARIACION DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA (Km) DE ACUERDO CON LAS CARACTERISTICAS DE LA LLUVIA

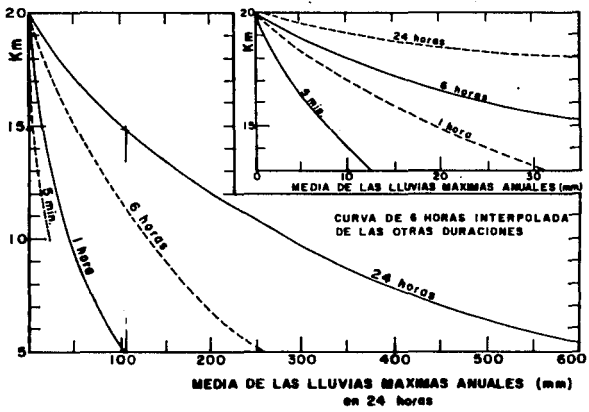


FIGURA 2.6

AJUSTE DE LAS CARACTERISTICAS DE UNA SERIE ANUAL DE LLUVIAS MAXIMAS
OBSERVADAS

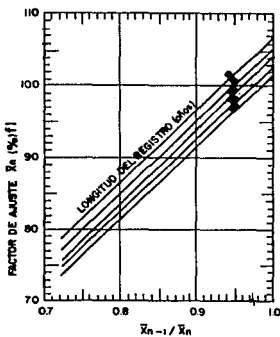
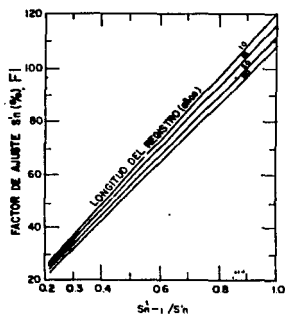


FIGURA 2.7

FIGURA 2.8



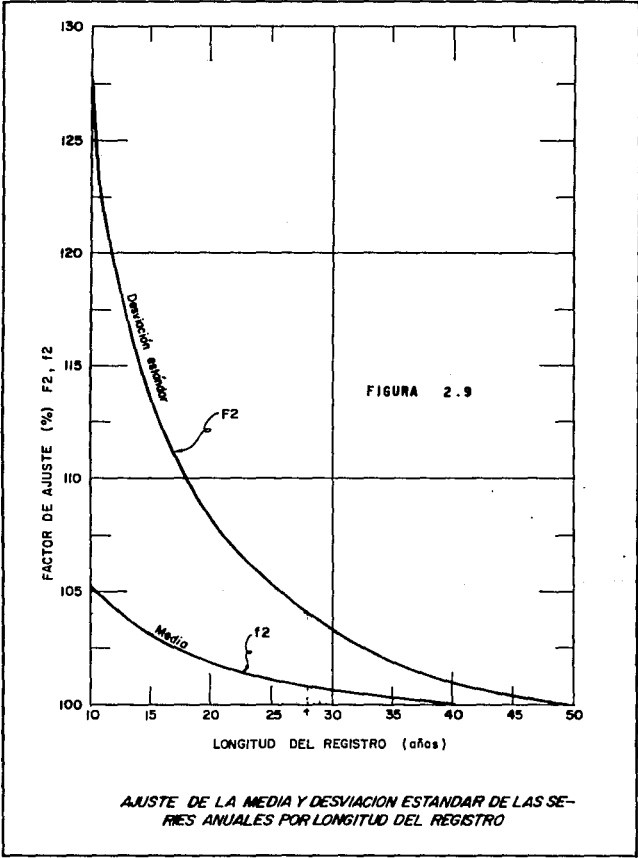


FIGURA 2.9

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

CURVAS DE REDUCCION DE LA TORMENTA POR AREA

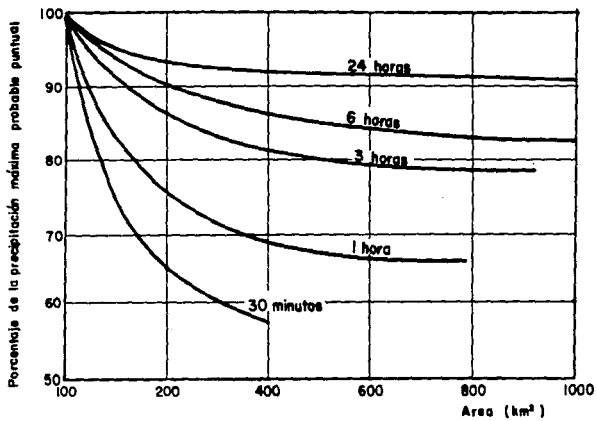


FIGURA 2.10

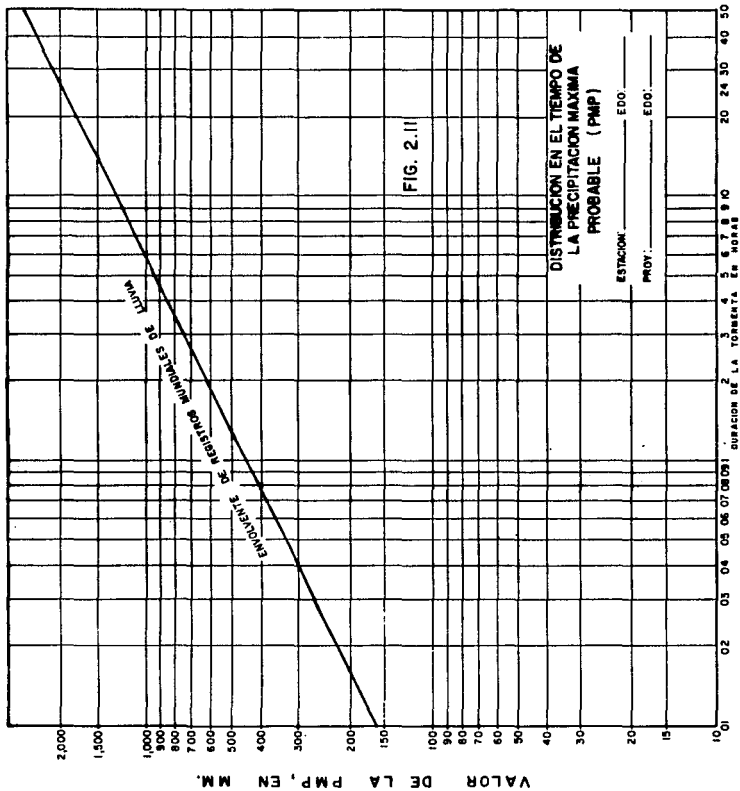


TABLA DE LOS REGISTROS MUNDIALES DE LLUVIA

Tabla 2.2

No	DURACION		LAMINA DE LLUVIA		LOCALIZACION DE LA ESTACION	FECHA DE TORMENTA
		Horas	Pulgadas	mm.		
1	1 minuto	0.20	1.5	38.0	Borat, Guadalupe	Noviembre 26 1970
2	6 minutos	0.13	4.96	126.0	Fessen, Bavaria	Mayo 25 1920
3	15 minutos	0.25	7.60	198.1	Plum Point, Jamaica	Mayo 12 1918
4	20 minutos	0.33	8.10	205.7	Cartes de Argeu, Rumania	Julio 7 1889
5	42 minutos	0.70	12.00	304.8	Holt, Missouri U S A	Junio 22 1947
6	2 hrs. 10 min.	1.17	19.00	482.6	Rootport, W. Virginia U S A	Julio 18 1889
7	2 hrs. 45 min.	2.75	22.00	558.8	D'Hanis, Texas U S A	Mayo 31 1935
8	4 hrs. 30 min.	4.50	30.60	782.3	Smethgar, Pennsylvania	Julio 18 1942
9	9 hrs.	9.00	42.79	1,086.9	Belouva, La Reunión	Febrero 28 1964
10	12 hrs.	12.00	52.76	1,340.1	Belouva, La Reunión	Febrero 28-29 1964
11	18 hrs. 30 min.	18.50	55.49	1,433.8	Belouva, La Reunión	Febrero 28-29 1964
12	24 hrs.	24.00	73.62	1,869.9	Cilaos, La Reunión	Marzo 15-16 1952
13	2 días	48.00	98.42	2,499.0	Cilaos, La Reunión	Marzo 15-17 1962
14	3 días	72.00	127.56	3,240.0	Cilaos, La Reunión	Marzo 15-18 1952
15	4 días	96.00	137.95	3,503.9	Cilaos, La Reunión	Marzo 14-18 1952
16	5 días	120.00	151.73	3,833.9	Cilaos, La Reunión	Marzo 13-18 1952
17	6 días	144.00	159.55	4,055.1	Cilaos, La Reunión	Marzo 13-19 1952
18	7 días	168.00	161.81	4,110.0	Cilaos, La Reunión	Marzo 12-19 1952
19	8 días	192.00	162.59	4,129.8	Cilaos, La Reunión	Marzo 11-19 1952
20	15 días	360.00	188.66	4,797.6	Cherrapunji, India	Enero 24-Julio 8 1931
21	31 días	744.00	366.14	9,300.0	Cherrapunji, India	Julio 1861
22	2 meses	1,488.00	502.63	12,766.8	Cherrapunji, India	Julio 1861
23	3 meses	2,232.00	644.44	16,368.8	Cherrapunji, India	Mayo-Julio 1861
24	4 meses	2,972.00	737.70	18,737.0	Cherrapunji, India	Abril-Julio 1861
25	5 meses	3,720.00	803.62	20,412.0	Cherrapunji, India	Abril-Agosto 1861
26	6 meses	4,464.00	884.03	22,454.4	Cherrapunji, India	Abril-Septiembre 1861
27	11 meses	8,184.00	905.12	22,990.0	Cherrapunji, India	Enero-Noviembre 1861
28	1 año	8,928.00	1,041.78	26,461.2	Cherrapunji, India	Agosto 1860-1861
29	2 años	17,856.00	605.05	4,0768.3	Cherrapunji, India	1860-1861

CAPITULO III

ANALISIS DE LA INFORMACION HIDROMETRICA

3.1 Escurrimiento

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El agua que fluye por las corrientes, después de haber recorrido diferentes caminos, hasta llegar a formar una corriente, se conoce como: ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL, ESCURRIMIENTO SUBSUPERFICIAL y ESCURRIMIENTO SUBTERRÁNEO.

El escurrimiento SUPERFICIAL es el que viaja por la superficie del terreno hacia los cauces extendiéndose por cualquier depresión del terreno por la que pueda fluir el agua (pudiendo tener una longitud y una capacidad variable) durante y después de ocurrida la precipitación. En las lluvias de poca intensidad, el escurrimiento superficial se presenta únicamente en las áreas impermeables y exceptuando las zonas urbanas donde toda la superficie es impermeable, el porcentaje de áreas impermeables en una cuenca es muy pequeño.

El escurrimiento SUBSUPERFICIAL es la parte de la lluvia que se filtra y que se mueve lateralmente por los estratos más elevados hasta llegar al cauce, su movimiento es más lento que el superficial por lo que tarda más en llegar al cauce. La cantidad de escurrimiento subsuperficial depende de las condiciones geológicas de la zona, las que pueden obligar al flujo a que aflore antes de llegar al cauce y seguir por la superficie del terreno o bien se agregue al escurrimiento subterráneo.

El escurrimiento SUBTERRANEO es el producto de la lluvia que se infiltra hasta llegar a la zona de saturación que posteriormente abastecerá a los almacenamientos de agua subterránea, los cuales mantienen a las corrientes durante las épocas de estiaje, resulta obvio que su movimiento es mucho más lento que los anteriores, esto se debe que está sujeto a restricciones físicas y geológicas (fig. 3.1).

El escurrimiento subsuperficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi tan lento como el subterráneo dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo; por ello, es difícil distinguirlo claramente de los otros dos; cuando es relativamente rápido, se le trata junto con el escurrimiento superficial y cuando es relativamente lento, se le considera parte del subterráneo. Por esta razón, se ha clasificado el escurrimiento en términos de su rapidez, en dos clases (fig. 3.2):

a) El escurrimiento directo.- Es el que se agrega a la corriente después de ocurrida la lluvia o tormenta y está formado por los flujos, superficial y subsuperficial inmediato, es el que tiene una respuesta rápida a la lluvia, y que se considera como el resultado de lluvia efectiva o en exceso.

b). El escurrimiento base, caudal de estiaje, o gasto base.

Formado por los flujos subsuperficial lento y el subterráneo, es el que más lentamente llega hasta la salida de la cuenca, y en general, difícilmente se le puede relacionar con una tormenta particular, a menos que la cuenca sea sumamente pequeña y su suelo muy permeable.

De lo expuesto, se puede observar que aún cuando el ciclo hidrológico es simple en concepto, en la realidad resulta bastante complejo. Las trayectorias que toman las partículas de agua precipitadas en cualquier área son numerosas antes de que retornen al mar, pudiendo transcurrir una escala de tiempo que va desde segundos, minutos, días o años.

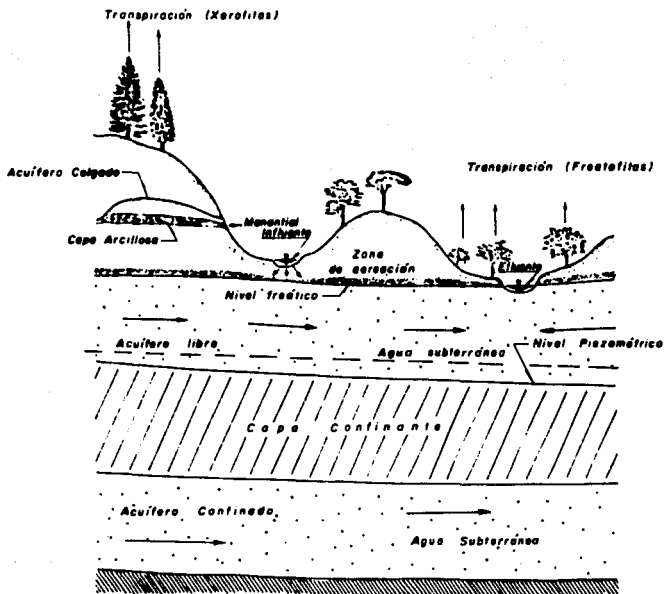


FIG. 3.1. Sección esquemática mostrando la ocurrencia del agua subterránea. (Tomada de "Ground Water Studies", Brown, Konoplyantsev, Ineson, Kovalestay, 1972).

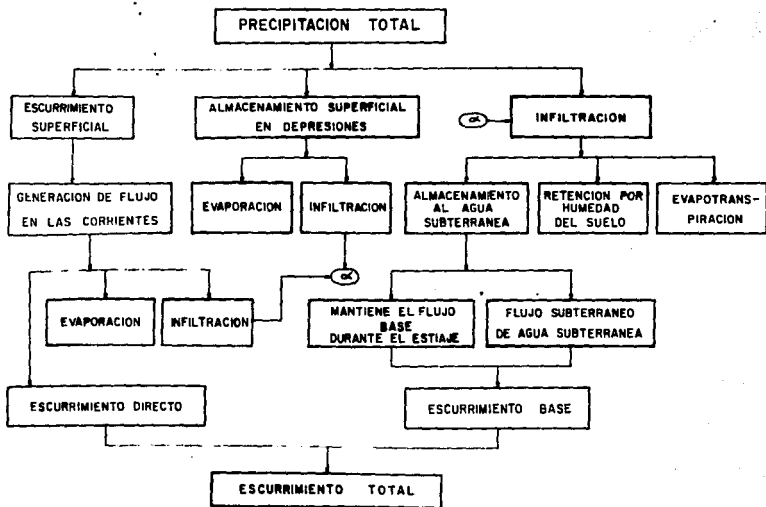


FIG. 3.2 Diagrama de flujo indicando la disposición de la infiltración, almacenamiento y escurrimiento superficial.

3.2 Ubicación de Estaciones Hidrométricas

Una vez que se conoce el origen del escurrimiento que lleva un río, ahora se necesita cuantificar el volumen o gasto que pasa por una sección del mismo, ya que el conocimiento de los gastos que escurren, es el PARÁMETRO principal que indicará el tipo de estructura de protección o de aprovechamiento recomendable para la región o el sitio de interés. Al estudiar la cuenca se da prioridad a la corriente principal, para instalar una estación hidrométrica o de aforo, se realizan estudios de toda una región o de una cuenca específica, el estudio básicamente se divide en dos grandes grupos; el primero es: Los factores climáticos, estos tienen gran importancia debido a que son afectados por los cambios estacionales, ocasionados por el clima dominante en la región, incluyendo los efectos de la lluvia y de la evapotranspiración. En el segundo grupo se tienen los factores fisiográficos que comprende las características geométricas y físicas, incluyendo las del cauce principal de drenaje, que comprende las propiedades hidráulicas, su capacidad de regulación o de almacenamiento del cauce.

3.2.1 Factores climáticos

- a) Lluvia
 - Intensidad
 - Duración
 - Tiempo de distribución
 - Frecuencia
 - Situación geográfica

- b) Evapotranspiración

- c) Nieve

3.2.2 Factores fisiográficos

Características de la cuenca

a) Factores geométricos

- Área de drenaje
- Topografía
- Pendiente
- Pendiente del cauce
- Red de drenaje

b) Factores físicos

- Cubierta del suelo
- Uso del suelo
- Tipo de suelo
- condiciones de infiltración superficial
- Condiciones geológicas
- Condiciones topográficas favorables para almacenamiento (lagos, lagunas, etc.).

Una vez que se localiza el sitio probable para ubicar la estación hidrométrica (donde se miden los gastos), se debe tomar en cuenta las siguientes condiciones:

a) Acceso.- La estación de aforo debe estar cercana a una población y tener fácil acceso para que el personal encargado cuente con medios de vida, sin verse obligado a ausentarse por mucho tiempo de la estación con el consiguiente abandono de la misma, esto sería lo ideal, pero muchas veces se necesita conocer el régimen de una corriente, con un alto nivel de aprovechamiento, que se encuentra a varios kilómetros del poblado más cercano.

b) Estabilidad.- La estación de aforo debe quedar en un tramo recto de la corriente, que sea lo más estable posible, de modo que las variaciones que tenga la curva elevaciones-gastos, sean mínimas.

c) Suficiente.- La estación debe ser capaz de cubrir todo el rango de gastos que pueda ocurrir, para esto se necesita que la pendiente del lecho y las márgenes sean casi uniformes. El nivel mínimo de lazanja o tubería en el caso de los limnigrafos y de la regla en el de los limnómetros debe estar por debajo de la elevación correspondiente al gasto mínimo posible y la posición máxima del flotador o de la regla debe quedar arriba de la elevación correspondiente al gasto máximo posible.

d) Permanencia.- La estación debe estar situada de tal modo que nunca sea destruida por una avenida, con la finalidad de contar con registros continuos, y que esté formado en un mismo sitio. Los registros no deben estar afectados por tomas o desvíos, se buscará que la estación quede siempre aguas arriba de ellos.

3.3 Aforo de corrientes

Aforar una corriente en una sección dada, consiste en determinar el gasto que pasa por ella, en la unidad de tiempo, con el objeto de determinar la magnitud y distribución del escurrimiento en el tiempo. Existen varios tipos de métodos para aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir, así como del equipo disponible, los que más se utilizan en México son básicamente tres criterios:

- a).- Secciones de control
- b).- Relación sección-pendiente
- c).- Relación sección-velocidad

3.3.1 Secciones de Control

Una sección de control de una corriente se define como aquella en la que existe una relación única entre el tirante y el gasto. Es el más exacto de los tres, pero solo es aplicable a cauces artificiales o a ríos de sección pequeña y escaso escurrimiento, de los muchos tipos de secciones de control que se pueden usar para aforar una corriente, los más comunes son los que producen un tirante crítico y los vertedores. Se puede formar un tirante crítico elevando el fondo del cauce, estrechándolo o con una combinación de las dos técnicas.

La sección de control puede ser artificial o natural; un ejemplo tipo de la primera es la conocida como sección vertedora o vertedor, la cual puede ser de pared delgada o gruesa, dependiendo del ancho de la cresta vertedora que está en contacto con el agua. Para un vertedor de pared gruesa, el gasto se obtiene usando la fórmula

$$Q = (2/3)BH(2h/3)gH = 1.7 BH^{3/2} \quad 3.1$$

donde:

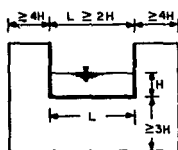
B, es el ancho del cauce, en m.

g, aceleración de gravedad, en m/s^2

H, es la carga sobre el vertedor, en m.

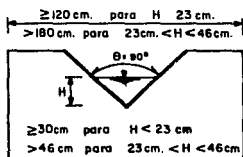
Q, es el gasto, en $m^3/seg.$

Los vertedores de pared delgada mas usuales para realizar el aforo son el triangular con un ángulo de 90° para gastos pequeños (0 a 100 l/seg) y el rectangular para gastos mayores (100 a 1000 l/seg), fig. 3.3 se muestran las dimensiones especificadas y la fórmula para obtener al gasto.



$$Q = 1.9LH^{3/2}$$

a) Vertedero rectangular



$$Q = 1.49H^{2.48}$$

b) Vertedero triangular

Fig. 3.3 Vertedores de pared delgada

3.3.2 Relación sección-Pendiente

Este tipo de método permite tener una idea aproximada del gasto máximo que condujo una corriente que no pudo ser aforada, cuando se presentó la avenida, a partir de las huellas dejadas por el agua. Para su aplicación se requiere solamente contar con la topografía de un tramo del cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida. Usando la fórmula de Manning la velocidad es

$$V = (1/n)Rh^{2/3} s_f^{1/2}$$

3.2

donde:

R_h , radio hidráulico, en m.

s_f , pendiente de la línea de energía específica

n , coeficiente de la rugosidad de Manning.

V , velocidad media de la corriente, en m/seg.

Si se conoce el área media de la sección A, y haciendo uso de la ecuación de continuidad

$$Q = VA \quad 3.3$$

donde:

A, área hidráulica de la sección transversal, en m²

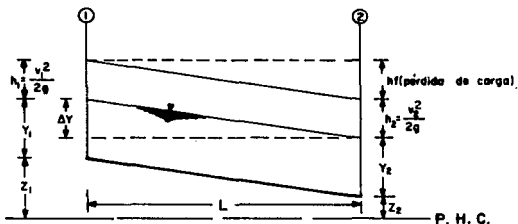


Fig. 3.4

Aplicando la ecuación de Bernoulli, entre los extremos inicial y final del tramo (fig. 3.4) resulta

$$z_1 + y_1 + v_1^2/2g = z_2 + y_2 + v_2^2/2g + h_f \quad 3.4$$

de las ecuaciones 3.3 y 3.4 se puede obtener

$$h_f = \Delta y + (v^2/2g)(1/A_1^2 - 1/A_2^2) \quad 3.5$$

$$\Delta y = (z_1 + y_1) - (z_2 + y_2)$$

donde:

Δy = diferencia en elevación de las marcas del nivel máximo del agua en los extremos del tramo. Para tomar en cuenta las pérdidas locales, conviene escribir la ecuación 3.5, en la forma

$$h_f = \Delta y + (Q^2/bg)(1/A_1^2 - 1/A_2^2) \quad 3.6$$

donde:

$$b=2, \text{ si } A_1 > A_2 \quad (\text{ref. 3})$$

$$b=4, \text{ si } A_2 > A_1$$

usando las ecs. 3.2 y 3.3, se puede escribir

$$Q = (A/n) R h^{2/3} S_f^{1/2} = K_d S_f^{1/2} \quad 3.7$$

donde:

$$\bar{K}_d = ARh^{2/3}/n$$

\bar{K}_d , es el coeficiente de conducción medio en el tramo, que puede calcularse como el promedio geométrico de los coeficientes de conducción en los extremos del mismo:

$$\bar{K}_d = (K_{d1} K_{d2})^{1/2}$$

donde:

$$K_{d1} = (1/n_1) A_1 R h_1^{2/3} \quad ; \quad K_{d2} = (1/n_2) A_2 R h_2^{2/3} \quad 3.8$$

usando las ecs. 3.6 y 3.7 y tomando en cuenta la $h_f = S_f L$, se obtiene

$$Q^2/K_d^2 = \Delta y/L + (Q^2/bgL)(1/A_1^2 - 1/A_2^2) \quad 3.9$$

y despejando Q:

$$Q = (\Delta y/L)^{1/2} / [1/Kd^2 - (1/bgL)(1/A_1^2 - 1/A_2^2)]^{1/2} \quad 3.10$$

Con la ecuación 3.10, es posible entonces estimar el gasto de pico de una avenida, si se conocen las marcas del nivel máximo del agua en las márgenes, la rugosidad del tramo y la topografía del mismo.

3.3.3 Relación Sección-Velocidad

El método se basa en el principio de continuidad (ec. 3.3), es el método más utilizado en México para aforar ríos.

$$Q=AV$$

donde

Q, gasto en la sección del río, en m³/seg

V, velocidad media de la corriente, en m/seg

A, área de la sección transversal hasta el nivel de agua, en m²

De la ecuación 3.3, se desprende que para conocer el gasto de una sección de un río, seleccionada de antemano, se requiere valuar su velocidad y su área. Debido que la velocidad no es la misma en cualquier punto de la sección (fig. 3.5), a esto se debe que se realicen mediciones de la velocidad en varios puntos de la sección transversal.

Para determinar el gasto, no es suficiente con medir la velocidad en un solo punto, sino que hay que dividir la sección transversal del cauce ...

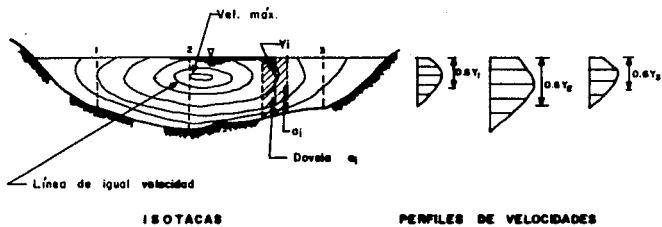


FIG. 3.5 Distribución de velocidades en una sección

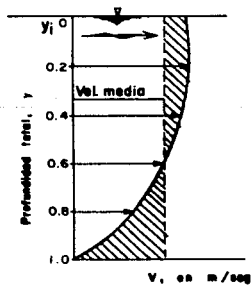


FIG. 3.6 Curva de velocidades en la vertical de una corriente

áreas parciales, llamadas dovelas, en cada dovela pasa

$$q_i = a_i V_{m_i} \quad 3.11$$

donde:

a_i , es el área de la dovela, en m^2

V_{m_i} , es la velocidad media en la misma dovela, en m/seg

La V_{m_i} , se puede tomar como la medida a una profundidad de $0.6Y_i$ aproximadamente, donde Y_i es el tirante medido al centro de la dovela, cuando Y_i no es muy grande (en aguas poco profundas y cerca a la orilla). Cuando se tiene el tirante Y_i muy grande, se realizan dos mediciones (fig. 3.6) a una profundidad de $0.2Y_i$ y $0.8Y_i$, donde la velocidad media es

$$V_{m_i} = (V_{0.2} + V_{0.8})/2 \quad 3.12$$

donde:

$V_{0.2}$ y $V_{0.8}$, son las velocidades a profundidades de 0.2 y 0.8 del tirante, por debajo de la superficie del agua.

Conocida la velocidad media en cada faja vertical, el gasto que pasa, se calcula como

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i V_{m_i} \quad 3.13$$

donde:

Q, gasto en la sección, en m^3/seg

n, es el número de dovelas

En general, con este criterio, donde más error se tiene, es al calcular el área de la sección transversal del cauce, más que las velocidades, por esta razón, es conveniente dar una especial atención a la medición de la profundidad, en cada dovela, en una corriente.

La sección aforadora debe ubicarse en una zona estable, para así evitar que cambie constantemente la sección; el lograr que casi no varíe, es posible obtener su contorno en época de estiaje, con esto se conoce el área de las fajas o dovelas verticales para cada elevación. En corrientes donde se tienen velocidades bajas, no hay problema para obtener el área, pero sucede todo lo contrario, cuando las velocidades son mayores de 1.5 m/seg, y el río tiende a tener tirantes muy grandes, lo cual dificulta hacer mediciones exactas de las profundidades. Si la sección donde se realiza la medición cambia constantemente, de tal forma que no se considera una sección fija, es necesario medir las profundidades para cada dovela, cada vez que se haga un aforo

3.3.3.1 Instrumentos usados para el aforo

Para medir la velocidad del agua, que conduce un río se utiliza un aparato llamado Molinete. Existen tres variedades: de hélice, de rueda de aspas y de copa, (fig. 3.7) que gira impulsada por la fuerza del agua y adquiere velocidad proporcional a la corriente, la cual es indicada por un mecanismo eléctrico, y transmite su movimiento a un sistema registrador, que señala el número de revoluciones (vueltas) que da la hélice o rueda en un intervalo de tiempo (en segundos), donde posteriormente la velocidad angular se traduce a velocidad del agua,

calibrándola con la del aparato, cada aparato tiene su propia fórmula de calibración, obtenida por observaciones hechas en laboratorio.

El molinete hidráulico tiene estabilizadores de forma hidrodinámica que lo mantiene orientado en el sentido de la corriente. Para estabilizar el molinete se le agrega un dispositivo llamado escandallo (fig. 3.7), el cual consiste en un peso de plomo de forma aerodinámica, suspendido por un cable de acero, con esto se puede colocar el molinete a la profundidad deseada, la fig. 3.8 muestra la posición que toma el escandallo al introducirlo en la corriente de un río.

La profundidad a la que se hace la medición se puede calcular usando la fórmula

$$\overline{bc} = (1-K) \overline{de} \quad 3.14$$

donde:

K, es un coeficiente de corrección, se obtiene en función del ángulo θ (tabla 3.1)

Pasos que se siguen, al hacer uso del método de acuerdo con la fig. 3.7

- a).- Medir la distancia \overline{ab}
- b).- Sumergir el escandallo, hasta que toque el fondo del río y medir \overline{ac} .
- c).- Calcular \overline{ad} como $\overline{ab} \sec \theta$
- d).- Restar \overline{ad} de \overline{ac} para obtener \overline{dc}
- e).- Finalmente se obtiene la ec. 3.14

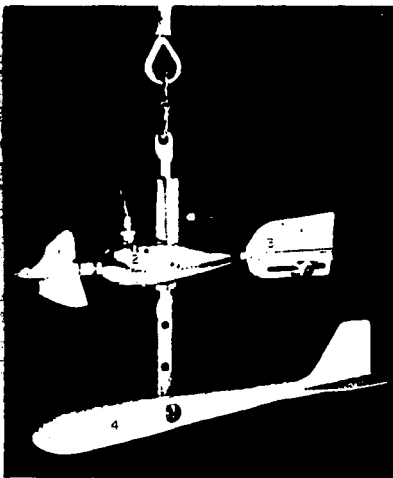


FIG. 3.7

Molinete

- 1 - hélice
- 2 - cámara de contactos
- 3 -aletas direccionales
- 4 - estaca

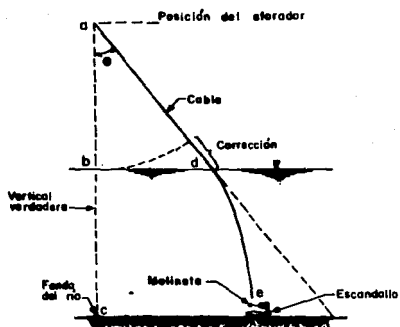


FIG. 3.8

θ	K	θ	K
4	0.0006	22	0.0248
6	0.0018	24	0.0296
8	0.0032	26	0.0350
10	0.0050	28	0.0408
12	0.0072	30	0.0472
14	0.0098	32	0.0544
16	0.0128	34	0.0620
18	0.0164	36	0.0698
20	0.0204		

Tabla 3.1

El punto "a" (fig. 3.8), donde se coloca el aforador, puede ser desde un puente que sirva como sección de medición, el eje del puente debe ser normal al eje de la corriente. Cuando no se dispone de puente se puede utilizar un cable-canastilla (fig. 3.9), donde el aforador viaja en la canastilla y desde ésta baja el molinete a través de una abertura en el piso. Cuando no se dispone de un puente o de un cable-canastilla, en algunas ocasiones se acepta que se realicen desde un bote, aunque éste método no es muy recomendable debido a que se perturba el flujo y el bote es arrastrado por la corriente. Los aforos hechos desde un puente y de un solo claro son más reales, que aquellos donde se tiene pilas y pilotes dentro del cauce, los cuales provocan distorsiones de las líneas de corriente y se incurre en errores de consideración.

Al aforar con este método, se emplea bastante tiempo, lo que podría provocar no determinar el gasto máximo. El problema se resuelve si se dibujan curvas de elevación-gastos, como se podrá apreciar más adelante.

Existen otros métodos para realizar los aforos o mediciones de la velocidad, principalmente aplicables en corrientes montañosas o en corrientes muy pequeñas, aunque la gran mayoría se encuentran en etapas de experimentación:

- Los métodos químicos y electrónicos.
- Trazadores (empleando partículas fluorescentes).
- Medidor ultrasónico de gastos.

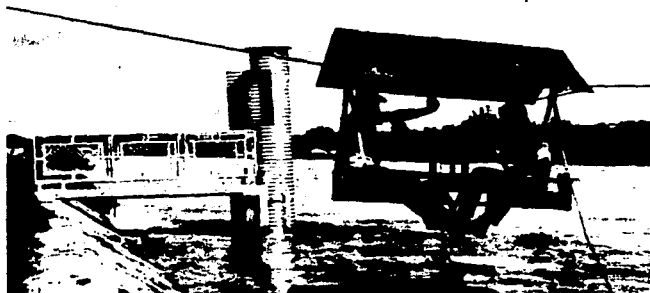


FIG. 3.9 Medición de velocidad. Desde cable - canastillo.

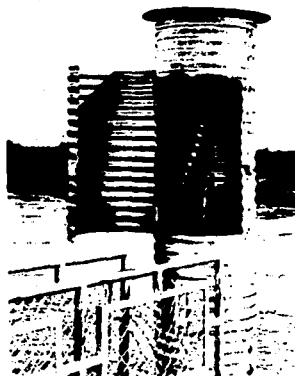


FIG. 3.10 Limnógrafo
Registro automático de elevación.

3.4 Curva Elevaciones-Gastos

Una vez conocidos los gastos que pasan en una sección de medición y conocida su elevación correspondiente. Se puede dibujar una curva de elevaciones contra gastos (fig. 3.11), estas curvas se construyen con datos obtenidos de varios aforos. En general, la sección de aforos del río, no es una sección de control, por lo que la relación tirantes-gastos no es única, debido a que las secciones transversales cambian continuamente por causa de los procesos de erosión y sedimentación, por lo que se recomienda realizar aforos frecuentemente y así contar con una curva elevaciones-gastos actualizada.

Al contar con una curva elevaciones-gastos de la sección de aforo, bastará con determinar la elevación de la superficie libre de agua para conocer el gasto, ya que de la curva elevaciones-gastos, se puede inferir el gasto conociendo solo la elevación de la superficie libre del agua, dicha elevación puede determinarse con alguno de los métodos que más adelante se tratarán.

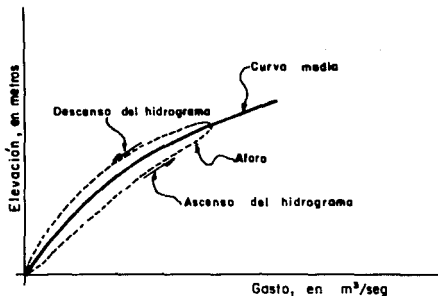


Fig. 3.11 Curva elevaciones-gastos

El ascenso del hidrograma de la fig. 3.11, se debe que la pendiente

hidráulica del flujo es mayor que la que se tendría con régimen establecido y durante su descenso sucede lo contrario; sin embargo, es posible ajustar una curva media que represente ambos casos.

El ajuste de la curva elevaciones-gastos se realiza utilizando el método de mínimos cuadrados, usando una función de tipo (ref.4)

$$Q = c(E-E_0)^n \quad 3.15$$

donde:

E_0 , es la elevación para la que el gasto es nulo, en m.

E , nivel del agua, en m.

Q , gasto, en m³/seg

c y n , son dos constantes que pueden determinarse, utilizando logaritmos de la ec. 3.15 y luego aplicando el método de mínimos cuadrados, entre otros criterios, que más adelante se tratarán.

3.4.1 Medición de elevación

La elevación de la superficie del agua en una corriente, está referida a una cota arbitraria, que puede ser un banco de nivel, con esto se tendrá un punto de referencia con el cual se relacionarán las graduaciones de la escala u otro dispositivo empleado para la medición, con el objeto de detectar cualquier cambio que se presente en donde está la ubicación de la escala empleada. Los aparatos utilizados para medir la elevación de una corriente pueden ser manuales o automáticos:

a) LIMNÍMETRO.- Es una regla graduada que se coloca en los márgenes del cauce, en la que normalmente se lee la elevación de la superficie cada dos horas en época de avenidas y cada 24 horas en época de estiaje, el problema que se tiene al hacer uso de éstos aparatos es que no registran las elevaciones máximas, dado que la hora en que ocurre el gasto máximo de una avenida, puede no coincidir con alguna de las lecturas que realiza el aforador, debido a que este tiene un programa establecido de aforo, una manera de evitar esto, es pintar el limnómetro con pintura soluble al agua y éste indicará la avenida máxima, protegiéndolas de la lluvia.

b) PESO SUSPENDIDO DE UN CABLE.- Tiene los mismos fines que el limnómetro. La elevación del nivel de agua será igual, a la elevación donde se suspende el peso menos la longitud del cable. La estructura que se emplea puede ser desde un puente o un cable, donde se suspende el peso, y punto de referencia para la elevación.

c) LIMNÍGRAFO.- El registro de las variaciones del nivel del agua en una corriente, pueden hacerse automáticamente, por medio de aparatos especiales llamados Limnógrafos, en forma continua por medio de una gráfica. Este aparato aunque no elimina el factor personal, proporciona mayor confianza en los registros de alturas (fig. 3.10).

Los Limnógrafos de registro continuo hacen la representación de las variaciones del nivel del agua sobre una hoja de papel por medio de una línea continua de tal manera que los desalojamientos en sentido vertical corresponderán al tiempo transcurrido y los que se verifican en sentido normal a la anterior, son las variaciones del nivel, la hoja de papel va enrollada a un tambor metálico y es accionada con un movimiento uniforme, por medio de un mecanismo de reloj que efectúa los desalojamientos correspondientes al tiempo; el sistema registrador hace la impresión con lápiz ó un estilete para tinta accionada por los movimientos del flotador que transmite las variaciones del nivel. La instalación de este aparato requiere un conducto o tubos que tienen por objeto conducir el agua de la corriente al interior del pozo para que ahí el flotador transmita al Limnógrafo las variaciones del nivel. El pozo tendrá una cámara de 0.50

m., de profundidad para el depósito de azolves.

Una caseta que se construirá para proteger la instalación y en particular el aparato, de los perjuicios que puedan originar los agentes atmosféricos, los individuos y los animales. Se construye cubriendo el pozo para que una vez instalado el aparato sobre éste, tanto el flotador como el contrapeso, puedan suspenderse alojados en el interior del mismo (fig. 3.12).

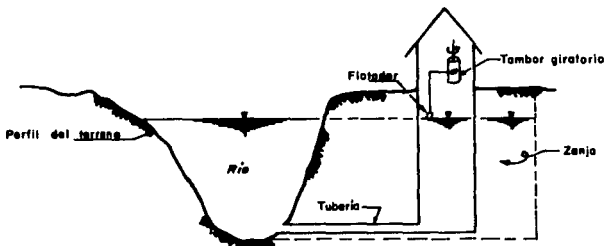
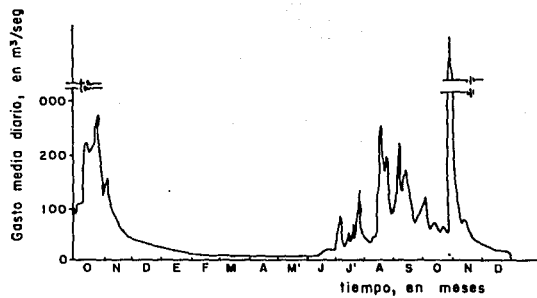


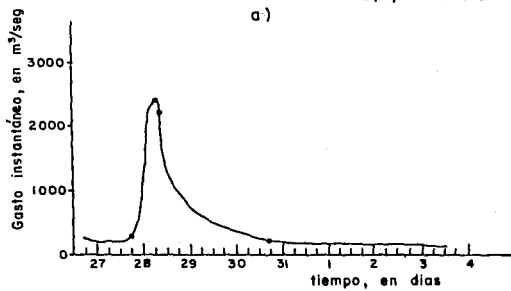
Fig. 3.12 Corte transversal de un río. Colocación del Limnógrafo usando tubería o zanja.

3.5 Hidrografa y sus análisis

Un hidrografa es una gráfica, en la que se representa el gasto que pasa en una determinada sección transversal de río y se grafican los valores de gastos obtenidos contra el tiempo. En la fig. 3.13 se muestran dos hidrografas típicos; en a) representa Hidrografa anual, o sea corresponde a intervalos de tiempo relativamente grandes; en b) corresponde a valores instantáneos de gastos de una avenida, producido por una sola tormenta. La forma de los hidrografas producidos por tormentas particulares varía, no solo de una cuenca a otra, sino también de tormenta a tormenta. La



a)



b)

Fig. 3.13 Hidrogramas típicos

finalidad que se persigue al analizar un hidrograma como el mostrado en la fig. 3.13 b, es para encontrar su relación con la tormenta que lo ha producido, lo primero que se requiere es separar el escurrimiento directo, que es el que proviene directamente de la lluvia en exceso, del escurrimiento base que proviene del agua subterránea.

Obtención del hidrograma

Del registro del limnógrafo y de la curva elevaciones-gastos, se obtiene el hidrograma (esquemáticamente en la fig. 3.14). Al graficar el hidrograma (gastos-tiempo), el intervalo de tiempo puede ser en: horas, días, meses, y años. Haciendo las siguientes consideraciones:

- a) Cuando el registro del Limnógrafo, tenga muchos picos, se utiliza intervalos muy cortos, intervalos de cada hora o cada dos horas, con la finalidad de incluir todos los picos
- b) Cuando el registro del limnógrafo, se tenga poca variación, se usará intervalos más grandes (cada 4, 6, 8, 12 horas).
- c) Cuando el registro del Limnógrafo es casi horizontal se usará intervalos muy grandes.

En la fig. 3.15, se distinguen las partes de un hidrograma, en el cual se tiene:

A.- PUNTO DE LEVANTAMIENTO. Se inicia el escurrimiento directo, producto de una tormenta en exceso, en el sitio de salida de la cuenca. Entre los factores que dependen, si el escurrimiento se presenta inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma ó mucho después que cesó de llover, se pueden citar el tamaño de la cuenca, sistema de drenaje, tipo de suelo, intensidad y duración de la lluvia, etc.

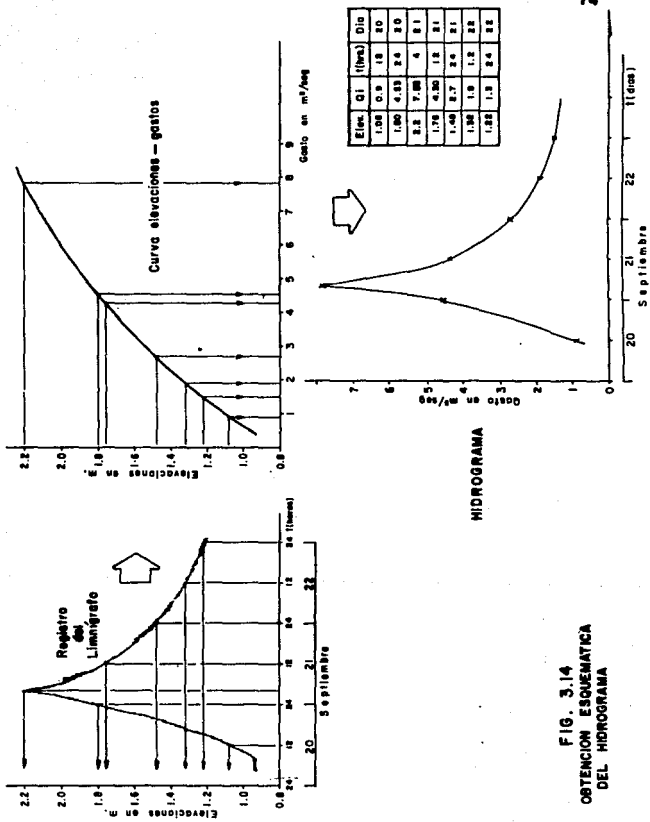


FIG. 3.14
OBTENCIÓN ESQUEMÁTICA
DEL HIDROGRAMA

B.- PICO. Es el gasto máximo que se presenta durante la tormenta, es el punto más importante para fines de diseño.

C.- PUNTO DE INFLEXIÓN. En este punto, aproximadamente, es cuando termina el flujo superficial, de aquí en adelante, el escurrimiento que llega, es lo que queda de agua por los canales de la cuenca y escurrimiento subterráneo.

D.- FINAL DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO. A partir de este punto, circula solamente el escurrimiento subterráneo, es el punto que más se dificulta para su ubicación.

tp (tiempo de pico). Tiempo que hay entre los puntos A y B.

tb (tiempo base). Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo.

El tiempo base de un hidrograma aislado puede ir desde algunos minutos hasta varios días y el pico puede tener valores del orden de unos cuantos litros por segundo hasta miles de metros cúbicos por segundo.

La tarea de separar el gasto base del gasto directo no es sencilla, en la mayoría de los casos. A continuación se describen algunos métodos que se emplean:

Método a) La frontera se define trazando una recta horizontal a partir del punto A del hidrograma (ver fig. 3.15), que muestra el inicio del escurrimiento y llega hasta donde corta al hidrograma. Se tiene resultado confiable, especialmente en tormentas pequeñas.

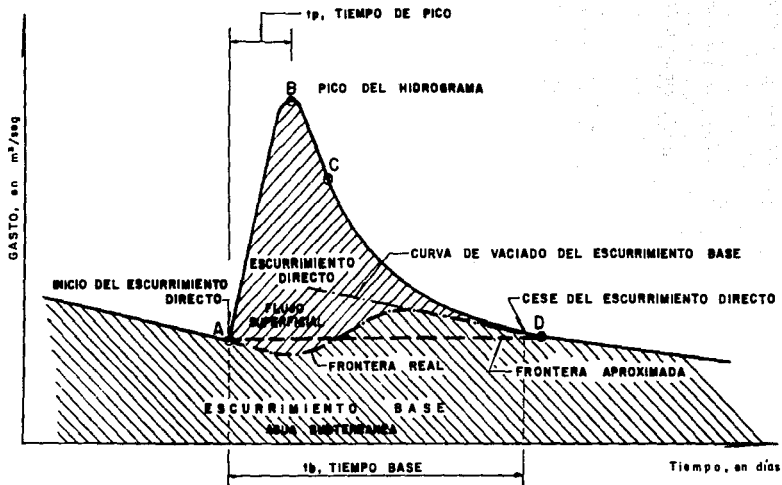


FIG. 3.15 Hidrograma aislado.

Método b) Analizando varios hidrogramas y seleccionando aquellos tramos en que solo exista escurrimiento base, de aquí se obtiene la curva de vaciado del escurrimiento base; los tramos seleccionados se dibujan en papel semilogarítmico, representando en el eje aritmético el tiempo y en el logarítmico el gasto, y se desplazan horizontalmente tratando de definir una sola curva (fig. 3.16)

Si en algunos de los tramos seleccionados existiera escurrimiento directo, esto se manifiesta en la fig. 3.16 b, que no es tangente a dicha línea (curva b), estos tramos se eliminan del análisis.

La curva de vaciado deducida se superpone al hidrograma por analizar haciéndola coincidir en el extremo derecho y se determina el punto D como aquel en que la curva se separa del hidrograma (fig. 3.16 c).

Método c) Para utilizar este método, se realizan los siguientes pasos:

- * Se traza una horizontal a partir del punto de inflexión A, hasta la proyección del punto B que corresponde al gasto máximo (punto B', fig. 3.17).

- * Se calcula N como

$$N = 0.827 A^{0.2} \quad 3.16$$

donde:

A, área de la cuenca, en km².

N, tiempo de vaciado del escurrimiento directo, en días.

- * A partir del punto B' se toma una distancia horizontal igual a N para definir el punto D.

- * Se traza una recta entre B' y D.

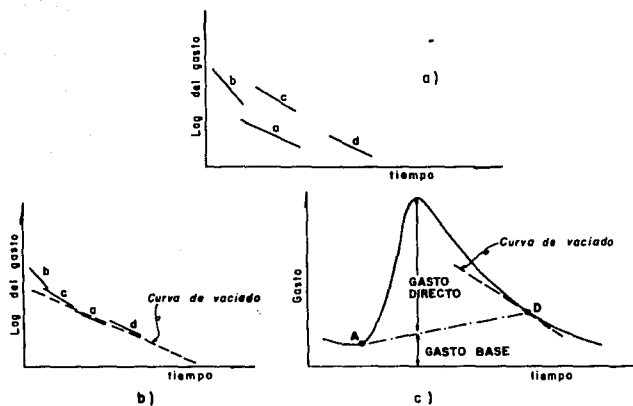


Fig. 3.16 Determinación del punto en que termina el escurrimiento directo.

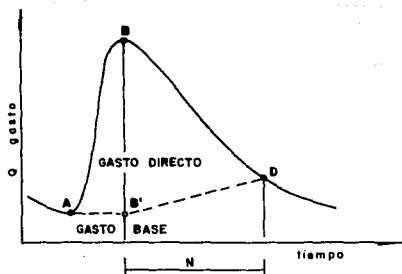


Fig. 3.17

CAPITULO IV

AVENIDAS MAXIMAS

4.1 Aspectos generales.

En los capítulos anteriores, se trató sobre la instalación, aforo y procesamiento de la información obtenida de las estaciones climatológicas e hidrométricas, como es de suponer, no siempre se tiene una estación de aforo en una sección de interés sobre una corriente, en donde es necesaria una obra de protección contra inundaciones o de aprovechamiento. No es un problema exclusivo de nuestro país, sino de todo el mundo, ésto ha dado lugar a que se desarrolle una gran cantidad de métodos para calcular los escurrimientos a partir de las lluvias.

En muchas ocasiones, el diseñador se encuentra con poca o ninguna información de mediciones directas que le permita conocer la historia de los escurrimientos en el sitio de interés, por lo que tiene que recurrir a estimarlos a partir de los datos de precipitación, ya que éstos son más abundantes que los de escurrimiento.

Para conocer el gasto de diseño (gasto máximo), existen varios criterios, entre los que se pueden describir los siguientes métodos: Empíricos, Semiempiricos, Hidrometeorológicos (relación lluvia-escurrimiento) y Estadísticos.

4.2 Métodos Empíricos

4.2.1 Envolventes regionales

Estos métodos toman en cuenta únicamente el área de la cuenca. Aunque no son métodos que analicen propiamente la relación entre la lluvia y el

escurrimiento. Son el último recurso al que se recurre en ausencia total de información hidrológica, para casos en que se requieren solo estimaciones gruesas de los gastos máximos probables, o sea relaciona el gasto máximo Q con el área de la cuenca A .

--La fórmula de Creager

Creager, obtuvo datos sobre avenidas máximas registradas en diferentes cuencas del mundo y formó una gráfica (fig. 4.1 a).

$$q = 1.303 C_c (0.386 A)^{0.48} A^{-1} \quad 4.1$$

donde:

$$C_c = 0.936 / A^{0.048}$$

A , área de la cuenca, en km^2

C_c , es un coeficiente empírico (de escurrimiento)

q , gasto máximo unitario, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

--La fórmula de Lowry

$$q = C_l / (A + 259)^{0.85} \quad 4.2$$

donde:

A , área de la cuenca, en km^2

C_l , es un coeficiente empírico

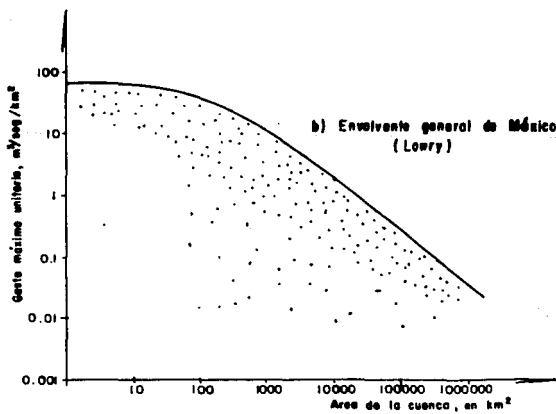
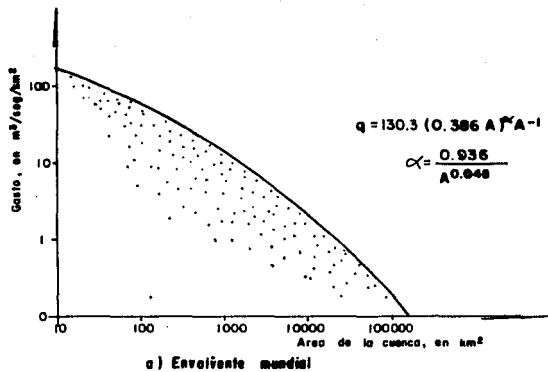


FIGURA 4.1

Los coeficientes C_1 y C_c se pueden determinar por regiones, graficando a los gastos unitarios máximos q registrados con sus respectivos áreas de cuenca, en una gráfica logarítmica (fig. 4.1 b), y seleccionando el valor de C_c y C_1 que envuelva todos los puntos medidos

Creager encontró que $C_c=100$ para la envolvente de los datos con los que trabajó, a la cual se le conoce como envolvente mundial. Para la fórmula de Lowry (ec. 4.2) se puede tomar un valor de $C_1=3500$ como mundial. La anterior Secretaría de Recursos Hidráulicos, actual Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), calculó el valor de C_c y C_1 para envolventes regionales, en la República Mexicana, en la tabla 4.1, se tienen los valores de C_c y en la tabla 4.2 los correspondientes a C_1 . Para cada región hidrológica del país (fig. 1.1) existen estas envolventes, que agrupan valores de los gastos máximos aforados en las diversas cuencas que integran cada región.

El problema de obtener los valores de los gastos en esta forma, es que los resultados no toman en cuenta la frecuencia del evento hidrológico, ni las características climatológicas de la cuenca donde se aplica.

Región	Coefficiente de Creager
1. Baja California Norte	30
2. Baja California sur	72
3. Río Colorado	14
4. Noroeste	
a) Zona norte	35
b) Zona sur	64
5. Sistema Lerma-Chapala-Santiago	
a) Lerma-Chapala	16
b) Santiago	19
6. Pacífico Centro	100
7. Cuenca río Balsas	
a) Alto Balsas	18
b) Bajo Balsas	32
8. Pacífico Sur	62
9. Cuenca río Bravo	
a) Zona Conchos	23
b) Zona Salado y San Juan	91
10. Golfo Norte	61
11. Cuenca río Pánuco	
a) Alto Pánuco	14
b) Bajo Pánuco	67
12. Golfo Centro	59
13. Cuenca río Papaloapan	36
14. Golfo Sur	36
15. Sistema Grijalva-Usumacinta	50
16. Península de Yucatán	3.7
17. Cuencas cerradas del Norte, Zona Norte	4
18. Cuencas cerradas del Norte, Zona Sur	26
19. El Salado, Zona Sur	45
20. Durango	8.4
21. Cuencas de Cuitzeo y Pátzcuaro	6.8
22. Valle de México	19
23. Cuenca del río Metztitlán	37

Tabla 4.1. Valores del coeficiente C de Creager para las regiones de la República Mexicana.

1.	Baja California noroeste (Ensenada)	980
2.	Baja California centro (El Vizcaino)	520
3.	Baja California suroeste (Magdalena)	2190
4.	Baja California noroeste (Laguna Salada)	1050
5.	Baja California centro este (Sta. Rosalia)	990
6.	Baja California sureste (La Paz)	5120
7.	Río Colorado	1050
8.	Sonora norte	760
9.	Sonora sur	2140
10.	Sinaloa	3290
11.	Presidio-San Pedro, zona costera	4630
11.	Presidio-San Pedro, zona alta	470
12.	Lerma Santiago	1290
13.	Huicicila	760
14.	Ameca	600
15.	Costa de Jalisco	5270
16.	Armería - Coahuayana	4940
17.	Costa de Michoacán	2100
18.	Balsas alto	1090
18.	Balsas medio y bajo	4450
19.	Costa Grande	2100
20.	Costa Chica - Río Verde	3180
20.	Alto Río Verde	390
21.	Costa de Oaxaca (Pto. Angel)	3000
22.	Tehuantepec	2170
23.	Costa de Chiapas	1190
24A.	Alto Bravo-Conchos	1020
24B.	Medio Bravo	5170
24C.	Río Salado	1410
24D.	Bajo Bravo	2130
25.	San Fernando-Soto la Marina	2330
26A.	Alto Pánuco	1360
26B.	Bajo Pánuco	3010
26c.	Valle de México	760
27.	Tuxpan - Nautla	2450
28.	Papaloapan	1750
29.	Coatzacoalcos	1840
30.	Grijalva - Usumacinta	2130
30.	Alto Grijalva	610
31.	Yucatán Oeste (Campeche)	370
32.	Yucatán norte (Yucatán)	sin datos
33.	Yucatán este (Quintana Roo)	sin datos
34.	Cuencas cerradas del norte (Casas grandes)	230
35.	Mapimí	
36.	Nazas	1510
36.	Aguañaval	380
37.	El Salado	1310

Tabla 4.2. Coeficiente de la envolvente de Lowry, República Mexicana (fig. 1.1, datos hasta 1975).

4.3 Métodos Semiempiricos

4.3.1 La fórmula racional

Es de las más antiguas que se tiene conocimiento (1889) de la relación lluvia-escorrentía, este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la altura de precipitación o intensidad de la precipitación. Considera que el gasto máximo se alcanza cuando la precipitación se mantiene con una intensidad constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración. La fórmula racional es

$$Q_p = 0.278 CIA$$

4.3

donde:

Q_p , gasto máximo ó de pico, en m^3/s

C , coeficiente de escorrentía, que representa la fracción de lluvia que escurre en forma directa, adimensional (tabla 4.3).

i , intensidad media de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en mm/hr.

A , área de la cuenca, en km^2

Estimación del tiempo de concentración t_c . Se le llama tiempo de concentración, al tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio. En otras palabras es el tiempo que emplea una gota de agua para trasladarse del punto más alejado hasta la salida de la cuenca. Es de suponer que está en función de la longitud

TIPO DEL AREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
ZONAS COMERCIALES:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias - - (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

Tabla 4.3 Valores del coeficiente de escurrimiento (Fuente: ASCE)

máxima que debe recorrer el agua hasta la salida y de la velocidad que adquiere en promedio dentro de la cuenca, donde la velocidad está en función de las pendientes del terreno, y la pendiente de los cauces, y de la rugosidad de los mismos. Para obtener "tc", a continuación se describen 3 ecuaciones:

$$1) \quad t_c = L/3600 V \quad (\text{ref. 3}) \quad 4.4$$

donde:

t_c , tiempo de concentración, en hr.

L, longitud del cauce principal de la cuenca, en m.

V, es la velocidad media del agua en el cauce principal, en m/s

Velocidad media, m/s			
Pendiente %	Bosque	Pastizales	canal natural no bien definido
0-3	0.3	0.5	0.3
4-7	0.6	0.9	0.9
8-11	0.9	1.2	1.5
12-15	1.1	1.4	2.4

a)

Pendiente del cauce principal, %	Velocidad media, m/s
1 - 2	0.6
2 - 4	0.9
4 - 6	1.2
6 - 8	1.5

b)

Tabla 4.4. Velocidad media

La velocidad media V , se puede estimar con las tablas 4.4a y 4.4b. La fórmula 4.4, no toma en cuenta el recorrido del agua de lluvia que llega a la superficie hasta los cauces.

$$2) \text{ Kirpich.} \quad t_c = 0.0662(L^{0.77}/S^{0.385}) \quad 4.5$$

donde:

t_c , tiempo de concentración, en hr.

L , longitud del cauce principal, en km.

S , pendiente del cauce principal (m/m)

$$3) \text{ Rowe.} \quad t_c = [0.81 L^3/H]^{0.385} \quad 4.6$$

donde:

t_c , tiempo de concentración, en hr.

L , longitud del cauce principal, en km.

H , desnivel entre los extremos del cauce principal, en m.

4.3.2 Método de Chow

En la descripción de este método se usará la siguiente nomenclatura:

A= área de la cuenca, en km^2 .

d= duración de la tormenta, en horas.

L= longitud del cauce principal, en m.

N= número de escurrimiento, adimensional.

P= lluvia total en la zona de estudio para una duración dada "d", en cm

P_b =lluvia total en la estación base para la duración d, en cm

P_a =precipitación media anual en la zona de estudio, en cm, de acuerdo con el periodo de la fuente de información.

P_{ab} =precipitación media anual en la estación base, en cm, de acuerdo con el periodo de la fuente de información.

P_e =lluvia en exceso en la zona de estudio para la duración "d", en cm.

Q_b =gasto base, en m^3/s .

Q_d =gasto de diseño, en m^3/s .

Q_m =gasto de pico del hidrograma del escurrimiento directo, en m^3/s .

q_m =gasto de pico del hidrograma unitario, en m^3/s , por cm de lluvia en exceso, para una duración de "d" horas.

S= pendiente media del cauce, en porcentaje.

t_p =tiempo de retraso, en horas

X= factor de escurrimiento, en cm/hr

Y= factor climático, adimensional.

Z= factor de reducción del pico, adimensional.

Este método considera que el gasto de pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso P_e por el gasto de pico de un hidrograma unitario, q_m , o sea:

$$Q_m = q_m P_e \quad 4.7$$

Considerando una lluvia en exceso igual a 1 cm, con una duración de "d" horas sobre una cuenca de A (en km²), el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento producido por una lluvia de intensidad constante continuando indefinidamente, será igual a 2.78 A/d. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario q_m a 2.78 A/d, se define como factor de reducción del pico "Z" (donde 2.78 es un factor de conversión de unidades del sistema inglés al métrico)

$$Z = q_{md}/2.78 A \quad 4.8$$

y entonces

$$q_m = 2.78 AZ/d \quad 4.9$$

Sustituyendo la ecuación 4.9 en la ecuación 4.7 se obtiene

$$Q_m = 2.78 AZP_e/d \quad 4.10$$

Llamando X al cociente de P_e entre d, o sea

$$X = P_e/d \quad 4.11$$

la ecuación de gasto queda

$$Q_m = 2.78 AXZ \quad 4.12$$

Si el gasto base en el tiempo del gasto de pico es Q_p , entonces el de diseño es:

$$Q_d = Q_p + Q_m \quad 4.13$$

4.3.2.1 Factores que afectan al escurrimiento.

Los factores que afectan al escurrimiento, considerados en este método, pueden dividirse en dos grupos. Uno que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual está compuesto principalmente por el uso de la tierra, la condición de la superficie, el tipo de suelo, y la cantidad y duración de la lluvia. El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento directo está expresada en términos del hidrograma unitario de la cuenca, el cual define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de 1 cm de lluvia en exceso generada uniformemente sobre toda la cuenca y con intensidad también uniforme durante un periodo específico de tiempo.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin embargo, esta interdependencia es desconocida y, para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso. Esta hipótesis es la base para poder establecer la ecuación 4.7.

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo se introduce el número de escurrimiento, N , el cual es función del uso del suelo y de las características de éste.

Los suelos se clasifican, según influyan las características del material en el escurrimiento, en cuatro grupos:

Grupo A.- Suelos con potencial de escurrimiento mínimo. Incluye gravas y arenas en estratos de gran espesor con poco limo y arcilla, así como loess muy permeables.

Grupo B.- Suelos con infiltración media inferior a la del grupo A. Dentro de este tipo se consideran estratos arenosos menos potentes que los del grupo A y loess más compactos o menos potentes que los de dicho grupo.

Grupo C.- Suelos con infiltración media inferior a la del grupo B. Se consideran en este grupo estratos poco potentes y los que contienen cantidades considerables de arcilla y coloides.

Grupo D.- Suelos con potencial de escurrimiento máximo. Se clasifican dentro de este grupo las arcillas de alta plasticidad, los suelos con arcillas y coloides en cantidades mayores que las que tienen los del grupo C, y los suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Conocido el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación anterior, y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla 4.5, se podrá conocer el valor de N. Para condiciones de escurrimiento compuesto, es decir, en cuencas donde se tienen varios valores de N, se deberá determinar un número de escurrimiento pesado, considerando el área total unitaria.

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso, P_e , puede calcularse para una altura de lluvia dada, P, mediante la figura 4.2 o bien por la ecuación

$$P_e = [P - (508/N) + 5.08]^2 / (P + (2032/N) - 20.32) \quad 4.14$$

Si se contara con datos de precipitación en la cuenca, la precipitación excedente en ella, P_e asociada a una duración determinada, se obtendría simplemente aplicando la ecuación 4.14. Como generalmente no existen estaciones pluviográficas dentro de las zonas en estudio, Chow propone que se obtenga el valor de una precipitación excedente con la N de la cuenca y la precipitación de la estación base que llamaremos P'_e y se multiplique por el factor climático Y , para obtener el valor de P_e .

Este último procedimiento está basado en la hipótesis que hace Chow de que la relación entre una precipitación dada sin transportar, y su correspondiente precipitación excedente, es igual a la obtenida dividiendo la precipitación transportada entre la precipitación excedente asociada a ella.

Esta hipótesis se aleja más de la realidad mientras menor sea el valor de N y existe más diferencia entre la precipitación en la cuenca en estudio con respecto a la estación base.

En vez del procedimiento de Chow para obtener la precipitación excedente P_e , cuando la estación base está fuera de la cuenca en estudio, se propone efectuar primero el transporte de la precipitación y después calcular la precipitación excedente, lo cual constituye una interpretación más realista de la relación lluvia-escurrimiento y elimina el error introducido por la hipótesis de Chow.

4.3.2.2 Determinación del factor de escurrimiento X .

Para calcular el valor de X se requiere conocer la precipitación en exceso en la cuenca, para lo cual se usa la ecuación 4.14 o bien la figura 4.2, basándose en la lluvia registrada en la estación base P_b , durante la tormenta de " d " horas, y transportada a la cuenca mediante el factor climático Y . La estación que se escoja como base debe contar con pluviógrafo, ya que se requiere conocer la distribución de la lluvia con respecto al tiempo.

Para determinar P_p se deberán elaborar previamente las curvas intensidad-duración-periodo de retorno.

4.3.2.3 Determinación del factor climático Y.

Este factor trata de tomar en cuenta el hecho de que el sitio donde se requiere valuar el gasto generalmente está alejado de la estación base, o sea que sirve para transportar la tormenta.

La liga entre la estación base y la zona en estudio la hace Chow mediante un plano de isoyetas de precipitaciones diarias con periodo de retorno de 50 años. El factor climático se expresa como sigue:

$$Y = P_a/P_{ab}$$

4.15

4.3.2.4 Determinación del factor de reducción del pico S.

El factor S, como ya se explicó antes, (ecuación 4.8) es igual a la relación entre el gasto de pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada, "d", y el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento correspondiente a la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita.

El valor de S, se puede calcular como una función de la relación entre la duración de la tormenta "d" y el tiempo de retraso t_p . Dicho tiempo t_p se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma. Este tiempo de retraso es igual al tiempo de pico del escurrimiento en un hidrograma unitario instantáneo, el cual se define como un hidrograma hipotético cuya duración de lluvia en exceso se aproxima a cero como un límite mientras se mantiene fija la cantidad de lluvia en exceso igual a 1 cm.

Por otra parte, el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, y es independiente de la duración de la lluvia. Chow encontró, para la zona

que él estudió, que el tiempo de retraso se puede representar mediante la ecuación siguiente:

$$t_p = 0.00505[L/(S)]^{1/0.64} \quad 4.16$$

la cual aparece representada gráficamente en la fig. 4.3.

Conocido el valor de t_p de la cuenca en estudio, para cada duración de tormenta se puede calcular I . La relación de d/t_p con I , obtenida por Chow, se muestra en la figura 4.4. El valor máximo de la relación d/t_p que aparece en esta figura es 2, al cual le corresponde un valor de $I=1$, ya que teóricamente no se puede exceder este valor. Si la duración es mayor que $2 t_p$ significa que el gasto de pico ocurrirá antes de que termine la lluvia en exceso y el hidrograma unitario alcanzará y mantendrá el valor del gasto máximo. En otras palabras, $I=1$ para $d/t_p > 2$

4.3.2.5 Procedimiento de cálculo.

Para aplicar el método de Chow, se requieren los datos siguientes:

a) Datos fisiográficos.

- Área de la cuenca por estudiar
- Longitud del cauce principal
- Pendiente media del cauce principal
- Tipos de suelo en la cuenca
- Usos del suelo en la cuenca

b) Datos climatológicos.

-Curvas intensidad-duración-periodo de retorno para la estación base de la zona en estudio.

-Plano o cartas de isoyetas para ligar la cuenca en estudio con la estación base.

El procedimiento de cálculo para obtener el gasto máximo con un determinado periodo de retorno empleando el método de Chow es el siguiente:

- a) Con los datos del tipo y uso del suelo se calcula el valor de N , empleando la tabla 4.5.
- b) Se escoge una cierta duración de lluvia, d , y periodo de retorno (T_r).
- c) De las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, con el valor de d , asignado en b) y el periodo de retorno escogido, se obtiene la intensidad de lluvia para esa tormenta. multiplicando la intensidad de lluvia por la duración d , se obtiene la precipitación total P_b .
- d) Usando la ecuación 4.15 se calcula Y .
- e) Se obtiene el valor de la precipitación en la cuenca correspondiente a la duración d , transportando la precipitación P_b de la estación base mediante el factor climático Y .

$$P = Y P_b$$

- f) Con el valor de N calculado en a) y el valor de P en e), se calcula la lluvia en exceso P_e , empleando la ecuación 4.14 o la figura 4.2.
- g) Con el valor de P_e calculado en el paso anterior y valor de d escogido en b), se calcula X aplicando la ecuación 4.11

TABLA 4.5
SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Esparcido o baja transpiración	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Denso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques	Muy esparcido o baja transpiración	56	75	86	91
	Esparcido o baja transpiración	46	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Denso o alta transpiración	26	52	62	69
	Muy denso o alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo) Cultivos de surco	Surcos rectos	77	86	91	94
	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
	Terrazas	62	75	83	87
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al volteo) o potrero de rotación	Surcos rectos	60	72	81	84
	Surcos en curvas de nivel	57	70	78	82
	Terrazas	68	79	86	89
	Terrazas	49	69	79	84
Pastizal	Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, buena	6	35	70	79
Potrero (permanente) Superficie impermeable	Normal	30	58	71	78
	Normal	100	100	100	100

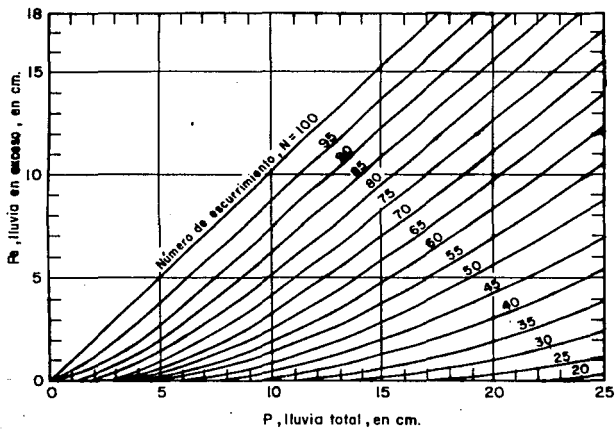


Fig. 4.2. Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento.

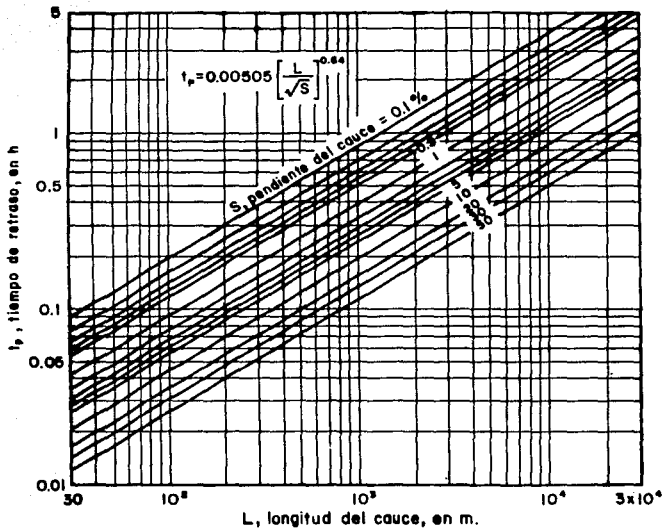


FIG. 4.3. Determinación del tiempo de retraso

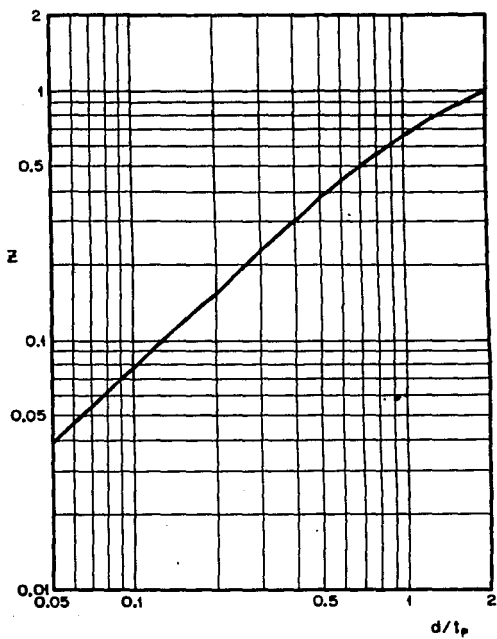


Fig 4. 4 Relación entre Z y d/t_p

h) Con la longitud y la pendiente del cauce, aplicando la ecuación 4.16 o la figura 4.3 se calcula el valor de t_p .

i) Se calcula la relación d/t_p y empleando la figura 4.4 se obtiene el valor de S .

j) Aplicando la ecuación 4.12 se calcula el gasto.

k) Se repite de c) a j) para otras duraciones de tormenta.

l) Se representan, mediante una gráfica, los gastos obtenidos contra las duraciones de tormenta correspondientes. El mayor gasto es el de diseño.

m) Si la corriente es perenne, se le agrega al gasto máximo determinado en l) el flujo base Q_b .

4.3.3 Hidrograma Unitario Triangular

Si se cuenta con poca información y no se requiere precisar la forma del hidrograma de escurrimiento, se puede utilizar el hidrograma de forma triangular, como se muestra (fig. 4.5).

De acuerdo con la fig. 4.5, el volumen de escurrimiento directo originado por la tormenta (área bajo el hidrograma triangular), se puede expresar como:

$$\text{Vol} = Q_p(t_p)/2 + Q_p(t_R)/2 = Q_p(t_p + t_R)/2$$

$$Q_p = 2 \text{ Vol} / (t_p + t_R) \quad 4.17$$

Con base en el análisis de un gran número de hidrogramas reales, el U. S. Soil Conservation Service (S. C. S.), adoptó como valor medio de t_R (tiempo de recesión), y para cuencas sin registro hidrométrico:

$$t_R = 1.67 t_p \quad 4.18$$

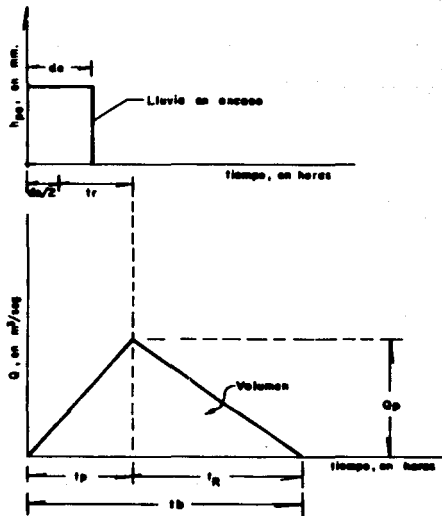


FIG. 4.5 Hidrograma unitario Triangular

Por lo que el tiempo base del hidrograma triangular se puede expresar como.

$$t_b = 2.67 t_p \quad 4.19$$

Sustituyendo la ec. 4.18 en la ec. 4.17, se tiene:

$$Q_p = 2Vol/2.67t_p = 0.749 Vol/t_p$$

Por otro lado, sustituyendo la expresión del volumen (Vol)

$$Vol = 10^3 (A) (P_e)$$

donde:

Vol, volumen, en m^3

A, área de la cuenca, en km^2

P_e , la cantidad de precipitación en exceso, en mm

t_p , tiempo de pico, en segundos.

Entonces, se tiene que

$$Q_p = 0.749(10^3 A P_e)/t_p$$

finalmente, haciendo la transformación de t_p a horas:

$$Q_p = 0.208 A P_e/t_p \quad 4.20$$

El tiempo de pico de acuerdo con la fig. 4.5, se obtiene con la expresión

$$t_p = d_s/2 + t_r \quad 4.21$$

donde:

de, es la duración en exceso, en horas.

tr, el tiempo de retraso, en horas.

El tiempo de retraso tr, se obtiene, según los hidrólogos del S. C. S. como:

$$tr = 0.6 tc \quad 4.22$$

donde:

tc, tiempo de concentración, en horas.

Cuando por alguna razón se desconoce la duración de la lluvia en exceso, ésta se puede calcular de manera aproximada como:

$$de = 2 (tc)^{1/2} \quad 4.23$$

4.4 Métodos hidrometeorológicos

2

Relación Lluvia-Escorrentamiento

4.4.1 Modelos Lluvia-Escorrentamiento

Estos modelos permiten calcular el escurrimiento a partir de su causa directa, que es la precipitación.

Aún cuando en muchas ocasiones es posible determinar las avenidas de diseño utilizando solamente los registros de escurrimiento, en ocasiones esto puede conducir a resultados poco confiables. La determinación de las avenidas de diseño mediante métodos hidrometeorológicos, en los que se utilizan los modelos lluvia-escurrimiento, tienen las siguientes ventajas:

--Los registros de precipitación son generalmente más antiguos que los de escurrimiento, por lo que los análisis estadísticos de los datos de precipitación resultan más confiables.

--Las características de las tormentas, prácticamente no son afectadas por las modificaciones causadas a la cuenca, tales como: la deforestación, la construcción de vasos de almacenamiento, etc.. Es por eso que el estudio de las tormentas, es conceptualmente más sencillo que el de las avenidas, por lo que se pueden determinar con mayor confianza en los resultados, las condiciones que generan la precipitación máxima probable.

Por la razón expuesta, la tormenta de diseño, puede calcularse sin tomar en cuenta las obras que se contruyan en la cuenca, pero posteriormente se deben considerar los efectos de éstas al calcular la relación de lluvia-escurrimiento.

--El modelo lluvia-escurrimiento, permite conocer la avenida de diseño y no solo el gasto máximo, aplicados al análisis de los registros de escurrimiento.

4.4.2 Hidrograma Unitario Tradicional

El hidrograma unitario asociado a una duración, d , se define como el hidrograma de escurrimiento directo que produce una precipitación efectiva unitaria (normalmente en mm), distribuida uniformemente en la cuenca y en el tiempo, d .

Se considera que una vez conocido el hidrograma unitario para una duración dada, el hidrograma que producirá una lluvia en exceso de cualquier magnitud, pero de la misma duración, puede calcularse multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la magnitud de la lluvia efectiva.

El hidrograma unitario se determina a partir de registros simultáneos de

lluvia y de escurrimiento, siguiendo los pasos que se describen:

- 1) Se calcula el hietograma de precipitación media que se presenta en la cuenca.
- 2) Se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo, separándolo del escurrimiento base, donde primero se obtiene el volumen de escurrimiento directo, y, en segundo el tiempo base (tb).
- 3) Se calcula el volumen de escurrimiento directo, utilizando la ecuación

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

donde:

V_{ED} , volumen de escurrimiento directo, en m^3

Δt , intervalo de tiempo, en segundos

Q_i , gasto de escurrimiento directo, en el i -ésimo intervalo de tiempo, en m^3/s .

n , número de intervalos de ordenadas, sin considerar los correspondientes valores extremos.

- 4) Obtención de la altura de precipitación efectiva.

$$h_{pe} = [V_{ED}/Ac] 0.001$$

donde:

h_{pe} , altura de precipitación efectiva, en mm

Ac , área de la cuenca, en km^2

5) Se calculan las ordenadas del hidrograma unitario. Se obtienen dividiendo cada una de las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo entre la altura de precipitación efectiva h_{pe} .

Para determinar la duración efectiva de la lluvia (a la cual está asociado el hidrograma unitario calculado en el paso 5). Se efectúan los siguientes cálculos:

6) Cálculo del índice de infiltración Φ . Se obtiene por tanteos, se traza una línea horizontal en el histograma de la tormenta, de tal manera que la suma de las alturas de precipitación que queden arriba de esa línea sea igual a h_{pe} , calculado en el paso 4). Si el valor de Φ , es el correcto, si no, se propone otro y se repite el cálculo hasta obtener el valor correcto.

7) Se calcula el histograma de precipitación efectiva. Se determina restando la infiltración al histograma de precipitación total, la duración de lluvia efectiva, "de", asociada al hidrograma unitario calculado en el paso 5). En la fig. 4.6, se muestra en forma esquemática, el cálculo del hidrograma unitario tradicional.

Una vez obtenido este hidrograma unitario es posible determinar hidrogramas de escurrimiento directo para cualesquier tormentas, cuya duración de lluvia en exceso de 2hr. Además se acepta el principio de superposición de causas y efectos, el hidrograma obtenido, puede usarse también para tormentas cuya duración en exceso sea múltiplo de 2 horas.

4.4.3 Método de la curva S

El método de la curva S, se utiliza para calcular el hidrograma unitario correspondiente a una duración cualesquiera.

Esta es producida por una lluvia en exceso, continua y constante para un periodo indefinido. La curva toma una forma de S deformada y sus ordenadas, a la larga, se aproximan a la cantidad de lluvia en exceso, ya

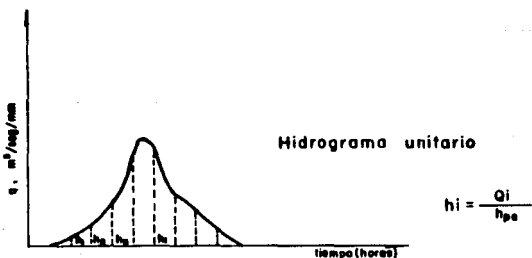
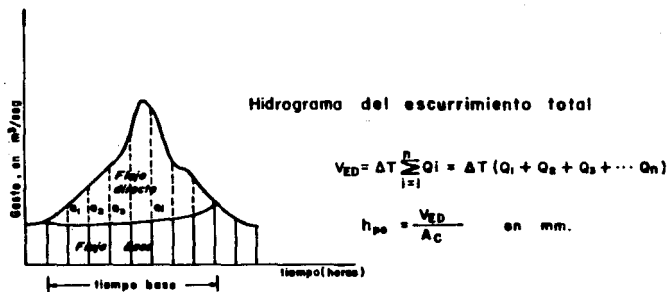
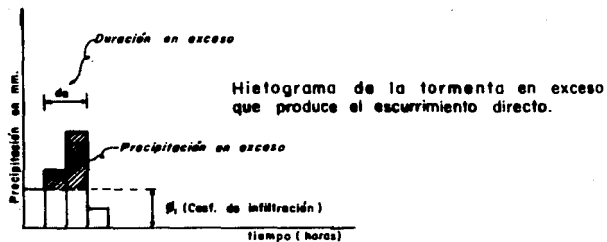


FIG. 4.6 ESQUEMA DE CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRADICIONAL

sea como un límite o como tiempo de equilibrio.

El hidrograma S puede construirse gráficamente sumando una serie de H. U. idénticos, espaciados a un intervalo igual a la duración de la lluvia en exceso (fig. 4.7), misma de la que fueron deducidos de_0 . Una vez que se ha construido el hidrograma S , el H. U. puede deducirse para cualquier duración de_1 .

Es recomendable la secuela de cálculo siguiente:

- 1) Se desplaza varias veces el hidrograma unitario conocido, de tal manera que la separación entre cada hidrograma sea igual a la duración en exceso, de_0 .
- 2) Se suman las ordenadas de los hidrogramas desplazados en el paso 1), con lo que se obtiene un hidrograma, al que se denomina curva S , que corresponde a una lluvia efectiva con intensidad constante $i = I_{mm}/de$ sostenida durante un tiempo muy grande.

Donde el gasto de equilibrio será

$$Q_e = i A_c = A_c (I_{mm}/de) \quad 4.24$$

La ec. 4.24 es la fórmula racional, con la diferencia de que tiene un coeficiente de escurrimiento unitario, porque i es, en este caso, la intensidad de la lluvia efectiva.

- 3) Se desplaza la curva S , un tiempo igual a de_1
- 4) Se restan las ordenadas de las curvas S obtenidas en los pasos 2 y 3.
- 5) Las ordenadas del hidrograma unitario deseado (el asociado a una lluvia de duración de_1), se obtienen multiplicando los resultados obtenidos en el paso 4, por la relación de_0/de_1

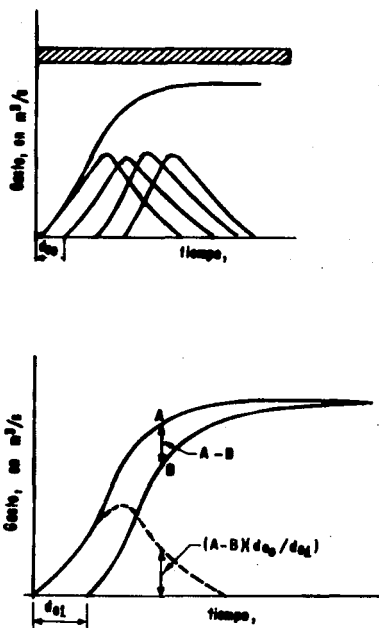


FIG. 4.7 Método de la curva S

4.4.4 Hidrograma Unitario Instantáneo (H.U.I.)

6

Métodos Matriciales

Cuando la duración de la lluvia en exceso tiende a cero, al hidrograma unitario resultante se le llama hidrograma unitario instantáneo. Esto origina que dicho hidrograma sea independiente de la duración de la lluvia en exceso, por lo que se elimina una de las variables en el análisis de hidrogramas.

Así como el hidrograma unitario de una duración x es la respuesta de la cuenca en cuestión a una lluvia de duración x . El H. U. I., define la respuesta de esa cuenca a una lluvia cualquiera independiente de la duración. Por lo tanto, es una expresión gráfica que integra todos los elementos de la cuenca que controlan dicha respuesta como son: longitud, forma, pendiente, vegetación, etc., independiente del tiempo de duración de lluvia

Reducción del H. U. de una tormenta variable

Se considera una tormenta variable, cuando al procesarla resulta que su lluvia en exceso es variable en el tiempo.

En éste caso se considera que en realidad la avenida ha sido producida por una sucesión de tormentas con duración en exceso constantes e iguales al intervalo de análisis, esto se muestra en forma esquemática en la fig. 4.8, de donde se obtienen las ecuaciones siguientes:

$$P_1Q_1 + \quad \quad \quad = Q_1$$

$$P_1Q_2 + P_2Q_1 \quad \quad = Q_2$$

$$P_1Q_3 + P_2Q_2 + P_3Q_1 = Q_3$$

$$P_1Q_4 + P_2Q_3 + P_3Q_2 = Q_4$$

$$P_2Q_4 + P_3Q_3 = Q_5$$

$$P_3Q_4 = Q_6$$

4.25

La solución del hidrograma unitario obtenido en esta forma, no siempre es exacta, dado que el comportamiento del fenómeno no necesariamente satisface las hipótesis de la teoría, por lo que es conveniente minimizar el error (e_i) entre el hidrograma obtenido y el medido, a partir del hidrograma unitario deducido.

como los errores e_i deben ser pequeños

$$S = \sum e_i^2 = 0 \quad 4.26$$

haciendo uso de las derivadas parciales, para hacer lo más pequeño posible a la suma de los errores S, es aplicando el criterio de la primera derivada e igualándola con cero.

$$\partial S / \partial q_i = 0 \quad 4.27$$

del sistema de ecuaciones 4.25, queda

$$S = (P_1q_1 - Q_1)^2 + (P_1q_2 + P_2q_1 - Q_2)^2 + \dots + (P_3q_4 - Q_6)^2$$

y finalmente la ecuación 4.25, queda

$$\begin{aligned} P_1q_1 &= Q_1 + e_1 \\ P_1q_2 + P_2q_1 &= Q_2 + e_2 \\ P_1q_3 + P_2q_2 + P_3q_1 &= Q_3 + e_3 \\ P_1q_4 + P_2q_3 + P_3q_2 &= Q_4 + e_4 \\ P_2q_4 + P_3q_3 &= Q_5 + e_5 \\ P_3q_4 &= Q_6 + e_6 \end{aligned}$$

Por el principio de linealidad del hidrograma unitario, se puede plantear la relación existente de los periodos de tiempo a intervalos constantes

entre el hidrograma unitario, para obtener la lluvia y el hidrograma de la tormenta, esta relación es:

$$j = n - i + 1 \quad 4.28$$

donde:

- j, número de ordenadas del hidrograma unitario.
- i, número de intervalo de lluvia en exceso.
- n, número de ordenadas del hidrograma de la tormenta.

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

$$P \cdot q = Q \quad 4.29$$

donde:

- P, matriz de las alturas de lluvia en exceso.
- q, matriz de las ordenadas del hidrograma unitario.
- Q, matriz del hidrograma de la avenida en estudio.

De acuerdo con la fig. 4.8, las matrices de la ec. 4.29, se pueden escribir como:

$$P = \begin{bmatrix} P_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ P_2 & P_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ P_3 & P_2 & P_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & P_3 & P_2 & P_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & P_3 & P_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & P_3 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

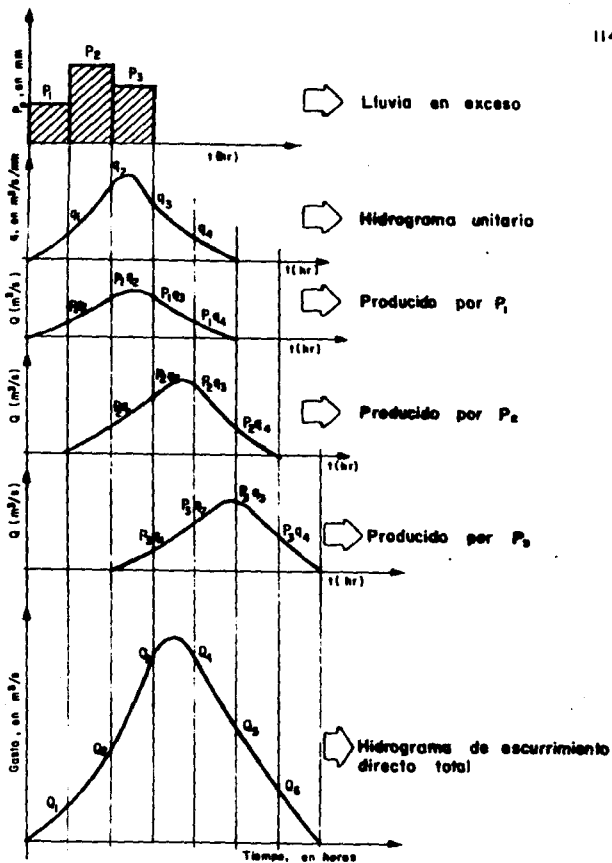


FIG. 4.8 ANALISIS ESQUEMATICO, PARA OBTENER EL HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO DIRECTO TOTAL

$$q = \begin{matrix} | q_1 | \\ | q_2 | \\ | q_3 | \\ | q_4 | \\ | q_5 | \\ | q_6 | \end{matrix} \quad Q = \begin{matrix} | Q_1 | \\ | Q_2 | \\ | Q_3 | \\ | Q_4 | \\ | Q_5 | \\ | Q_6 | \end{matrix}$$

En este caso $i = 3$, $n = 6$, $j = 4$, (ec. 4.28)

Con este planteamiento se deduce el hidrograma unitario resultante. Para ello se puede utilizar la matriz transpuesta de las precipitaciones, formándose una matriz cuadrada. De esta manera:

$$P^T P q = P^T Q \quad 4.30$$

y la solución para la matriz del hidrograma es:

$$q = (P^T P)^{-1} P^T Q \quad 4.31$$

4.5 Métodos Estadísticos

Los métodos estadísticos permiten ajustar una función de distribución de probabilidades a los gastos máximos registrados en el pasado, extrapolando dicha función, se determina el gasto que corresponde a una probabilidad deseada.

Estos métodos proporcionan solamente información sobre el pico de la avenida, de manera que la forma del hidrograma se tiene que estimar multiplicando cada una de las ordenadas de la mayor de las avenidas registradas en el pasado, por una constante igual a la relación entre el valor del pico obtenido estadísticamente y el de dicha avenida.

La principal limitación de los métodos estadísticos es que generalmente sólo se cuenta con una muestra relativamente pequeña (del orden de 15 a 40 años), en comparación a los valores tomados de la población de todos los que podrían ocurrir en el sitio, con lo cual la ley de probabilidades que se obtiene con el ajuste, es de un grado alto de incertidumbre y resulta ser solo una aproximación a la ley de probabilidades real. Esto se agrava porque en la mayoría de las zonas del país, las tormentas máximas pueden ser de tipo convectivo ó ciclónico y, por ello, la muestra correspondiente a dos poblaciones diferentes, siendo entonces más difícil la aplicación de los métodos estadísticos.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tienen una cierta distribución. En general, se cuenta con pocos años de registro, por lo que la curva de distribución de probabilidades de los gastos máximos se tiene que prolongar en su extremo, para eliminar esta subjetividad, se puede buscar entre las distintas funciones de distribución de probabilidad teórica, la que se ajuste mejor a datos medidos y usar ésta función para la extrapolación. En la estadística existen muchos tipos de funciones de distribución de probabilidad teóricas que se apegan a los datos y que sin embargo difieren en los extremos. Dentro de esta extensa variedad de funciones de distribución de probabilidad disponibles para la modelación de muestras observadas en hidrología, se ha decidido incluir solamente las funciones de distribución de probabilidad más usadas en hidrología, que son:

- a) Normal
- b) LogNormal de 2 parámetros
- c) Pearson III ó Gamma de tres parámetros
- d) Gumbel ó Valores Extremos Tipo 1
- e) Exponencial

Periodo de retorno

En un análisis de frecuencias de datos hidrológicos, el primer objetivo es determinar el intervalo de recurrencia o periodo de retorno T_r , de un evento hidrológico de una magnitud dada X . El periodo de retorno se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual un evento de magnitud X puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. Esto no significa que una excedencia ocurra cada T_r años, sino que el tiempo promedio entre dos excedencias es de T_r años.

El concepto de periodo de retorno, también es aplicable a eventos de menor magnitud (mínimos).

Primeramente se obtienen los periodos de retorno ligado al registro disponible de gastos máximos anuales, para esto, los gastos máximos anuales se ordenan en forma decreciente de mayor a menor en una tabla de valores de la misma, asignándole a cada uno un número de orden m , el cual para el valor más grande es igual a uno, para el siguiente es dos, etc., y con la ecuación 4.32, se determinan sus periodos de retorno correspondiente. De esta manera, se tiene para cada gasto máximo anual registrado o excedente anual, su periodo de retorno y por ende su probabilidad de recurrencia. Conocida esta muestra de parejas de valores, se procede a determinar su distribución de probabilidades.

Con la finalidad de disponer de una representación gráfica de datos, asociados con sus periodos de retorno o con su probabilidad de no excedencia puede hacerse uso de los papeles de probabilidad que actualmente se consiguen en el mercado. Queda pendiente el problema de como alojar en este papel a los datos de la muestra. Esto pueda ser llevado a cabo por medio del uso de una de las varias fórmulas de graficado de datos, a continuación se describen dos de ellas:

- | | | |
|----|--------------------------------|------|
| a) | Weibull $T_r=(n+1)/m$ | 4.32 |
| b) | Gringorten $(n+0.12)/(m-0.44)$ | 4.33 |

donde:

n , es el tamaño de la muestra

m , es el número de orden del evento

En vista de que el valor máximo anual es una variable continua, cuyo dominio de definición es

$$0 \leq x < \infty$$

Este rango nos indica, la probabilidad no nula de que se presente un gasto cualquiera, no importa que tan pequeño o grande sea.

La fórmula que sitúa la probabilidad exactamente en el centro del intervalo es de tipo

$$P(X \leq x) = 1 - (2m-1)/2n$$

Otra manera de hacer lo anterior es suponiendo que la frecuencia observada de un evento es la misma que la población de frecuencias de ese evento, lo que conduce la fórmula

$$P(X \leq x) = 1 - m/(n+1)$$

Riesgo: Si P es la probabilidad de que ocurra un evento en cualquier año

$$P(X \geq x) = 1/Tr$$

4.34

La probabilidad de que dicho evento no ocurra, en un año cualquiera, donde 4.34, se transforma en:

$$P(X \leq x) \quad ; \quad \bar{P} = 1 - 1/Tr$$

4.35

La probabilidad de que el evento ocurra al menos una vez en n años sucesivos es

$$R = 1 - \bar{p}^n = 1 - (1 - 1/Tr)^n$$

4.36

A esta probabilidad se le llama riesgo de falla, y se representa por R. Con este parámetro es posible sopesar cuales son las implicaciones de seleccionar un periodo de retorno dada para una obra que tiene una vida útil de n años.

Estimación de parámetros

Los métodos tradicionales para estimar los parámetros característicos de las funciones de distribución son:

- a) Método gráfico
- b) Método de mínimos cuadrados
- c) Método de momentos
- d) Método de máxima verosimilitud

En este trabajo se usarán los métodos de momentos y de mínimos cuadrados, de manera específica:

--El método de momentos, consiste en igualar los momentos muestrales a los correspondientes momentos de la población caracterizada por la distribución de probabilidad. Para realizar el ajuste se requiere tantas ecuaciones de momentos como parámetros tenga la distribución de probabilidad.

	PARÁMETROS (POBLACIÓN)	ESTADÍSTICOS (MUESTRA)
Media	μ	\bar{x}
Variancia	σ^2	s^2
Desviación estándar	σ	s
Variancia de las medias	σ_u^2	s_x^2

Símbolos para representar parámetros y estadísticos en el método de momentos.

Regresión y Correlación

Regresión lineal simple

Uno de los métodos más simples y comunes que se utiliza en hidrología, está basado en la suposición de que dos variables se relacionan en forma lineal. En general, el objetivo de un modelo de esta naturaleza es poder estimar el valor de una variable que se denomina variable dependiente (y), a partir del valor de la otra, que se llama variable independiente (x). Se tiene la ec.

$$y = b + mx$$

4.37

donde:

- b, ordenada al origen de la recta
- m, pendiente de la recta

Uno de los métodos para determinar estos parámetros, es el método de mínimos cuadrados, establece que todas las rectas de regresión que se pueden ajustar al conjunto de puntos muestrales dados, la mejor es

aquella que tenga la propiedad de que la suma de los cuadrados de sus residuos sea mínima.

El error e_i para cada punto muestreado se obtiene como

$$e_i = y_i - (b + mx_i) \quad 4.38$$

donde:

y_i , es el valor dato

$(b + mx_i)$, es el valor inferido u obtenido de la ecuación de la recta de regresión

Haciendo que las sumas de los errores (e_i) al cuadrado de cada punto dato (ec. 4.38) sea mínima, se obtienen las ecuaciones simultáneas.

$$\sum_{i=1}^n y_i = bn + m \sum_{i=1}^n x_i \quad 4.39$$

$$\sum_{i=1}^n x_i y_i = b \sum_{i=1}^n x_i + m \sum_{i=1}^n x_i^2$$

donde:

n , número de parejas de datos de la muestra

Se tienen dos ecuaciones con dos incógnitas b y m , que son los parámetros buscados. Se calculan con la relación siguiente

$$m = S_{xy}/S_{xx} \quad 4.40$$

$$b = \bar{y} - m\bar{x} \quad 4.41$$

$$b = (\sum y_i \sum x_i^2 - \sum x_i \sum x_i y_i) / (n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2)$$

donde:

$$S_{xx} = n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2 \quad 4.42$$

$$S_{xy} = n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \left(\sum_{i=1}^n y_i \right) \quad 4.43$$

\bar{x} y \bar{y} , son la media de los valores x_i y y_i respectivamente

La ecuación de la recta de regresión (4.37), así obtenida es para cada x_i la media de la variación de la variable dependiente y_i . Conforme la pareja de los valores (x_i, y_i) tiendan a agruparse sobre una línea recta la variancia del error e_i tenderá a cero. La variancia del error se puede escribir como

$$S_e^2 = S_y^2 (1 - r_{xy}^2) \quad 4.44$$

siendo

$$r_{xy} = S_{xy} / (S_{xx} S_{yy})^{1/2} \quad 4.45$$

donde:

S_y^2 , es similar a la ecuación 4.42 sustituyendo a las x_i por y_i

S_y^2 , es la variancia de las y_i

r_{xy} , coeficiente de correlación lineal

Este coeficiente es un índice que proporciona una idea de que tan agrupadas están las parejas de valores (x_i, y_i) a una recta o a una curva.

Cuando el valor de r_{xy} tiende a cero, la correlación de los puntos en estudio se aleja de una línea recta. Al inferir los valores para la

variable dependiente se tendrá un cierto error, en función de que tan correlacionados estén las variables. Al deducir el error estándar de la estimación, que es análogo a la desviación estándar de una variable, cuando se trata de conocer la dispersión respecto a su media.

Regresión no lineal

Cuando las variables no se relacionan en forma lineal, es posible usar los conceptos anteriores para determinar una ecuación de regresión, cuya forma puede ser, por ejemplo en el caso de dos variables y , x :

$$y = b x^m \quad 4.46$$

Si se obtienen logaritmos de la ecuación 4.46:

$$\ln y = \ln b + m \ln x \quad 4.47$$

definiendo

$$y' = \ln y$$

$$a = \ln b$$

$$x' = \ln x$$

se tiene:

$$y' = a + mx' \quad 4.48$$

que es una ecuación lineal, que puede analizarse de manera análoga a como se hizo en la regresión lineal simple. El resultado sería a y m ; el valor de b (ecuación 4.46) será entonces:

$$b = e^a \quad 4.49$$

El método de mínimos cuadrados, es aplicable para determinar los

parámetros de las funciones de distribución, expuestos aquí: Gumbel, Exponencial y Normal.

Distribución Normal

La distribución normal es una de las más importantes, tanto en la teoría como en la práctica de la probabilidad y la estadística. Se define para una variable aleatoria continua que puede tomar cualquier valor a lo largo del eje real.

La función de densidad de probabilidad (fdp) normal se define como

$$f(x) = [1/(2\pi)]^{1/2} \sigma^{-1} e^{-4((x-\mu)/\sigma)^2}$$

donde:

x , representa el valor que puede tomar la variable aleatoria X

μ , media

σ , desviación estándar o desviación típica

μ y σ son respectivamente, la media y la desviación estándar de la población y pueden estimarse a partir de la media (\bar{x}) y desviación estándar (S) de los valores observados. Un estudio de esta función ($f(x)$) permite afirmar que su gráfica es simétrica con respecto a la vertical que pasa por su valor medio, es asíntótica al eje de las abscisas a medida que x tiende a más menos infinito, y su valor máximo lo adquiere cuando x se toma su valor medio. Con frecuencia otras distribuciones pueden aproximarse a la curva normal, muchos métodos estadísticos parten de una consideración de normalidad.

La función de distribución de probabilidad Normal es

$$F(x) = \{1/(2\pi)\}^{1/2} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad 4.50$$

donde:

$$\mu = \bar{x} \quad ; \quad \sigma = s$$

Cualquier conjunto de valores x normalmente distribuido puede convertirse en valores normales estándar z por medio de la expresión

$$z = (x - \mu) / \sigma \quad 4.51$$

La variable aleatoria z , que está normalmente distribuida con media cero y desviación estándar uno $N(0,1)$, se dice que tiene distribución normal estándar. Así, en la función de distribución de probabilidad (ec. 4.50), sustituyendo la variable z , se tiene

$$F(z) = \{1/(2\pi)\}^{1/2} \int_{-\infty}^z e^{-z^2/2} dz \quad 4.52$$

La función (z) se ha calculado numéricamente (tabla 4.6). Por medio de la cual se pueden calcular probabilidades de intervalos de valores particulares de x haciendo las combinaciones adecuadas y recordando que la gráfica de la densidad de probabilidad es simétrica con respecto al eje de las ordenadas y que, por ende, el área de la izquierda de este eje, o a la derecha del mismo, vale 0.5.

Dada la simetría de la distribución de probabilidad, puede utilizarse cualquiera de los métodos para ajustar sus parámetros; aquí se han escogido el de momentos y el de mínimos cuadrados.

a) Estimación de los parámetros por el método de momentos.

Cálculo de los parámetros de la distribución normal

$$\bar{x} = (1/n) \sum_{i=1}^n x_i \quad 4.53$$

$$s = \left[(1/n) \sum_{i=1}^n x_i^2 - \bar{x}^2 \right]^{1/2} \quad 4.54$$

b) Estimación de los parámetros por el método de mínimos cuadrados.

De la definición de periodo de retorno se tiene

$$F(x) = 1 - 1/Tr$$

De esta ecuación se encuentra la variable aleatoria x asociada a la probabilidad $1 - 1/Tr$, la cual se plantea como

$$x = G(1 - 1/Tr) \quad 4.54$$

Tomando en cuenta la ecuación 4.51, se tiene

$$x = z \bar{\sigma} + \bar{\mu} \quad 4.56$$

Como a cada dato de la muestra le corresponde un periodo de retorno, de acuerdo con la ec. 4.51 le corresponderá también un valor de z .

La ecuación 4.56, es la ecuación de una recta con pendiente z y ordenada al origen $\bar{\mu}$; de acuerdo con el método de ajuste por mínimos cuadrados, visto anteriormente, estos parámetros se obtienen a partir del sistema de ecuaciones 4.39

$$\sum_{i=1}^n y_i = bn + m \sum_{i=1}^n x_i$$

$$\sum_{i=1}^n x_i y_i = b \sum_{i=1}^n x_i + m \sum_{i=1}^n x_i^2$$

4.57

De la definición de x , se tiene que el valor de la media de x_i es igual a cero y la desviación estándar es igual a uno, es decir

$$(1/n) \sum_{i=1}^n x_i = 0 \quad \text{y} \quad (1/n) \sum_{i=1}^n x_i^2 = 1$$

de lo anterior se concluye que

$$\sum_{i=1}^n x_i = 0 \quad \text{y} \quad \sum_{i=1}^n x_i^2 = n$$

con lo cual la solución del sistema de ecs. 4.57, resulta igual a

$$b = \bar{M} = (1/n) \sum_{i=1}^n y_i \quad 4.58$$

$$m = s = (1/n) \sum_{i=1}^n (y_i x_i) \quad 4.59$$

Distribución LogNormal de 2 parámetros

En esta función, los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. Considérese la transformación $Y = \ln x$, puede demostrarse que si x está distribuida con distribución Log-Normal, entonces "Y" está distribuida con distribución Normal.

La función de densidad de probabilidad es

$$f(x) = [1/(2\pi)]^{1/2} [1/x \sigma_L] e^{-4((\ln x - M_L) / \sigma_L)^2} \quad 4.60$$

donde:

- M_L , media de los logaritmos naturales de Y
- σ_L , desviación estándar de los Log-nat de Y

El subíndice L se refiere a la distribución Log-Normal

la cual es la distribución Log-Normal de 2 parámetros y μ_L es el parámetro de ubicación, y σ_L , es el parámetro de escala, ambos en el dominio Log-Normal.

La distribución Log-Normal de 2 parámetros solo puede ser utilizada para eventos positivos.

Los valores de μ_L y σ_L , se pueden estimar a través del método de momentos, a partir de n observaciones, x_i ($i=1,2,3,\dots,n$), como

$$\mu_L = (1/n) \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \quad 4.61$$

$$\sigma_L = \left\{ (1/n) \left(\sum_{i=1}^n \ln(x_i) - \mu_L \right)^2 \right\}^{1/2} \quad 4.62$$

Distribución Pearson Tipo III

2

Distribución Gamma de 3 parámetros

La función de densidad de probabilidad de una variable aleatoria con distribución Pearson Tipo III, es dada por la siguiente expresión

$$f(x) = (1/\alpha_1) \Gamma(\beta_1) \left\{ (x - \delta_1) / \alpha_1 \right\}^{\beta_1 - 1} e^{-\left((x - \delta_1) / \alpha_1 \right)} \quad 4.63$$

donde:

β_1 , α_1 , δ_1 , son los parámetros de forma, escala y ubicación respectivamente.

$\Gamma(\beta_1)$, es la función gamma completa

El método de momentos aplicado a la distribución Gamma de 3 parámetros,

produce los siguientes estimadores

$\alpha = \sqrt{(\beta)}^{1/2}$	Desviación estándar	4.64
$\beta = (2/\gamma^2)^2$	Coficiente de asimetría	4.65
$\sigma = \mu - \alpha\beta$	La media	4.66

Funciones de distribución Gumbel

2

Distribución de Valores Extremos Tipo 1

Se dice que una variable aleatoria tiene una función de distribución de probabilidad Gumbel o distribución de Valores Extremos Tipo 1.

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad -\infty < x < \infty \quad 4.67$$

La función de densidad de probabilidad es

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad 4.68$$

donde:

α y β , son los parámetros de la función

X , es la variable aleatoria y x su correspondiente valor

a) Estimación de los parámetros por el método de momentos.

Los estimadores de los parámetros de esta distribución, obtenidos a través del método de momentos, son:

$$\alpha = \bar{X}/(6)^{1/2} \bar{S} = 1.2825/\bar{S} \quad 4.69$$

$$\beta = \bar{X} - 0.4500\bar{S} \quad 4.70$$

El coeficiente de asimetría es constante y tiene un valor igual a 1.1396, lo cual indica, que esta distribución es sesgada a la derecha para todos los valores de α y β .

b) Estimación de los parámetros por el método de mínimos cuadrados.

De la definición de periodo de retorno, se tiene

$$F(x) = 1 - 1/Tr$$

aplicando este método, la ecuación 4.67, se puede expresar como:

$$x = \beta - (1/\alpha) \text{LnLn} (Tr/(Tr-1)) \quad 4.71$$

es la ecuación de una recta, del tipo $y = b + mx$, ya que β y $1/\alpha$ son constantes. Por analogía se tiene

$$b = \beta$$

$$m = 1/\alpha$$

Los parámetros b y m se determinan usando las siguientes expresiones (ecs. 4.40 al 4.43)

$$m = S_{xy} / S_{xx}$$

$$b = \bar{y} - m\bar{x}$$

Distribución de probabilidad Exponencial

La función de distribución de probabilidad exponencial de dos parámetros, está dada por

$$F(x) = 1 - e^{-(x-\alpha)/\beta} \quad 4.72$$

donde:

$F(x)$, distribución de probabilidad exponencial

α y β , parámetros de la distribución

La media M , y la variancia $\hat{\sigma}^2$, de la distribución exponencial son:

$$M = \alpha + \beta$$

$$\hat{\sigma}^2 = \beta^2$$

$$J = 2 \quad \text{coeficiente de asimetría}$$

a) Estimación de los parámetros por el método de momentos.

Los estimadores de los parámetros de esta distribución, obtenidos a través del método de momentos, son:

$$\hat{\beta} = (\hat{\sigma}^2)^{1/2} \quad 4.73$$

$$\hat{\alpha} = \hat{M} - \hat{\beta} \quad 4.74$$

b) Estimación de los parámetros por el método de mínimos cuadrados.

De la definición de periodo de retorno, se tiene

$$F(x) = 1 - 1/T_r \quad 4.75$$

Igualando las ecs. 4.72 y 4.75, resulta

$$Tr = e^{((x - \alpha)/\beta)} \quad 4.76$$

o bien

$$x = \alpha + \beta \ln Tr \quad 4.77$$

Si se considera $w = \ln Tr$, ec. 4.77, se expresa

$$x = \alpha + \beta w \quad 4.78$$

Como a cada dato de la muestra le corresponde un periodo de retorno y, por lo tanto, un valor de w , y dado que la ecuación 4.78 es la de una línea recta con pendiente β y ordenada al origen α , se emplea el método de ajuste por mínimos cuadrados, descrito en el inciso 4.5, que permite obtener los dos parámetros de la recta con las siguientes ecuaciones

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i w_i) - (1/n) \sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n w_i}{\sum_{i=1}^n (w_i^2) - (1/n) (\sum_{i=1}^n w_i)^2} \quad 4.79$$

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n x_i - \beta \sum_{i=1}^n w_i \right) / n \quad 4.80$$

Método de Gumbel

Para calcular el gasto máximo, para un periodo de retorno determinado, se usa la ecuación

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \right) (Y_N - \log_e Tr) \quad 4.81$$

siendo

$$\sigma_Q = \left\{ \left(\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2 \right) / (N-1) \right\}^{1/2} \quad 4.82$$

donde:

N , número de años de registro

Q_i , gastos máximos anuales registrados, en m^3/s

$$Q_m = (1/N) \sum_{i=1}^N Q_i, \text{ gasto medio, en } m^3/s$$

$Q_{m\acute{a}x}$, gasto máx. para un periodo de retorno determinado, en m^3/s

Tr , periodo de retorno

\sqrt{N} , Y_N , constantes en función de N , tabla 4.7

σ_Q , desviación estándar de los gastos

El gasto máximo de diseño para un cierto periodo de retorno será igual al gasto máximo calculado con la ec. 4.81.

Método de Nash

Considera que el valor del gasto para un determinado periodo de retorno, se puede calcular de la ecuación

$$Q_{m\acute{a}x} = a + c \log \log Tr / (Tr - 1) \quad 4.83$$

donde:

a y c , constantes función del registro de gastos máximos anuales

$Q_{m\acute{a}x}$, gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3/s

Tr , periodo de retorno

Las constantes a y c se valgan de los registros, en la forma siguiente

N	\bar{Y}_N	$\bar{\sigma}_N$	N	\bar{Y}_N	$\bar{\sigma}_N$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.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	1.1696
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	1.17467
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	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	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	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

TABLA 4.7

$$a = Q_m - cX_m \quad 4.84$$

$$c = \left\{ \sum_{i=1}^n X_i Q_i - N X_m Q_m \right\} / \left(\sum_{i=1}^n X_i^2 - N X_m^2 \right) \quad 4.85$$

siendo

$$X_i = \log \log T_r / (T_r - 1) \quad 4.86$$

donde:

N , número de años de registro

Q_i , gastos máximos anuales registrados, en m^3/s

$Q_m = (1/N) \sum_{i=1}^N Q_i$, gasto medio, en m^3/s

X_i , constante para cada gasto Q_i registrado, en función de su periodo de retorno correspondiente.

$X_m = (1/N) \sum_{i=1}^N X_i$, valor medio de las x

Para calcular los valores de X_i , correspondiente a los Q_i , se ordenan estos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i , al Q_i máximo le corresponderá el valor uno, al inmediato siguiente dos, etc. Entonces, el valor del periodo de retorno para cada Q_i se calculará como

$$T_r = (N+1)/m_i \quad 4.87$$

Finalmente, el valor de cada X_i se obtiene sustituyendo el valor de 4.87 al en 4.86.

Método de Lebediev

El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} \quad 4.88$$

siendo

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m (K C_v + 1) \quad 4.89$$

Coefficiente de asimetría

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i/Q_m - 1)^3 / N}{C_v^3} \quad 4.90$$

Por otra parte, Lebediev recomienda tomar los valores siguientes:

$C_s = 2 C_v$ para avenidas producidas por deshielo.

$C_s = 3 C_v$ para avenidas producidas por tormentas.

$C_s = 5 C_v$ para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre estos valores y el que se obtiene de la ec. 4.90, se escoge el mayor.

El coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación

$$C_v = \left[\frac{\sum_{i=1}^N ((Q_i/Q_m) - 1)^2 / N}{N} \right]^{1/2} \quad 4.91$$

donde:

C_v , coeficiente de variación

K , coeficiente que depende de la probabilidad p , expresada en porcentaje de que suceda el gasto de diseño, y del coeficiente de asimetría C_s (tabla 4.8).

N , años de observación

Q_d , gasto total de diseño, en m^3/s

Q_i , gastos máximos anuales observados, en m^3/s

Q_m , gasto medio, en m^3/s

$Q_{m\acute{a}x}$, gasto máximo probable obtenido para un periodo de retorno determinado, en m^3/s .

TABLA 4.8.a

VALORES DE K

C _s	P en %																			C _s			
	001	01	05	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9
0.0	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.00
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.66	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.25	-3.02	0.05
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.29	-3.05	0.1
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-3.08	0.15
0.2	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.59	-1.79	-2.18	-3.02	0.2
0.25	4.27	3.46	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-3.05	0.25
0.3	4.38	3.52	2.85	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-3.05	0.3
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-3.05	0.35
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-3.04	0.4
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.97	0.45
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-2.95	0.5
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.92	0.55
0.6	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.87	0.6
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.80	0.65
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.78	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.74	0.7
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.68	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.62	0.8
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-2.56	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.68	-2.50	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-2.44	0.95
1.0	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-2.39	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-2.34	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-2.28	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-2.22	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-2.16	1.2
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-2.10	1.25
1.3	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-2.04	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.36	-1.98	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.18	-1.23	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.45	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.45	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

TABLA 4.8.b

VALORES DE K

C _s	P en %																			C _s				
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9	
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8	
1.85	7.57	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.03	-1.04	-1.06	-1.08	1.85	
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9	
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95	
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.76	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0	
2.05	8.33	5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05	
2.1	8.44	6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1	
2.15	8.55	6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.36	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15	
2.2	8.66	6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.898	-0.905	-0.910	2.2	
2.25	8.78	6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.882	-0.889	-0.892	2.25	
2.3	8.89	6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.850	-0.867	-0.872	2.3
2.35	9.00	6.31	4.55	3.73	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35	
2.4	9.11	6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.4	
2.45	9.23	6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45	
2.5	9.34	6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.793	-0.800	-0.800	2.5	
2.55	9.45	6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.23	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	0.780	0.785	-0.795	2.55	
2.6	9.57	6.54	4.71	3.86	3.06	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6	
2.65	9.68	6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65	
2.7	9.79	6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.7	
2.75	9.90	6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75	
2.8	10.02	6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8	
2.85	10.13	6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85	
2.9	10.24	7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.688	-0.690	-0.692	-0.690	2.9	
2.95	10.35	7.05	4.92	4.03	3.12	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.678	-0.678	2.95	
3.0	10.47	7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0	
3.05	10.58	7.15	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.019	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05	
3.1	10.69	7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1	
3.15	10.81	7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15	
3.2	10.92	7.35	5.07	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2	
3.25	11.03	7.37	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25	
3.3	11.14	7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.605	0.606	0.606	0.606	0.606	3.3	
3.35	11.26	7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35	
3.4	11.37	7.54	5.19	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.588	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.4	
3.45	11.48	7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45	
3.5	11.59	7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	0.571	0.571	-0.571	3.5	

TABLA 4.8.c

VALORES DE K

G	P en %																			G				
	0,01	0,1	0,5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99,9	
3,53	7,86	5,27	4,22	3,16	2,86	1,93	1,03	0,28	0,072	-0,080	-0,28	-0,41	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,582	-0,584	-0,584	-0,584	-0,584	-0,584	-0,584	3,55
3,6	7,72	5,10	4,24	3,17	2,86	1,93	1,03	0,28	0,064	-0,072	-0,28	-0,42	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,558	-0,558	-0,558	-0,558	-0,558	-0,558	-0,558	3,6
3,65	7,78	5,32	4,25	3,17	2,86	1,92	1,02	0,27	0,056	-0,078	-0,28	-0,42	-0,48	-0,53	-0,53	-0,54	-0,548	-0,548	-0,548	-0,548	-0,548	-0,548	-0,548	3,65
3,7	7,86	5,35	4,26	3,18	2,86	1,91	1,01	0,26	0,048	-0,084	-0,29	-0,42	-0,48	-0,52	-0,53	-0,54	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	3,7
3,75	7,91	5,37	4,27	3,18	2,86	1,90	1,00	0,25	0,040	-0,089	-0,29	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,53	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	3,75
3,8	7,97	5,40	4,29	3,18	2,85	1,90	1,00	0,24	0,032	-0,095	-0,30	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,52	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	3,8
3,85	8,02	5,42	4,31	3,19	2,85	1,90	0,99	0,23	0,026	-0,103	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	3,85
3,9	8,08	5,45	4,32	3,20	2,85	1,90	0,98	0,23	0,020	-0,11	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	3,9
3,95	8,12	5,47	4,33	3,20	2,85	1,90	0,97	0,22	0,015	-0,11	-0,30	-0,41	-0,46	-0,49	-0,50	-0,50	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	3,95
4,0	8,17	5,50	4,34	3,20	2,85	1,90	0,96	0,21	0,010	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,49	-0,49	-0,50	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	4,0
4,05	8,23	5,52	4,35	3,21	2,85	1,89	0,95	0,20	0,005	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,487	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	4,05
4,1	8,29	5,55	4,36	3,22	2,85	1,89	0,95	0,20	0,00	-0,13	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,484	-0,486	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	4,1
4,15	8,33	5,57	4,37	3,23	2,85	1,88	0,94	0,19	-0,005	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,478	-0,480	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	4,15
4,2	8,38	5,60	4,39	3,24	2,84	1,88	0,93	0,18	-0,010	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,473	-0,475	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	4,2
4,25	8,43	5,62	4,39	3,24	2,84	1,87	0,93	0,18	-0,015	-0,13	-0,31	-0,40	-0,44	-0,46	-0,467	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	4,25
4,3	8,49	5,65	4,40	3,24	2,84	1,87	0,92	0,17	-0,021	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,46	-0,462	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	4,3
4,35	8,54	5,67	4,41	3,24	2,84	1,86	0,91	0,16	-0,026	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,453	-0,458	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	4,35
4,4	8,60	5,69	4,42	3,25	2,85	1,86	0,91	0,15	-0,032	-0,15	-0,32	-0,40	-0,44	-0,451	-0,454	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	4,4
4,45	8,64	5,71	4,43	3,25	2,83	1,85	0,90	0,14	-0,037	-0,15	-0,32	-0,40	-0,43	-0,446	-0,449	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	4,45
4,5	8,69	5,74	4,44	3,26	2,82	1,85	0,89	0,14	-0,042	-0,16	-0,32	-0,40	-0,43	-0,441	-0,444	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	4,5
4,55	8,74	5,76	4,45	3,26	2,82	1,84	0,88	0,13	-0,047	-0,16	-0,32	-0,40	-0,42	-0,436	-0,439	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	4,55
4,6	8,79	5,79	4,46	3,27	2,82	1,84	0,87	0,13	-0,052	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,432	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	4,6
4,65	8,84	5,81	4,47	3,27	2,81	1,83	0,86	0,12	-0,056	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,428	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	4,65
4,7	8,89	5,84	4,49	3,28	2,81	1,83	0,85	0,11	-0,061	-0,18	-0,32	-0,40	-0,42	-0,424	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	4,7
4,75	8,92	5,86	4,49	3,28	2,81	1,82	0,85	0,10	-0,066	-0,18	-0,32	-0,395	-0,415	-0,420	-0,420	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	4,75
4,8	8,96	5,89	4,50	3,29	2,80	1,81	0,82	0,10	-0,075	-0,19	-0,32	-0,39	-0,41	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	4,8
4,85	9,00	5,89	4,50	3,29	2,80	1,80	0,81	0,092	-0,081	-0,19	-0,32	-0,388	-0,405	-0,411	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	4,85
4,9	9,04	5,90	4,51	3,30	2,80	1,80	0,80	0,084	-0,087	-0,19	-0,33	-0,386	-0,401	-0,407	-0,408	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	4,9
4,95	9,08	5,92	4,52	3,31	2,80	1,79	0,78	0,076	-0,093	-0,19	-0,33	-0,383	-0,398	-0,405	-0,406	-0,406	-0,406	-0,406	-0,406	-0,406	-0,406	-0,406	-0,406	4,95
5,0	9,12	5,94	4,54	3,32	2,80	1,78	0,78	0,068	-0,099	-0,20	-0,33	-0,380	-0,395	-0,399	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	5,0
5,05	9,16	5,96	4,55	3,32	2,80	1,77	0,77	0,059	-0,105	-0,21	-0,33	-0,378	-0,391	-0,395	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	5,05
5,1	9,20	5,98	4,57	3,32	2,80	1,76	0,76	0,051	-0,110	-0,21	-0,33	-0,376	-0,388	-0,391	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	5,1
5,15	9,23	6,00	4,59	3,32	2,80	1,75	0,74	0,043	-0,115	-0,21	-0,33	-0,373	-0,385	-0,387	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	5,15
5,2	9,27	6,02	4,59	3,33	2,80	1,74	0,73	0,035	-0,120	-0,21	-0,33	-0,370	-0,382	-0,384	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	5,2

CAPITULO V

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

5.1 Cálculo de la altura de precipitación media anual sobre la cuenca del río Blanco, Ver., cuya área es de 1508 km², hasta el sitio de proyecto (fig. 5.1.1). Usando método aritmético, Polígonos de Thiessen y de las Isoyetas.

Para la solución al ejemplo se han de emplear los criterios expuestos en el capítulo 2. Dentro y cercanías de la cuenca se tienen los registros de precipitación media anual para cada estación climatológica (tabla 5.1.1), el promedio se obtuvo, en base a los registros disponibles, que para este caso comprende el periodo de registro de 1961 a 1983.

Solución

a) Método Aritmético. La altura de precipitación media anual es (ec. 2.7).

$$\bar{h}_p = (1/9)(1870.9 + 1566.6 + 594.1 + 2256.4 + 1837.8 + 2426.6 + 2660.2 + 706.1 + 1070.3)$$

$$\bar{h}_p = \underline{1665.44 \text{ mm}}$$

b) Polígonos de Thiessen. En la fig. 5.1.1, se muestra el trazo de los polígonos de Thiessen para la cuenca en estudio, así, como la altura de precipitación media anual, para cada estación. En la tabla 5.1.1, se tiene el cálculo y haciendo uso de la ec. 2.8, se obtiene:

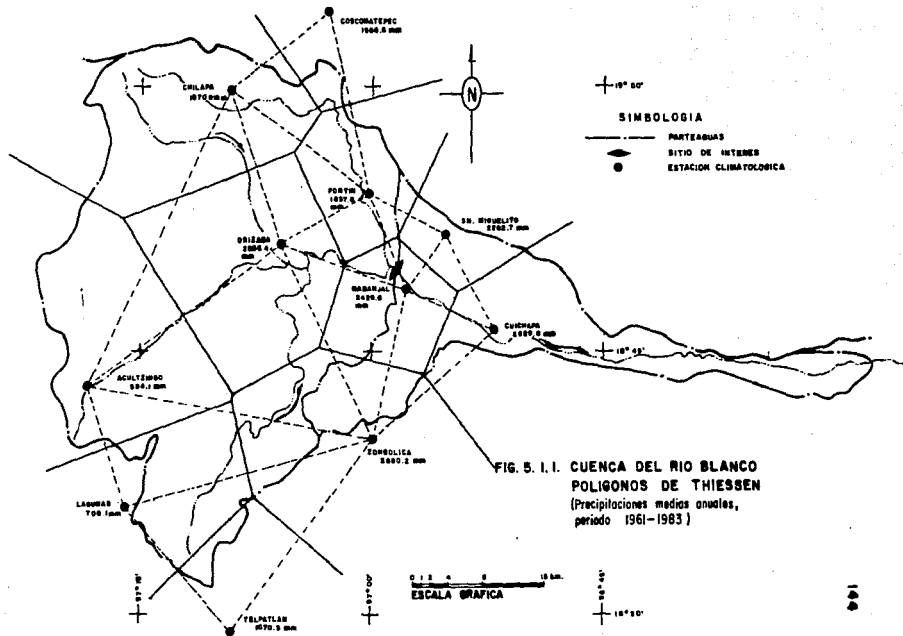
$$\bar{h}_p = 2\ 496\ 953.87 / 1534.97 = \underline{1626.71 \text{ mm}}$$

Estación	Altura de precipitación hpi (mm)	Area poligono Thiessen Ai(km ²)	hpi Ai (mm·km ²)
Chilapa	1870.9	324.37	606 863.83
Acultzingo	594.1	337.50	200 508.75
Lagunas	706.1	160.00	112 976.00
Longolica	2660.2	104.37	277 645.07
Telpatlán	1070.3	19.37	20 731.71
Orizaba	2256.4	376.87	850 369.47
Maranjal	2426.6	70.62	171 366.49
Fortín	1837.8	126.25	232 022.25
Coscomatepec	1566.6	15.62	24 470.29
SUMA		1534.97	2'496 953.87

Tabla 5.1.1 Ordenamiento de datos y cálculo de la precipitación media, Método de Thiessen.

c) Método de las isoyetas. En la fig. 5.1.2, se ilustra el trazo de las isoyetas para este caso. A un lado de cada estación se ha anotado la precipitación media anual registrada. En la tabla 5.1.2, se tiene el cálculo y haciendo uso de la ec. 2.9, se obtiene:

$$\bar{h}_p = 2'453,800/1524 = \underline{1610.10 \text{ mm}}$$



Isoyetas	Altura de precipitación hpi (mm)	Area entre isoyetas Ai (km ²)	hpi·Ai (mm·km ²)
2600 - 2500	2550	4	10 200
2500 - 2400	2450	76	186 200
2400 - 2300	2350	58	136 300
2300 - 2200	2250	70	157 500
2200 - 2100	2150	71	152 650
2100 - 2000	2050	98	200 900
2000 - 1900	1950	101	196 950
1900 - 1800	1850	160	296 000
1800 - 1700	1750	121	211 750
1700 - 1600	1650	81	133 650
1600 - 1500	1550	70	108 500
1500 - 1400	1450	67	97 150
1400 - 1300	1350	73	98 550
1300 - 1200	1250	78	97 500
1200 - 1100	1150	100	115 000
1100 - 1000	1050	76	79 800
1000 - 900	950	70	66 500
900 - 800	850	47	39 950
800 - 700	750	39	29 250
700 - 600	650	43	27 950
600 - 500	550	21	11 550
S U M A		1524	2453 800

Tabla 5.1.2. Ordenamiento de datos y cálculo de la precipitación media. Método de las Isoyetas

Se puede concluir, que el método más preciso será el de las Isoyetas; siguiéndole en importancia el de los polígonos de Thiessen. El método Aritmético en la realidad es poco usual, si se conoce la distribución geográfica de las estaciones climatológicas. Así mismo, el más común de emplear, por su facilidad y buena aproximación, será el método de Thiessen.

5.2 Obtención de la Precipitación Máxima Probable (P.M.P.), en la cuenca del río Blanco, Var., empleando el método de Hershfield.

La cuenca del río Blanco, cuenta con varias estaciones climatológicas, de las cuales la más representativa de ésta, es la estación climatológica Orizaba (fig. 5.1.1, polígonos de Thiessen), por facilidad en el acceso, a la información, se tomó como representativa la E. C. (Estación

Climatológica) Naranjal (C. F. E.). Para este caso, el área de la cuenca es de 1500 km².

En el cuadro 5.2.1, se presentan los datos de lluvias máximas anuales, en 24 horas, registradas por la E. C. Naranjal.

PASO 1

Año	hp máx. (mm)	Año	hp máx. (mm)
1959	126.5	1973	82.0
1960	99.0	1974	181.0
1961	93.0	1975	75.0
1962	73.0	1976	123.5
1963	80.0	1977	98.0
1964	86.5	1978	86.0
1965	125.5	1979	68.0
1966	101.0	1980	105.0
1967	71.0	1981	118.0
1968	95.5	1982	90.0
1969	148.0	1983	137.0
1970	162.0	1984	98.0
1971	102.0	1985	122.0
1972	109.0	1986	99.0

Cuadro 5. 2.1

PASO 2

- a) Obtención de la media y la desviación estándar para la serie anual

$$\bar{X}_n = 105.51$$

$$S'_n = 27.59$$

- b) obtención de la media y la desviación estándar, suprimiendo el evento máximo.

$$\bar{X}_{n-1} = 102.72$$

$$S'_{n-1} = 23.73$$

pase 3. Obtención de K_m :

Entrando con $\bar{X}_n = 105.51$, y una duración de la lluvia igual a 24 horas (fig. 2.6), se obtiene

$$K_m = 14.86$$

PASO 4

Ajuste de la media y la desviación estándar, por máxima precipitación observada.

$$\bar{X}'_{n-1}/\bar{X}_n = 102.72/105.51 = 0.974$$

$$S'_{n-1}/S'_n = 23.73/27.59 = 0.860$$

Con los valores que se han calculado y empleando las figuras 2.7 y 2.8 respectivamente, se obtiene:

$$\text{Factor de ajuste de la media (F1)} = 1.00$$

$$\text{Factor de ajuste de la desviación estándar (F1)} = 0.965$$

PASO 5. Ajuste por tamaño de la muestra.

Utilizando el valor de la longitud del registro (28 años) y entrando con este valor en la fig. 2.9, se determinará el factor de ajuste correspondiente a la media y a la desviación estándar del registro.

$$\text{Factor de ajuste de la media (F2)} = 1.008$$

$$\text{Factor de ajuste de la desviación estándar (F2)} = 1.0405$$

PASO 6. Cálculo de la P. M. P.

a) Obtención de la media ajustada

$$\bar{X}'_{na} = f1f2\bar{X}'_n = (1.00)(1.008)(105.51) = 106.35$$

b) Obtención de la desviación estándar ajustada

$$S'_{na} = F1F2S'_n = (0.965)(1.0405)(27.59) = 27.70$$

c) Obtención de la P.M.P., aplicando la fórmula 2.17, se tiene:

$$PMP = \bar{X}'_{na} + K_{as}'_{na} = 106.35 + 14.86(27.70) = 518.00 \text{ mm}$$

PASO 7

Corrección de la P.M.P. por intervalo fijo y único de observación

$$P.M.P. = 1.13(518.00) = 585.34 \text{ mm}$$

PASO 8

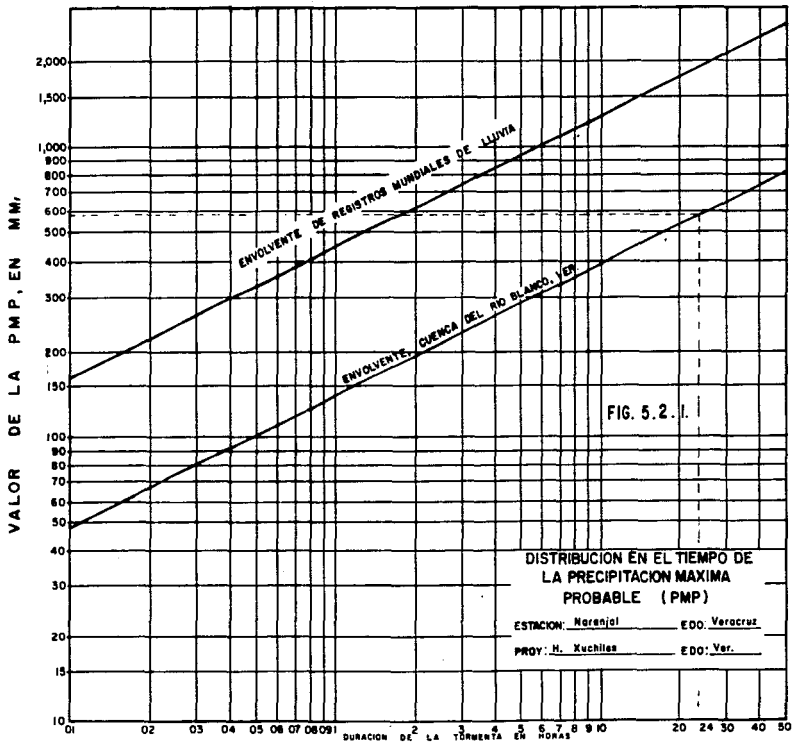
Con auxilio de la fig. 2.11, es posible determinar el valor de la precipitación máxima probable, para cualquier otra duración diferente a 24 horas para esta cuenca del río Blanco, Ver. (fig.5.2.1).

PASO 9 Corrección por área de la cuenca.

El área de la cuenca en estudio es de aproximadamente 1500 km², para este caso se tomará el valor que corresponde a una área de 1000 km² (ya que la curva se vuelve asintótica) y una duración de 24 horas, de la fig. 2.10.

El valor de ajuste es 0.91, consecuentemente la P.M.P. será:

$$P.M.P. = 0.91 (518.00) = 471.38 \text{ mm}$$



Que es la Precipitación Máxima Probable, asociada a una duración de 24 horas, en la cuenca del río Blanco, Ver., es la máxima que puede ocurrir en esta región, de acuerdo con la combinación óptima de las condiciones meteorológicas mas desfavorables que la producen.

5.3 Cálculo de las curvas Altura de precipitación-Area-Duración (hp-A-d).

Para la cuenca idealizada, con fines didácticos y cuyo registro de precipitación en 24 horas, se puede apreciar en la tabla 5.3.1.

PROCEDIMIENTO:

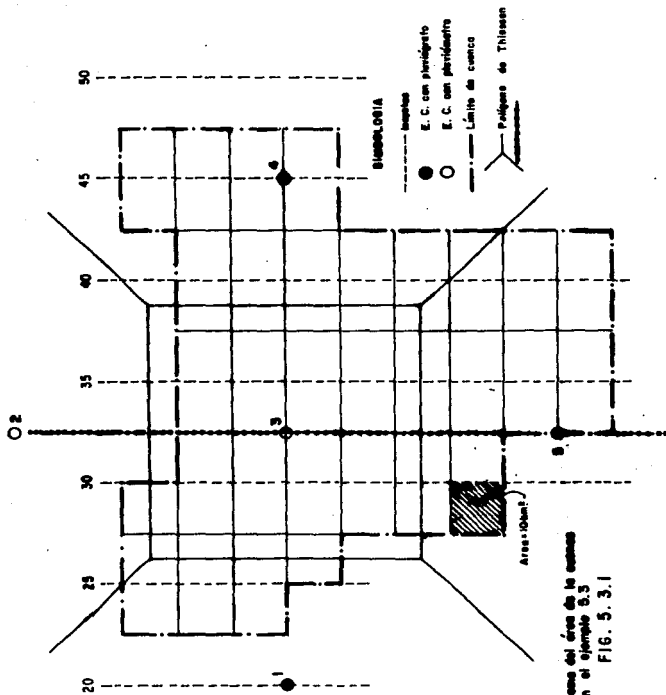
1.- Contar con los planos de la cuenca (INEGI). En este plano armado, ubicar las estaciones climatológicas que existen en la zona (fig. 5.3.1)

2.- Una vez localizadas las estaciones climatológicas sobre la cuenca en estudio, se trazan las isoyetas de acuerdo con la información analizada. Para este caso se supone que se estudiará la tormenta más desfavorable para el periodo de 1971 - 1982, registrada en las estaciones involucradas en el cálculo, la cual corresponde a la tormenta generada el día 2 de julio de 1978, cuya información obtenida a través de las estaciones con pluviógrafo (tabla 5.3.1).

TIEMPO	0	4	8	12	16	20	24	horas
Estación 1	0	4	6	8	12	14	20	mm
Estación 2	0	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5	mm
Estación 3	0	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5	mm
Estación 4	0	10	16	24	32	38	45	mm
Estación 5	0	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5	mm

Tabla 5.3.1. Datos de la precipitación.

Para el ejemplo se ha de calcular lo siguiente:



Esquema del área de la censo
en el ejemplo 5.3
FIG. 5.3.1

- 1.- La altura de precipitación media, usando los métodos Aritmético, Polígonos de Thiessen e Isoyetas, para una duración de 24 hr.
- 2.- Cálculo de la curva masa media representativa de la cuenca mostrada.
- 3.- Determinación de la curva masa media ajustada de la cuenca mostrada.
- 4.- Empleando los resultados obtenidos en el inciso 3, complementar los registros de las estaciones 2, 3 y 5.
- 5.- Calcular las curvas hp-A-D.
- 6.- Dibujar las curvas hp-A-D.

SOLUCIÓN:

1.-

- a) Empleando todas las estaciones climatológicas y la fórmula 2.7(método aritmético), se obtiene:

$$\bar{h}_p = (20+32.5+32.5+32.5+45)/5 = \underline{32.5 \text{ mm}}$$

- b) Empleando la fórmula 2.8(polígonos de Thiessen), se obtiene:

$$\bar{h}_p = [20(48.75)+32.5(8.75)+32.5(225)+32.5(158.75)+45(158.75)]/600 = \underline{34.8 \text{ mm}}$$

- c) Empleando la fórmula 2.9(método de las isoyetas)

$$\bar{h}_p = (22.5(30)+27.5(110)+32.5(140)+37.5(160)+42.5(120)+47.5(40))/600 = \underline{35.40 \text{ mm}}$$

- 2.- Haciendo uso de las estaciones climatológicas con pluviógrafo, exclusivamente, y trazando polígonos de Thiessen para conocer su área de

influencia, para cada estación (1 y 4). Obtener la h_p para cada duración de interés (tabla 5.3.1).

$$\text{Para 4 hrs } \bar{h}_p = \{4(200) + 10(400)\}/600 = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Para 8 hrs } \bar{h}_p = \{6(200) + 16(400)\}/600 = 12.7 \text{ mm}$$

$$\text{Para 12 hrs } \bar{h}_p = \{8(200) + 24(400)\}/600 = 18.7 \text{ mm}$$

$$\text{Para 16 hrs } \bar{h}_p = \{12(200) + 32(400)\}/600 = 25.3 \text{ mm}$$

$$\text{Para 20 hrs } \bar{h}_p = \{14(200) + 38(400)\}/600 = 30.0 \text{ mm}$$

$$\text{Para 24 hrs } \bar{h}_p = \{20(200) + 45(400)\}/600 = 36.7 \text{ mm}$$

En forma tabular, se tiene:

t(hrs)	\bar{h}_p (mm)
4	8.0
8	12.7
12	18.7
16	25.3
20	30.0
24	36.7

Tabla 5.3.2. Resultados de la precipitación media.

Los valores de h_p (tabla 5.3.2), representan a la curva masa media de la cuenca que se analiza y cuya representación gráfica se aprecia en la figura 5.3.2.

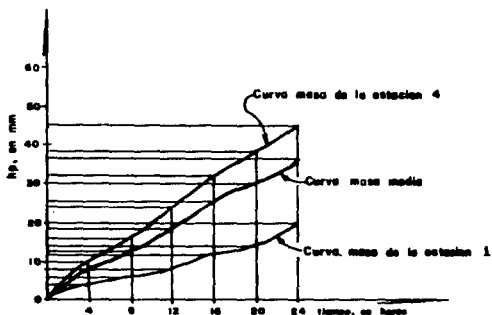


Fig. 5.3.2. Curva masa

3.- Para determinar la curva masa media ajustada, se ha de proceder de la forma siguiente:

a) Recordando el resultado de la precipitación media para toda la cuenca (paso 1), Obtenida por el método de polígonos de Thiessen:

$$\bar{h}_p = 34.8 \text{ mm (para 24 hrs)}$$

habrá que relacionar éste, con el valor obtenido en el cálculo de la curva masa media (paso 2)

$$\bar{h}_p = 36.7 \text{ mm}$$

y se obtendrá un cociente que se denominará Factor de Ajuste; de tal forma que:

$$F. A. = 34.8/36.7 = 0.95$$

Así, por lo tanto, la curva masa media ajustada, resultará de multiplicar a todos los valores de la curva masa media, por el factor de ajuste (F.A. = 0.95)

t (hrs)	Curva masa media (mm)	F. A.	Curva masa media ajustada (mm)
0	0	0.95	0.0
4	8	0.95	7.6
8	12.7	0.95	12.06
12	18.7	0.95	17.76
16	25.3	0.95	24.03
20	30.0	0.95	28.50
24	36.7	0.95	34.86

Tabla 5.3.3.

4.- Empleando los valores obtenidos de la curva masa media ajustada (paso 3). Complementar los valores de las estaciones climatológicas con pluviómetro.

Para este caso, también habrá que determinar un factor de ajuste para cada estación, relacionando los valores registrados en 24 horas en cada una de ellas, con el obtenido para la misma duración de la curva masa media ajustada ($hp=34.86$ mm). De la figura 5.3.1, se puede apreciar que el valor de la precipitación para $d=24$ horas, en las estaciones 2, 3 y 5, es similar y vale, 32.5 mm. Por lo tanto:

$$FA(2) = FA(3) = FA(5) = 32.5/34.86 = 0.93$$

t (hrs)	Curva masa media ajustada (mm)	F. A.	Valores ajustados para las est. 2, 3, y 5 (mm)
0	0	0.93	0
4	7.6	0.93	7.07
8	12.06	0.93	11.22
12	17.76	0.93	16.52
16	24.03	0.93	22.35
20	28.50	0.93	26.51
24	34.86	0.93	32.50

Tabla 5.3.4.

Valores estimados de las estaciones 2, 3 y 5, incluyendo los valores de las estaciones 1 y 4 (tabla 5.3.5)

Duración en horas	0	4	8	12	16	20	24
Precipitación en mm							
Estación 1	0	4	6	8	12	14	20
Estación 2	0	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5
Estación 3	0	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5
Estación 4	0	10	16	24	32	38	45
Estación 5	0	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5

Tabla 5.3.5.

5) Cálculo de las curvas hp-A-D. La bibliografía recomienda que el procedimiento debe dar principio por la isoyeta de mayor magnitud a la menor, como se indica en la tabla 5.3.6, cuyo sustento se basa en la figura 5.3.1

1	2	3	4	5	6	7=6/3
Isoyeta	Area neta km ²	Area acumulada a km ²	Hp-media mm	Vol. neto lluvia (mmxkm ²)	Volumen Acumulado	Hpm (mm)
50	0	0	-	-	-	-
45	40	40	47.5	1900	1900	47.50*
40	120	160	42.5	5100	7000	43.75*
35	160	320	37.5	6000	13000	40.62*
30	140	460	32.5	4550	17550	38.15*
25	110	570	27.5	3025	20575	36.10*
20	30	600	22.5	675	21250	35.42*

Tabla 5.3.6

6) De la tabla 5.3.7, se llega a la tabla 5.3.8.

AREA km ²	DURACIÓN EN HORAS					
	4.0	8.0	12.0	16.0	20.0	47.50
Altura de precipitación máxima en mm						
40	10.56	16.89	25.33	33.78	40.11	47.50 **
160	9.69	15.49	23.20	31.00	36.78	43.75 **
320	8.94	14.29	21.23	28.54	33.81	40.62 **
460	8.37	13.32	19.79	26.60	31.57	38.15 **
570	7.88	12.56	18.58	25.05	29.72	36.10 **
600	7.73	12.27	18.13	24.50	29.05	35.42 **

Tabla 5.3.8. Datos para formar las curvas hp-A-D, mostradas en la figura 5.3.3.

T A B L A 5.3.7

Isoyeta	hpa mm	A TOTAL Km2	Descripción	A Efectiva Thjessen	0-4	4-8	8-12	12-16	16-20	20-24
45	47.5*	40	Estación 4	100%	10	16	24	32	38	45**
	FA = $\frac{47.5}{45}$		1.0556	Curva masa ajust.		10.56	16.89	25.33	33.78	40.11
			hp		10.56	6.33	8.44	8.45	6.33	7.39
			hp máx		10.56	16.89	25.33	33.78	40.11	47.5
40	43.75*	160	Estación 4	84.38	10	16	24	32	38	45
	FA = $\frac{43.75}{43.05}$		1.016	Estación 5	15.62	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51
			Curva masa		9.54	15.25	22.83	30.51	36.20	43.05**
			Curva masa ajust.		9.69	15.49	23.20	31.00	36.78	43.74
			hp		9.69	5.80	7.71	7.80	5.78	6.96
			hp máx		9.69	15.49	23.20	31.00	36.78	43.75
35	40.62*	320	Estación 4	49.61	10	16	24	32	38	45
	FA = $\frac{40.62}{38.70}$		1.049	Estación 5	29.30	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51
			Estación 3	21.09	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5
			Curva masa		8.52	13.58	20.23	27.19	32.21	38.70**
			Curva masa ajust.		8.94	14.25	21.23	28.54	33.61	40.62
			hp		8.94	5.31	6.98	7.31	5.27	6.81
			hp máx		8.94	14.29	21.23	28.54	33.61	40.62
30	38.15*	460	Estación 4	34.51	10	16	24	32	36	45
	FA = $\frac{38.15}{36.82}$		1.0361	Estación 5	31.25	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51
			Estación 3	34.24	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5
			Estación 2	0	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5
			Curva masa		8.08	12.86	19.10	25.67	30.47	36.82**
			Curva masa ajust.		8.37	13.32	19.79	26.60	31.57	38.15
			hp		8.37	4.95	6.47	6.81	4.97	6.56
			hp máx		8.37	13.32	19.79	26.6	31.57	38.15
25	36.10*	570	Estación 4	27.85	10	16	24	32	38	45
	FA = $\frac{36.10}{35.57}$		1.0149	Estación 5	27.85	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51
			Estación 3	39.47	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5
			Estación 2	1.54	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5
			Estación 1	3.29	4	6	8	12	14	20
			Curva masa		7.77	12.38	18.31	24.68	29.28	35.57**
			Curva masa ajust.		7.88	12.56	18.58	25.05	29.72	36.10
			hp		7.88	4.68	6.02	6.47	4.67	6.38
			hp máx		7.88	12.56	18.56	25.05	29.72	36.10
20	35.42*	600	Estación 4	26.46	10	16	24	32	38	45
	FA = $\frac{35.42}{34.78}$		1.0184	Estación 5	26.46	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51
			Estación 3	37.50	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5
			Estación 2	1.46	7.07	11.22	16.52	22.35	26.51	32.5
			Estación 1	8.12	4	6	8	12	14	20
			Curva masa		7.59	12.05	17.80	24.06	28.53	34.78**
			Curva masa ajust.		7.73	12.27	19.13	24.50	29.05	35.42
			hp		7.73	4.54	5.86	6.37	4.55	6.37
			hp máx		7.73	12.27	18.13	24.50	29.05	35.42

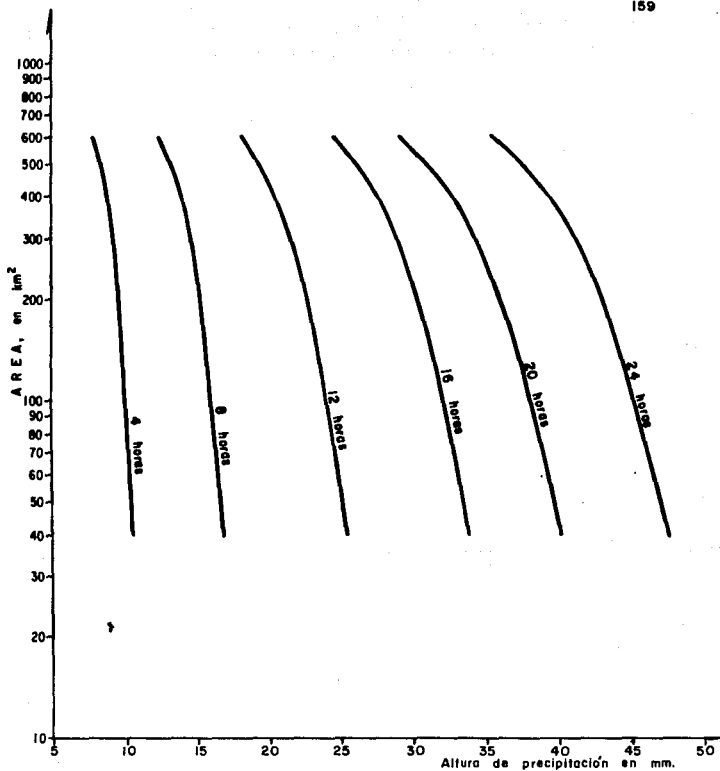


FIG. 5.3.3-GRAFICA DE LAS CURVAS hp-A-D

5.4. Determinar las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno (i-d-Tr).

En la estación climatológica Cuichapa, que cuenta con pluviógrafo, operada por SARH, localizada en la cuenca del río Blanco, Ver., de donde se han registrado las alturas de precipitación máxima en mm, para diferentes duraciones; para un periodo de registro de 1949 a 1976. Para la realización manual del ejemplo se han tomado únicamente 10 años, que se muestra en la tabla 5.4.1. Para una mayor confiabilidad, se recomienda trabajar con estaciones, que cuenten con registros de mas de 25 años. En las tablas 5.4.5 y 5.4.6, se tiene información obtenida, con 28 años de registro, de la misma estación, empleando computadora (ref. 11).

AÑO/MES	Duración, en minutos					
	5	10	20	45	80	120
Intensidades, en mm						
1961 jun 15	240		120			
jul 20				83.1	57.4	42.5
ago 17		149.4				
1962 jun 23	108	75.6	60	56.4	40.5	27.1
1963 jun 22	94	49.8	43.8	34.4	27.2	19.7
1964 jul 6	138					
jul 27		116.4	94.8	53.6		29.4
sep 15					39.5	
1965 jun 15				77		
ago 6	146.4	128.4	91.8		58.1	42.3
1966 jun 22			90.6	73.7		
ago 24					54.5	40.2
sep 15	120	120				
1967 mayo 19				53.9		
ago 25	126	119.4	107.1		43	
sep 4						32.7
1968 jul 17	144	141				
nov 7			111	71.2	63.2	52.4
1969 jul 11			84.6	73.8	55.9	53.9
ago 18	120	120				
1970 jun 20					56.3	52
jun 23	120	111				
sep 23			89.1	75.1		

Tabla 5.4.1

Se siguen los siguientes pasos:

- a) Transformar en intensidades, los datos contenidos en la tabla 5.4.1.

Para obtener la tabla 5.4.2, se transforman las alturas de precipitación (tabla 5.4.1) a intensidades dividiéndolas entre sus respectivas duraciones, para la columna 2, se tiene

$$i = 240(60)/5 = 2880 \text{ mm/hr}$$

$$i = 108(60)/5 = 1296 \text{ mm/hr}$$

$$i = 54(60)/5 = 648 \text{ mm/hr}$$

AÑO	Duración, en minutos					
	5	10	20	45	80	120
	Intensidad, en mm / hr					
1961	2880	894	360	111	43	21
1962	1296	454	180	75	30	14
1963	648	299	131	46	20	10
1964	1656	698	284	71	30	15
1965	1757	768	321	103	44	21
1966	1440	720	272	98	41	20
1967	1512	716	321	72	32	16
1968	1728	846	333	95	47	26
1969	1440	720	254	98	42	27
1970	1440	666	267	100	42	26

Tabla 5.4.2.

b) Asignación de periodo de retorno (T_r). Una vez transformados los datos a intensidades (tabla 5.4.2), es necesario asignar a cada uno de los datos, un periodo de retorno. En la tabla 5.4.3, se han ordenado los datos para cada duración de mayor a menor y se les ha asignado un periodo de retorno de acuerdo con la ecuación 4.32.

Número de orden (n)	T_r años	Duración, en minutos					
		5	10	20	45	80	120
		Intensidad, en mm / hr					
1	11	2280	894	360	111	47	27
2	5.5	1757	846	333	103	44	26
3	3.67	1728	768	321	100	43	26
4	2.75	1656	720	284	98	42	21
5	2.20	1512	720	275	98	42	21
6	1.83	1440	716	272	95	41	20
7	1.57	1440	698	267	75	32	16
8	1.38	1440	666	254	72	30	15
9	1.22	1296	454	180	71	30	14
10	1.10	648	299	131	46	20	10

Tabla 5.4.3

c) Al graficar, los puntos correspondientes a los datos de la tabla 5.4.3, se pudo observar, que los datos tienden a agruparse en torno a la línea recta, por lo que en este ejemplo se tomará $c=0$.

d) Los parámetros de la ecuación 2.14, x_2 , x_1 , y y ; así como sus sumas, productos y cuadrados. Se resume en la tabla 5.4.4.

X2	X1	Y	X1 Y	X2 Y	X1 ²	X2 ²	X1X2
log d	log Tr	log i					
0.699	1.041	3.459	3.601	2.418	1.084	0.489	0.728
0.699	0.740	3.245	2.400	2.268	0.548	0.489	0.517
0.699	0.565	3.238	1.829	2.263	0.319	"	0.395
"	0.439	3.219	1.413	2.250	0.193	"	0.307
"	0.342	3.180	1.088	2.223	0.117	"	0.239
"	0.262	3.158	0.827	2.207	0.069	"	0.183
"	0.196	3.158	0.619	2.207	0.038	"	0.137
"	0.140	3.158	0.442	2.207	0.020	"	0.098
"	0.086	3.113	0.268	0.493	0.007	"	0.060
"	0.041	2.812	0.115	0.449	0.002	0.489	0.029
1.000	1.041	2.951	3.072	2.951	1.084	1.000	1.041
"	0.740	2.927	2.166	2.927	0.548	"	0.740
"	0.565	2.885	1.630	2.885	0.319	"	0.565
"	0.439	2.857	1.254	2.857	0.193	"	0.439
"	0.342	2.857	0.977	2.857	0.117	"	0.342
"	0.262	2.855	0.748	2.855	0.069	"	0.262
"	0.196	2.844	0.557	2.844	0.038	"	0.196
"	0.140	2.823	0.395	2.823	0.020	"	0.140
"	0.086	2.657	0.229	2.657	0.007	"	0.086
1.000	0.041	2.476	0.402	2.476	0.002	1.000	0.041
1.301	1.041	2.556	2.661	3.325	1.084	1.693	1.354
"	0.740	2.522	1.866	3.281	0.548	"	0.963
"	0.565	2.507	1.416	3.262	0.319	"	0.735
"	0.439	2.453	1.077	3.191	0.193	"	0.571
"	0.342	2.439	0.834	3.173	0.117	"	0.445
"	0.262	2.435	0.638	3.168	0.069	"	0.341
"	0.196	2.427	0.476	3.158	0.038	"	0.255
"	0.140	2.405	0.337	3.129	0.020	"	0.182
"	0.086	2.255	0.194	2.934	0.007	"	0.112
1.301	0.041	2.117	0.087	2.754	0.002	1.693	0.053
1.653	1.041	2.045	2.129	3.380	1.084	2.732	1.721
"	0.740	2.013	1.490	3.327	0.548	"	1.223
"	0.565	2.000	1.130	3.306	0.319	"	0.934
"	0.439	1.991	0.874	3.291	0.193	"	0.726
"	0.342	1.991	0.681	3.291	0.117	"	0.565
"	0.262	1.978	0.518	3.270	0.069	"	0.433
"	0.196	1.875	0.368	3.099	0.038	"	0.324
"	0.140	1.857	0.260	3.070	0.020	"	0.231
"	0.086	1.851	0.159	3.060	0.007	"	0.142
"	0.041	1.663	0.068	2.749	0.002	"	0.068
1.903	1.041	1.672	1.741	3.182	1.084	3.621	1.981
"	0.740	1.643	1.216	3.127	0.548	3.621	1.408
"	0.565	1.633	0.923	3.108	0.319	"	1.075
"	0.439	1.623	0.712	3.089	0.193	"	0.835
"	0.342	1.623	0.555	3.089	0.117	"	0.651
"	0.262	1.613	0.423	3.070	0.069	"	0.499
"	0.196	1.505	0.295	2.864	0.038	"	0.373
"	0.140	1.477	0.207	2.811	0.020	"	0.266
"	0.086	1.477	0.127	2.811	0.007	"	0.164
"	0.041	1.301	0.053	2.476	0.002	"	0.078
2.079	1.041	1.431	1.490	2.975	1.084	4.323	2.164
"	0.740	1.415	1.047	2.942	0.548	"	1.539
"	0.565	1.415	0.799	2.942	0.319	"	1.175
"	0.439	1.322	0.580	2.749	0.193	"	0.913
"	0.342	1.322	0.452	2.749	0.117	"	0.711

*	0.262	1.301	0.341	2.705	0.069	"	0.545
"	0.196	1.204	0.236	2.503	0.038	"	0.408
"	0.140	1.176	0.165	2.445	0.020	"	0.291
"	0.086	1.146	0.099	2.383	0.007	"	0.179
2.079	0.041	1.000	0.041	2.079	0.002	4.323	0.085
SUMA	SUMA	SUMA	SUMA	SUMA	SUMA	SUMA	SUMA
86.350	23.112	131.555	52.496	166.432	14.376	138.580	33.263

Tabla 5.4.4

Sustituyendo los resultados de la tabla 5.4.4, en las ecuaciones 2.14, resulta:

$$\begin{aligned} 60a_0 + 23.112a_1 + 86.350a_2 &= 131.555 \\ 23.112a_0 + 14.376a_1 + 33.263a_2 &= 52.496 \\ 86.350a_0 + 33.263a_1 + 138.580a_2 &= 166.432 \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones anterior, se tiene

$$a_0 = 4.367$$

$$a_1 = 0.333$$

$$a_2 = -1.6$$

y los valores de los parámetros de la ecuación 2.12, son:

$$K = 10^{4.367} = 23\ 280.913$$

$$m = 0.333$$

$$n = 1.6$$

por lo que la ecuación de las curvas i-d-Tr, son

$$i = 23\ 280.913 Tr^{0.333} / d^{1.6}$$

donde

d, en minutos

Tr, en años

i, en mm/hr

e) Obtención de las curvas, para los siguientes periodos de retorno 10, 50, 100, 200 y 300 años; y usando la ec. A, o la tabla 5.4.6, donde se tienen algunos valores ya calculados, empleando dicha ec., se obtienen las curvas de la fig. 5.4.1.

INTENSIDADES MAXIMAS DE LLUVIA EN LA
ESTACION CLINATOLOGICA CUICHAPA, VER.
(mm/hr.)

m	T(a#os)	Duración (minutos)									
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	29.00	276.0	180.0	155.0	136.2	114.0	97.6	89.9	70.1	62.5	53.9
2	14.50	258.0	174.0	144.0	126.0	106.2	89.8	79.0	67.5	55.8	53.8
3	9.67	240.0	168.0	136.0	120.0	102.0	87.8	75.0	64.5	55.5	52.4
4	7.25	240.0	162.0	128.0	120.0	100.0	84.2	72.5	63.2	55.2	52.0
5	5.80	240.0	160.0	124.0	120.0	100.0	83.1	72.2	61.4	53.8	47.3
6	4.83	234.0	150.0	122.8	120.0	99.0	80.0	71.0	58.1	52.8	46.9
7	4.14	222.0	150.0	122.4	118.5	98.4	77.8	70.0	58.1	50.6	45.0
8	3.63	198.0	150.0	120.0	117.0	95.8	77.0	70.0	57.4	50.2	43.3
9	3.22	181.2	149.4	120.0	111.0	92.0	76.6	66.0	56.6	50.1	42.5
10	2.90	180.0	141.0	118.0	109.5	92.0	75.1	65.4	56.3	49.1	42.3
11	2.64	180.0	128.4	117.0	107.1	89.4	75.1	65.2	56.3	48.7	42.0
12	2.42	175.2	126.0	116.4	107.1	89.2	73.8	65.1	55.9	48.0	41.1
13	2.23	146.4	123.0	108.4	99.0	89.0	73.7	64.0	54.5	47.5	41.0
14	2.07	144.0	121.2	107.2	94.8	83.4	71.5	62.0	54.4	46.4	40.2
15	1.93	144.0	120.0	107.2	91.8	83.4	71.2	61.7	53.3	44.9	37.5
16	1.81	140.4	120.0	100.0	90.6	80.0	67.2	61.2	52.9	44.0	36.9
17	1.71	138.0	120.0	100.0	89.1	80.0	64.8	60.0	50.1	42.2	36.0
18	1.61	138.0	119.4	98.0	89.1	78.4	62.0	53.8	49.5	41.2	35.8
19	1.53	132.0	117.6	96.4	85.5	78.4	60.0	51.7	44.6	40.1	35.6
20	1.45	126.0	116.4	92.8	84.6	76.2	58.5	50.4	43.0	38.8	33.7
21	1.38	126.0	114.0	91.6	83.4	75.0	56.4	48.3	40.5	38.4	32.7
22	1.32	120.0	111.0	90.8	81.0	67.0	54.9	47.8	39.5	32.5	30.5
23	1.26	120.0	102.0	88.0	78.0	62.0	53.9	47.0	39.0	32.3	29.4
24	1.21	120.0	102.0	84.0	77.7	60.4	53.6	47.0	38.1	32.0	27.2
25	1.16	120.0	90.6	80.0	75.0	59.0	48.8	45.0	37.8	31.3	27.1
26	1.12	108.0	76.2	66.0	66.0	57.8	48.5	40.4	30.8	26.4	24.6
27	1.07	98.4	75.6	60.8	60.0	49.6	44.7	31.9	27.3	24.7	20.9
28	1.04	54.0	49.8	44.0	43.8	37.2	34.4	30.0	27.2	23.0	19.7

Tabla 5.4.5

ESTACION : CUICHAPA (1949-1976)

LA ECUACION RESULTANTE ES :

$$I = 264.1354 * Tr^{.2657} * D^{(-.4439)} \text{----- A}$$

COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL MULTIPLE = .9242

 INTENSIDADES MAXIMAS DE LLUVIA AJUSTADAS
 (mm/hr.)

m	T(años)	Duracion (minutos)									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	10.00	175.2	128.8	107.6	94.7	85.8	79.1	73.9	69.6	66.1	63.0
2	20.00	210.7	154.9	129.4	113.8	103.1	95.1	88.8	83.7	79.4	75.8
3	30.00	234.6	172.5	144.1	126.8	114.8	105.9	98.9	93.2	88.5	84.4
4	40.00	253.3	184.2	155.5	136.9	124.0	114.3	106.8	100.6	95.5	91.1
5	50.00	268.7	197.6	165.0	145.2	131.5	121.3	113.3	106.8	101.3	96.7
6	60.00	282.1	207.4	173.2	152.4	138.1	127.3	118.9	112.1	106.4	101.5
7	70.00	293.9	216.0	180.4	158.8	143.8	132.7	123.9	116.7	110.8	105.7
8	80.00	304.5	223.8	187.0	164.5	149.0	137.4	128.4	121.0	114.8	109.6
9	90.00	314.2	230.9	192.9	169.8	153.8	141.8	132.4	124.8	118.5	113.0
10	100.00	323.1	237.5	198.4	174.6	158.1	145.8	136.2	128.4	121.8	116.2
11	110.00	331.4	243.6	203.5	179.1	162.2	149.6	139.7	131.6	124.9	119.2
12	120.00	339.1	249.3	208.2	183.3	166.0	153.1	143.0	134.7	127.9	122.0
13	130.00	346.4	254.7	212.7	187.2	169.5	156.4	146.0	137.6	130.6	124.6
14	140.00	353.3	259.7	216.9	190.9	172.9	159.5	148.9	140.4	132.2	127.1
15	150.00	359.8	264.5	220.9	194.5	176.1	162.4	151.7	143.0	135.7	129.5
16	160.00	366.1	269.1	224.8	197.8	179.2	165.2	154.3	145.4	138.0	131.7
17	170.00	372.0	273.5	228.4	201.0	182.1	167.9	156.8	147.8	140.3	133.8
18	180.00	377.7	277.7	231.9	204.1	184.9	170.5	159.2	150.0	142.4	135.9
19	190.00	383.2	281.7	235.3	207.1	187.5	173.0	161.5	152.2	144.5	137.9
20	200.00	388.4	285.5	238.5	209.9	190.1	175.3	163.7	154.3	146.4	139.8
21	210.00	393.5	289.3	241.6	212.6	192.6	177.6	165.9	156.3	148.4	141.6
22	220.00	398.4	292.9	244.6	215.3	195.0	179.8	167.9	158.3	150.2	143.3
23	230.00	403.1	296.3	247.5	217.8	197.3	182.0	169.9	160.1	152.0	145.0
24	240.00	407.7	299.7	250.3	220.3	199.5	184.0	171.9	162.0	153.7	146.7
25	250.00	412.1	303.0	253.1	222.7	201.7	186.0	173.7	163.7	155.4	148.3
26	260.00	416.5	306.1	255.7	225.1	203.8	188.0	175.6	165.4	157.0	149.8
27	270.00	420.6	309.2	258.3	227.3	205.9	189.9	177.3	167.1	158.6	151.4
28	280.00	424.7	312.2	260.8	229.5	207.9	191.7	179.0	168.7	160.1	152.9
29	290.00	428.7	315.2	263.2	231.7	209.8	193.5	180.7	170.3	161.6	154.3
30	300.00	432.6	318.0	265.6	233.8	211.7	195.3	182.4	171.9	163.1	155.7

Tabla 5.4.6

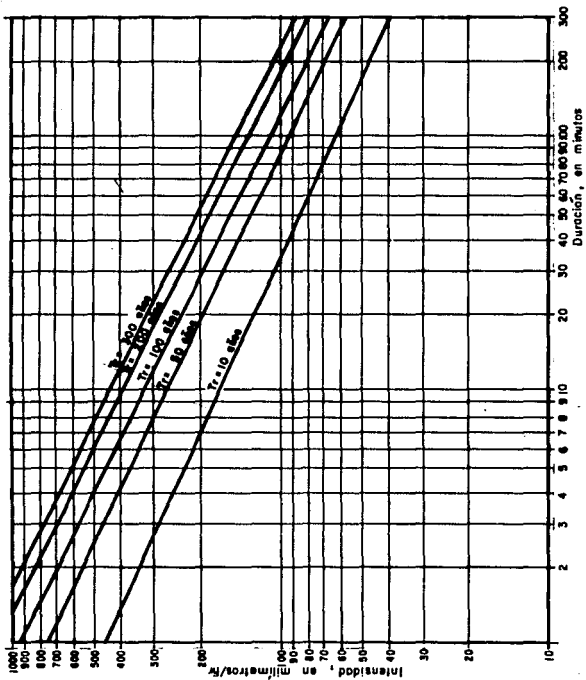


FIG. 5.4.1

f) Cada una de las rectas de la fig. 5.4.1, para periodos de retorno dado, se debe interpretar como una curva masa de precipitación.

5.5 Obtener el gasto (Q), usando el método sección-Pendiente.

En la figura 5.5.1, se muestra el perfil y planta de un tramo del río Blanco, Ver., y en la fig. 5.5.2, se tienen las secciones transversales del tramo seleccionado (km 35 + 500 al km 35 + 700) y la elevación máxima supuesta, alcanzada por la superficie del agua, después de una avenida. A continuación se tienen los datos para cada sección.

	SECCIÓN A	SECCIÓN B
Area (A)	37.00 m ²	40.50 m ²
Perímetro mojado (Pm)	5.18 m	5.75 m
Radio hidráulico (Rh)=A/Pm	7.14m	7.04 m

Sf = diferencia de elevación/long. del tramo = 2.12/2 = 0.0106

n = 0.04, Coef. de rugosidad (ref. 5), se tomó este coeficiente por ser corriente en montaña, con cantos sueltos limpios.

Velocidad, según la fórmula de Manning (ec. 3.2)

$$V_A = (1/n)Rh^{2/3} Sf^{1/2} = (1/0.04)7.14^{2/3} (0.0106)^{1/2}$$

$$V_A = 9.5446 \text{ m/s}$$

$$V_B = 9.4592 \text{ m/s}$$

Diferencia de elevación

$$\Delta y = (z_1 + y_1) - (z_2 + y_2)$$

$$\Delta y = (3.02 + 1.52) - (0.90 + 1.52) = 2.12 \text{ m}$$

Cálculo coef. de conducción medio en el tramo

$$Kd_A = A_A Rh_A^{2/3} / n = 37.0(7.14)^{0.6667} / 0.04 = 3 \text{ 430.06}$$

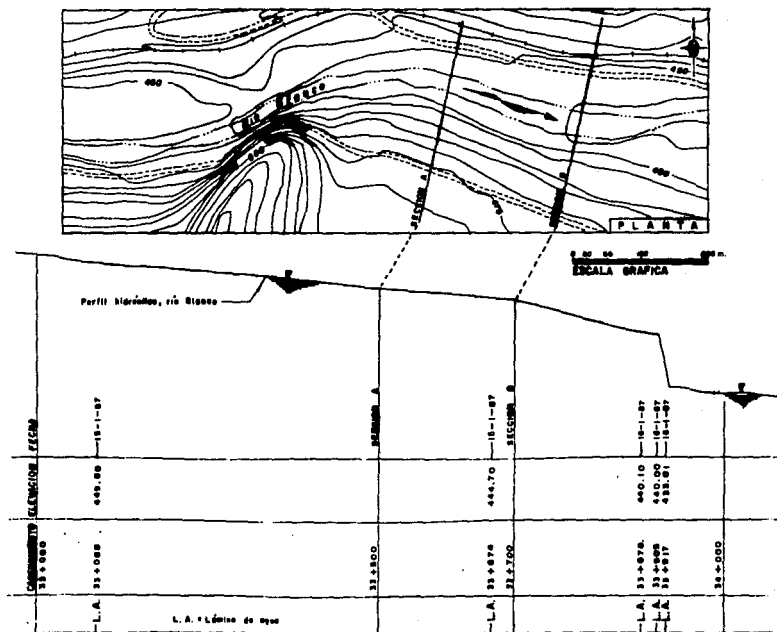


FIGURA 5.5.1 - PERFIL DEL RIO

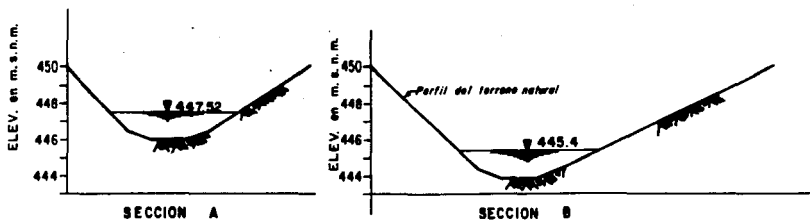
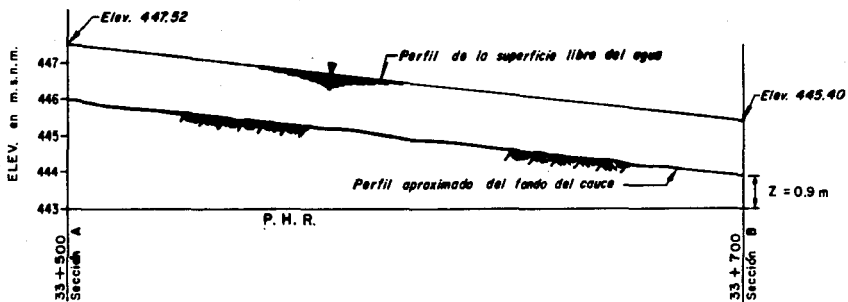


FIG. 5.5.2 Perfil y cortes transversales del río Blanco, Ver.

$$Kd_B = 40.50(7.04)^{0.6667} / 0.04 = 3\ 719.39$$

de la ecuación 3.8

$$\bar{Kd} = ((3430.06)(3719.39))^{1/2} = (12\ 757\ 730.86)^{1/2}$$

$$\bar{Kd} = 3571.80$$

Cálculo del gasto, usando la fórmula 3.10

como $A_A < A_B$ por lo tanto $b = 4$

$$L = 200\ m$$

$$g = 9.81\ m/s$$

$$Q = 0.1030 / (0.000000078384 - (1/7848)(0.0007 - 0.0006))^{1/2}$$

$$Q = 0.1030 / (0.000000078384 - 0.00000012742)^{1/2}$$

$$Q = 0.1030 / (0.00000006542)^{1/2} = 0.1030/0.0003 = 402.02\ m^3/s$$

$$Q = \underline{402.02\ m^3/s}$$

5.6 Obtección del gasto por el método sección-Velocidad.

Se dispone de información del aforo realizado en la estación hidrométrica Maranjál, Ver., con fecha 4 de febrero de 1988. Para el aforo se emplea Cable-canastilla. En la tabla 5.6.1, se tiene el informe de aforo; los pasos que se siguen en la tabla 5.6.1, se describen a continuación por columna:

1) En esta columna se indica la distancia horizontal que se tiene a partir del origen, para este caso a los 9 metros se tiene la orilla del agua y cero profundidades. A los 12 m se introduce el molinete suspendido portando el escandallo, para saber si hay velocidad superficial, para el caso si se tiene. Así, sucesivamente hasta completar las distancias marcadas de antemano.

2) En esta columna se nota la medida vertical de la profundidad, que se obtiene al introducir el molinete hasta tocar fondo de la dovela 1.

3) Aquí se empleó el método mas sencillo, que es el método 6/10 ó superficial, consiste en colocar el molinete a los 6/10 de la profundidad contados a partir de la superficie, a fin de obtener la velocidad en la vertical.

4) en esta columna se anota la medida de la profundidad en que se realiza la observación

$$0.6(0.48) = 0.29 \text{ m}$$

5) Se anota el número de revoluciones.

6) Se anota el tiempo en segundos, respetando el intervalo recomendable para el periodo de observación que es 40 - 70 segundos. Este intervalo para medir la velocidad, se ha adoptado el uso de contar los segundos transcurridos durante determinado número de revoluciones, ya que presenta mayores ventajas.

7) Aquí se anota la velocidad superficial. Si existe se hace uso de la tabla 5.6.2, y contando con los datos de las columnas 5 y 6, se entra en la tabla.

8) Haciendo uso de la tabla 5.6.2, y contando con los datos de las columnas 5 y 6, se entra en la tabla, donde se obtiene la velocidad media de la vertical. Cuando se tiene la velocidad superficial (paso anterior) el valor obtenido se multiplica por el factor 0.85, para obtener la velocidad media de la vertical:

$$0.85(0.603) = 0.512$$

9) Aquí se obtiene la velocidad media de la sección i

$$(0.00 + 512) / = 0.256$$

10) Ancho de la dovela i

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

UNIDAD DE ESTUDIOS DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS HIDROLOGICOS
DIVISION HIDROMETRIA GULFO

173

INFORME DE AFORO

Estación Naranjal Ver. Fecha Febrero 4/88 Vel. Media 0.993 m/s
 Rio Blanco Caudal 18.633 m³/s. Taba 2-F
 Molinete G.U.R. 64061 Area 18.76 m² Aforo No. 4

Dist. del Orsen M.	Profundidad M.	Molde	Fuerza de Impacto de la M. de M.	Estructura	Tipo de Perfil	Velocidad			Area M ²	Profundidad Media M	Ancho M	Gasto M ³ . Seg.
						En el Punto	Media de la vertical	Media en la Sección				
							V1	Vm				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	12	11	10	13
	Yi		.6Yi									
		O	A	M	I							
9.00	.00							.256	.53	.175	3.00	.136
12.00	.35	SVP	70	44	0.603	.512		.748	.93	.415	2.00	.621
14.00	.48	.6	79	90	54		.993	.974	.92	.540	1.70	.896
15.70	.60	.6	36	70	59		.965	1.188	1.04	.650	1.60	1.236
17.30	.70	.6	42	100	47		1.411	1.397	1.09	.840	1.30	1.523
18.60	.95	.6	59	100	48		1.312	1.463	1.03	1.025	1.00	1.507
19.64	1.07	.6	64	100	48		1.543	1.435	1.10	1.095	1.00	1.579
20.60	1.12	.6	67	100	52		1.323	1.369	1.09	1.085	1.00	1.492
21.60	1.05	.6	63	100	47		1.411	1.332	1.06	1.060	1.00	1.412
22.60	1.07	.6	64	100	48		1.252	1.100	1.14	1.035	1.10	1.254
23.70	1.00	.6	60	80	56		.944	1.017	1.22	1.015	1.20	1.241
24.90	1.03	.6	62	90	55		1.081	1.074	1.25	.965	1.30	1.343
26.20	.50	.6	54	80	50		1.061	.945	1.37	.910	1.50	1.295
27.30	.92	.6	55	70	56		.829	.840	1.49	.930	1.60	1.252
29.20	.94	.6	56	60	53		.751	.603	1.57	.870	1.80	.947
31.10	.80	.6	48	35	51		.455	.510	1.43	.715	2.00	.729
33.10	.63	.6	38	46	43		.545	.273	.60	.315	1.90	.170
35.0	.00											
		O	A	M	D			18.76				18.633
						A	100	61				

TABLA 5.6.1

Aforador A.J. SUREZ Lec. Inicial .52 Cota Cero 675.08 Prueba de Giro
 Hora Emp. 8.15 Lec. Final .52 Lec. Media 0.52 Antes 7/204
 Hora Ter. 9.00 Lec. Media .52 Elev. 674.66 Despues 67
 Duración 45

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE HIDROLOGIA

DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA

TABLA DE VELOCIDADES EN METROS POR SEGUNDO PARA MOLINETES

(TABLA 5.3.2)

NR	1	2	3	4	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	60	70	80	90	100	150	200	250	
40	0.017	0.031	0.050	0.066	0.083	0.166	0.249	0.332	0.415	0.498	0.580	0.663	0.746	0.829	0.912	1.61	1.37	1.43	1.55	2.458	3.317	4.14	4.6
41	0.016	0.030	0.049	0.065	0.081	0.162	0.243	0.324	0.405	0.485	0.566	0.647	0.728	0.809	0.891	1.53	1.29	1.35	1.46	2.192	2.925	3.658	4.045
42	0.016	0.032	0.051	0.067	0.082	0.164	0.247	0.330	0.412	0.494	0.575	0.657	0.738	0.819	0.901	1.06	1.04	1.10	1.21	1.802	2.363	3.159	3.949
43	0.015	0.030	0.048	0.064	0.079	0.158	0.237	0.316	0.395	0.474	0.553	0.632	0.711	0.790	0.868	1.06	1.04	1.10	1.21	1.792	2.353	3.149	3.657
44	0.015	0.030	0.048	0.064	0.079	0.151	0.228	0.302	0.371	0.440	0.508	0.576	0.644	0.712	0.780	0.91	0.91	0.97	1.07	1.508	2.022	2.615	3.176
45	0.015	0.029	0.044	0.059	0.074	0.147	0.221	0.295	0.369	0.442	0.516	0.590	0.663	0.737	0.815	0.92	0.92	0.97	1.07	1.474	2.011	2.648	3.186
46	0.014	0.029	0.043	0.058	0.072	0.144	0.216	0.288	0.361	0.433	0.505	0.577	0.649	0.721	0.805	0.91	0.91	0.96	1.06	1.442	1.932	2.584	3.105
47	0.014	0.028	0.042	0.056	0.071	0.141	0.212	0.282	0.353	0.423	0.494	0.565	0.635	0.706	0.801	0.908	0.91	0.96	1.06	1.412	1.872	2.523	3.029
48	0.014	0.028	0.041	0.055	0.069	0.138	0.207	0.276	0.346	0.415	0.484	0.553	0.622	0.691	0.809	0.907	0.91	0.96	1.06	1.412	1.872	2.523	3.029
49	0.014	0.027	0.041	0.054	0.068	0.135	0.203	0.271	0.338	0.406	0.474	0.542	0.609	0.677	0.812	0.948	0.948	0.99	1.08	1.354	1.812	2.408	2.905
50	0.013	0.027	0.040	0.053	0.066	0.131	0.199	0.265	0.332	0.398	0.464	0.531	0.597	0.663	0.796	0.929	0.91	0.96	1.04	1.327	1.790	2.384	2.881
51	0.013	0.026	0.039	0.052	0.065	0.130	0.195	0.260	0.325	0.390	0.455	0.520	0.585	0.650	0.780	0.911	0.91	0.96	1.04	1.301	1.751	2.345	2.842
52	0.013	0.025	0.038	0.051	0.064	0.128	0.191	0.255	0.319	0.383	0.447	0.510	0.574	0.638	0.765	0.893	0.91	0.96	1.04	1.271	1.721	2.315	2.812
53	0.013	0.025	0.038	0.050	0.063	0.125	0.188	0.250	0.313	0.376	0.438	0.501	0.563	0.626	0.751	0.876	0.91	0.96	1.04	1.271	1.721	2.315	2.812
54	0.012	0.025	0.037	0.049	0.061	0.121	0.184	0.246	0.307	0.369	0.430	0.491	0.553	0.614	0.741	0.865	0.91	0.96	1.04	1.229	1.679	2.273	2.770
55	0.012	0.024	0.036	0.048	0.060	0.121	0.181	0.241	0.302	0.362	0.422	0.482	0.543	0.603	0.724	0.844	0.91	0.96	1.04	1.229	1.679	2.273	2.770
56	0.012	0.024	0.036	0.047	0.059	0.118	0.178	0.237	0.296	0.355	0.415	0.474	0.533	0.592	0.711	0.829	0.848	0.906	1.05	1.311	1.761	2.355	2.852
57	0.012	0.023	0.035	0.047	0.058	0.116	0.175	0.233	0.291	0.349	0.407	0.465	0.524	0.582	0.698	0.815	0.831	0.887	1.04	1.291	1.741	2.335	2.832
58	0.011	0.023	0.034	0.046	0.057	0.114	0.172	0.229	0.286	0.343	0.400	0.458	0.515	0.572	0.688	0.801	0.811	0.867	1.02	1.271	1.721	2.315	2.812
59	0.011	0.022	0.034	0.045	0.056	0.112	0.169	0.225	0.281	0.337	0.394	0.450	0.506	0.562	0.675	0.787	0.801	0.857	1.01	1.261	1.711	2.305	2.801
60	0.011	0.022	0.033	0.044	0.055	0.110	0.166	0.221	0.276	0.332	0.387	0.442	0.498	0.553	0.663	0.774	0.801	0.857	1.01	1.261	1.711	2.305	2.801
61	0.011	0.022	0.033	0.044	0.054	0.109	0.163	0.218	0.272	0.326	0.381	0.435	0.489	0.544	0.653	0.761	0.870	0.979	1.088	1.331	1.781	2.331	2.831
62	0.011	0.021	0.032	0.043	0.053	0.107	0.161	0.214	0.268	0.321	0.375	0.428	0.482	0.535	0.642	0.749	0.856	0.963	1.070	1.305	1.755	2.305	2.805
63	0.011	0.021	0.032	0.042	0.053	0.105	0.158	0.211	0.263	0.316	0.369	0.421	0.474	0.527	0.632	0.737	0.842	0.948	1.053	1.287	1.737	2.287	2.787
64	0.010	0.021	0.031	0.041	0.052	0.104	0.157	0.209	0.259	0.311	0.363	0.415	0.466	0.518	0.622	0.726	0.829	0.933	1.037	1.271	1.721	2.271	2.771
65	0.010	0.020	0.031	0.041	0.051	0.102	0.153	0.204	0.255	0.306	0.357	0.408	0.459	0.510	0.612	0.714	0.816	0.919	1.021	1.255	1.705	2.255	2.755
66	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.101	0.151	0.201	0.251	0.302	0.352	0.402	0.452	0.503	0.603	0.704	0.804	0.905	1.005	1.239	1.689	2.239	2.739
67	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.099	0.149	0.198	0.248	0.297	0.347	0.396	0.446	0.495	0.594	0.693	0.792	0.891	0.990	1.223	1.673	2.223	2.723
68	0.010	0.020	0.029	0.039	0.049	0.098	0.146	0.195	0.244	0.293	0.341	0.390	0.439	0.488	0.585	0.683	0.780	0.878	0.976	1.209	1.659	2.209	2.709
69	0.010	0.019	0.029	0.038	0.048	0.096	0.144	0.192	0.240	0.288	0.337	0.385	0.433	0.481	0.577	0.674	0.769	0.865	0.961	1.194	1.644	2.194	2.694
70	0.009	0.019	0.028	0.038	0.047	0.095	0.142	0.190	0.237	0.284	0.332	0.379	0.426	0.474	0.569	0.663	0.758	0.853	0.948	1.181	1.629	2.179	2.679

ECUACION (F-2) V=0.6634 N

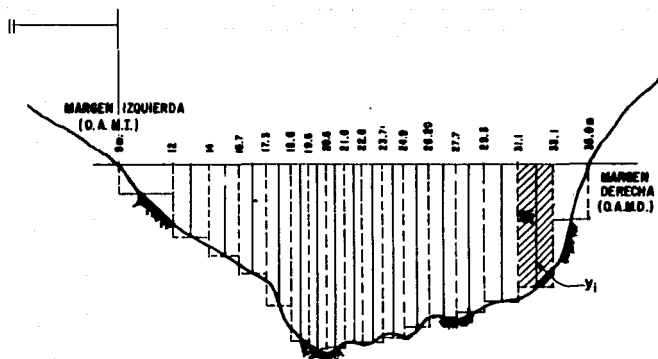
R= número de revoluciones

T= tiempo en segundos

La fórmula con que se calculó esta tabla fue deducida en el Laboratorio de Tara de Molinetes.

Observadores: Ing. Adolfo Huel B.; Eduardo Huel B.; Ing. J.A. Manabe G.

Diciembre de 1958



$$12.00 \text{ m} - 9.00 \text{ m} = 3.00 \text{ m}$$

11) La profundidad media

$$(0.00 + 0.351)/2 = 0.175$$

12) Area de la sección. Teniendo la profundidad media y ancho de la dovela i (11x10).

13) El gasto q_i , se obtiene de la columna 9x12.

14) En la fig. 5.6.1, se tiene el corte transversal, de la sección de aforo.

5.7 Obtención de la curva Elevaciones-Gastos.

Para obtener la curva media, se contó con las hojas de "Resumen de Aforo, No. 201 al 205 de la estación hidrométrica Naranjal, Ver. (C.F.E.), periodo de aforo, es del mes de febrero-agosto de 1988.

Se graficaron los datos observados. Para obtener la ecuación, se emplearon 50 datos (tabla 5.7.1), en la figura 5.7.1, se tiene la curva media donde se observa buena correlación.

Como las variables de este ejemplo, no se relacionan en forma lineal, se usará una función como la que indica la ecuación 4.46.

$$Y = bx^m$$

De la tabla 5.7.2, se obtienen los siguientes valores, que corresponden a los parámetros, que deberán emplearse en la ecuación anterior y por el método de mínimos cuadrados:

$$\sum (\ln Y_i) = 31.7527$$

$$\sum (\ln X_i) = 178.9087$$

$$\sum (\ln y_i)^2 = 23.5451$$

$$\sum (\ln x_i)^2 = 674.6154$$

$$\sum (\ln y_i \ln x_i) = 124.3586$$

$$n = 50$$

La solución en términos de a y m , es

$$a = [31.7527(674.6154) - 124.3586(178.9087)] / (50(674.6154) - (178.9087)^2)$$

$$a = -827.7052 / 1722.4470 = -0.4805$$

$$m = [50(124.3586) - 178.9087(31.7531)] / (50(674.6154) - (178.9087)^2)$$

$$m = 534.7379 / 1722.4470 = 0.3105$$

Empleando la ecuación del antilogaritmo para obtener " b "; $b = \text{antilog} "a"$

$$b = e^{-0.4805} = 0.6185$$

y el modelo es

$$Y = 0.6185 x^{0.3105}$$

Para graficar la curva de la ecuación anterior (fig. 5.7.1), se emplearon los siguientes valores

X	Y
3	0.87
5	1.02
8	1.18
10	1.26
15	1.43
20	1.57
25	1.68
30	1.78
35	1.87
40	1.94
45	2.02
50	2.08
55	2.15
60	2.21
65	2.26
70	2.31
80	2.41
85	2.46
90	2.50
100	2.58

X	Y
110	2.66
120	2.73
130	2.80
140	2.87
150	2.93
160	2.99
170	3.05
180	3.10
190	3.15
200	3.20
205	3.23
210	3.25
215	3.28
220	3.30
225	3.32
230	3.35
235	3.37
240	3.39
245	3.41
250	3.43

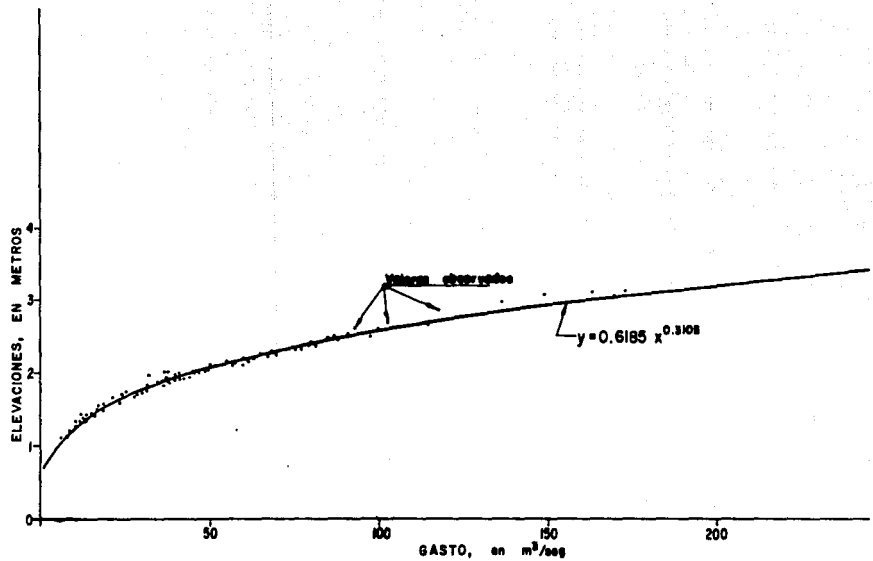


FIG. 5.7.1. Curva elevaciones - gastos

G A S T O	ELEVACION				
NI	MEDIA	Inxi	Invi	Inxi Invi	(Inxi) ²
	Yi				
15.95	1.58	2.9932	0.4574	1.3691	8.9592
18.58	1.54	2.9258	0.4318	1.2634	8.5603
16.95	1.51	2.8302	0.4121	1.1664	8.0100
18.63	1.52	2.9248	0.4187	1.2246	8.5545
14.88	1.44	2.7000	0.3646	.9844	7.2900
19.44	1.56	2.9673	0.4447	1.3196	8.8049
18.57	1.53	2.9215	0.4253	1.2425	8.5352
15.32	1.43	2.7292	0.3577	0.9762	7.4485
17.72	1.50	2.8747	0.4055	1.1657	8.2639
14.30	1.42	2.6603	0.3507	0.9330	7.0772
15.16	1.46	2.7187	0.3784	1.0288	7.3913
13.35	1.39	2.5915	0.3293	0.8534	6.7159
12.34	1.36	2.5128	0.3075	0.7727	6.3142
16.29	1.48	2.7906	0.3920	1.0939	7.7074
12.83	1.38	2.5518	0.3221	0.8219	6.5117
11.92	1.33	2.4782	0.2852	0.7068	6.1415
13.76	1.39	2.6218	0.3293	0.8634	6.8738
13.80	1.40	2.6247	0.3365	0.8832	6.8891
36.83	2.00*	3.6063	0.6931	2.4995	13.0054
31.73	1.96	3.4573	0.6729	2.3264	11.9529
21.70	1.66	3.0773	0.5088	1.5996	5.4696
28.90	1.14	1.7750	0.1310	0.2325	3.1500
26.42	1.70	3.3638	0.5306	1.7848	11.3152
57.66	1.62	3.1954	0.4828	1.5427	10.2106
5.90	2.15	4.0546	0.7655	3.1038	16.4398
50.83	2.12	3.9285	0.7514	2.9519	15.4331
48.26	2.00	3.8766	0.6931	2.6869	15.0280
76.40	2.38	4.3360	0.8671	3.7597	18.8009
71.85	2.34	4.2746	0.8502	3.6343	18.2722
39.55	1.91	3.6776	0.6471	2.3798	13.5247
37.50	1.85	3.6243	0.6152	2.2297	13.1356
32.33	1.79	3.4760	0.5822	2.0237	12.0826
29.89	1.73	3.3975	0.5481	1.8622	11.5430
49.58	2.04	3.9036	0.7129	2.7829	15.2381
67.38	2.24	4.2103	0.8065	3.3056	17.7266
68.49	2.28	4.2227	0.8242	3.4026	17.8690
42.32	1.93	3.7453	0.6575	2.4625	14.2773
86.28	2.44	4.4576	0.8920	3.9762	19.8702
67.52	2.28	4.2124	0.8242	3.4719	17.7443
97.72	2.49	4.5821	0.9123	4.1802	20.9956
114.66	2.65	4.7424	0.9746	4.6219	22.4904
98.70	2.60	4.5921	0.9555	4.3876	21.7674
90.60	2.53	4.5065	0.9282	4.1829	20.3255
173.14	3.13	5.1541	1.1410	5.2628	26.5647
149.05	3.08	5.0043	1.1249	5.6293	25.2430
118.08	2.85	4.7714	1.0273	4.9971	22.7621
102.63	2.70	4.6311	0.9933	4.6601	21.4471
93.55	2.62	4.5296	0.9632	4.3716	20.3259
86.58	2.50	4.4611	0.9163	4.2877	19.9014
102.63	2.70	4.6311	0.9933	4.6601	21.4471
		178.9043	31.7527	124.3586	674.615-

TABLA 5.7.2

i	Elevación media (m)	Gasto (m ³ /s)	i	Elevación media (m)	gasto (m ³ /s)
1	1.58	19.95	26	2.12	50.83
2	1.54	18.58	27	2.00	48.26
3	1.51	16.95	28	2.38	76.40
4	1.52	18.63	29	2.34	71.85
5	1.44	14.88	30	1.91	39.55
6	1.56	19.44	31	1.85	37.50
7	1.53	18.57	32	1.79	32.33
8	1.43	15.32	33	1.73	29.89
9	1.50	17.72	34	2.04	49.58
10	1.42	14.30	35	2.24	67.38
11	1.46	15.16	36	2.28	68.49
12	1.39	13.35	37	1.93	42.32
13	1.36	12.34	38	2.44	86.28
14	1.48	16.29	39	2.28	67.52
15	1.38	12.83	40	2.49	97.72
16	1.33	11.92	41	2.65	114.66
17	1.39	13.76	42	2.60	98.70
18	1.40	13.80	43	2.53	90.60
19	2.00	36.83	44	3.13	173.14
20	1.96	31.73	45	3.08	149.05
21	1.66	21.70	46	2.85	118.08
22	1.44	5.90	47	2.70	102.63
23	1.70	28.90	48	2.62	93.56
24	1.62	24.42	49	2.50	86.58
25	2.15	56.66	50	2.70	102.63

Tabla 5.7.1

5.8 Determinar el gasto de diseño para la obra de excedencias, del proyecto hidroeléctrico Xóchiles, Ver. Usando la fórmula racional (ec.4.3).

Para obtener los datos fisiográficos de la cuenca, se emplearon los planos editados por INEGI; escala 1:50 000 y 1: 250 000; que corresponden a la zona en estudio. Se dibujó el perfil hidráulico de la corriente principal, para obtener la pendiente, se empleó la fórmula de Taylor y Schwars. Se tiene

$$S_0 = 0.4113$$

$$L_T = 58.6925 \text{ km}$$

$$A = 1508 \text{ km}^2$$

$$c = 0.30 \text{ (suelos arcillosos escarpados, tabla 4.3)}$$

Para deducir la avenida de diseño, se presupone que la duración debe ser tal que genere el máximo escurrimiento en la cuenca, para las condiciones en análisis, esto se logra, si la duración de la tormenta es igual o mayor al tiempo de concentración del escurrimiento en la cuenca (ec.4.5).

$$tc = 0.0662(58.692)^{0.77} / (0.4113)^{0.385} = 1.5229 / 0.7103$$

$$tc = 2.1440 \text{ hr} = 128.64 \text{ minutos (duración de la tormenta)}$$

Del ejemplo 5.4, se tiene

$$i = 264.1354 \text{ Tr}^{0.2657} d^{-0.4439}$$

para un $\text{Tr} = 50$ años

$$i = 264.1354 (50)^{0.2657} (128.64)^{-0.4439}$$

$$i = 86.50 \text{ mm/hr}$$

Sustituyendo en la ecuación 4.3, se tiene

$$Q_{\text{máx}} = 0.278 (0.30)(86.50) 1508 =$$

$$Q_{\text{máx}} = 10,878.90 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.9 Calcular el gasto máximo, que se presenta en la cuenca del río Blanco, Ver., Usando el método de Chow.

1. Obtención de N , se considera un suelo Tipo D (potencial de escurrimiento máximo) tabla 4.5, se tiene

CULTIVO	PORCENTAJE	N(PARCIAL)	N
Cultivo en surco	50	90	45
Pastizales naturales e inducidos	20	80	16
Bosques naturales	30	69	20.70

$$\text{Total } N = 81.70$$

2. De las curvas intensidad-duración-periodo de retorno (del ejemplo, 5.4, para 28 años) y el periodo de retorno escogido, se calcula la intensidad de lluvia para la tormenta.

$$i = 264.1354 Tr^{0.2657} d^{-0.4439} \text{ mm/hr}$$

Para $Tr = 50$ años

$$i = 746.8664 d^{-0.4439} \text{ mm/hr}$$

multiplicando la ec. anterior por la duración d , se obtiene la altura de precipitación total (P_b)

$$P_b = i d/60 = (746.8664 d^{-0.4439}) d/60 \text{ mm}$$

$$P_b = (746.866/60) d^{1-0.4439} = 12.4478 d^{0.5561} \text{ mm}$$

para una duración igual al tiempo de concentración, obtenida en el ejemplo 3.8, $t_c = 128.64$ minutos

$$P_b = 12.4478 (128.64)^{0.5561} = 185.4029 \text{ mm} = 18.54029 \text{ cm}$$

___ Factor climático (ec. 4.15)

$$Y = 162.67/242.66 = 0.6704$$

___ Se obtiene la lluvia total para la zona de estudio

$$P = Y P_b = 0.6704(18.54029) = 12.4294 \text{ cm}$$

___ Cálculo de la lluvia en exceso P_e , empleando la ecuación 4.14 o la fig. 4.2, una vez conocidos los valores de N y P .

$$P_e = (12.4294 - (508/81.7) + 5.08)^2 / (12.4294 + (2032/81.7) - 20.32) =$$

$$P_e = 127.498/16.9809 = 7.5083 \text{ cm}$$

___ cálculo del factor de escurrimiento X , empleando la ec.4.11.

$$X = P_e/d = 7.5083 / 2.144 = 3.5020 \text{ cm/hr}$$

___ Tiempo de retraso (ec. 4.16)

$$t_p = 0.00505 [58692.5 / (0.4113)]^{1/2}]^{0.64} = 0.00505(91\ 517.3116)^{0.64}$$

$$t_p = 7.5625 \text{ hr}$$

___ Cálculo del factor de reducción Z , donde

$d/t_p = 2.1440/7.5625 = 0.2835$, con este valor se recurre a la fig. 4.4, y se tiene para $Z = 0.213$.

___ Finalmente, el gasto es (ec. 4.12)

$$Q = 2.78(1508)(3.5020)(0.213)$$

$$Q = 3\ 127.1008 \text{ m}^3/\text{s}$$

___ Para el gasto de diseño, se le agrega el gasto base.

5.10 Determinar la avenida de diseño, empleando hidrograma unitario Triangular, para el ejemplo 5.8.

a) Datos de la cuenca

$$A = 1508 \text{ km}^2$$

$$L = 58.6925 \text{ km}$$

$$S_0 = 0.4113$$

b) Como no se conoce la "de" (duración de la lluvia en exceso), se empleará la ec. 4.23.

$$d_e = 2 \text{ tc}^{1/2}$$

donde t_c se obtiene (ec. 4.5, Kirpich)

$$t_c = 0.0662(58.6925)^{0.77} / (0.4113)^{0.385} = 1.5229/0.7103$$

$$t_c = 2.1440 \text{ hr}$$

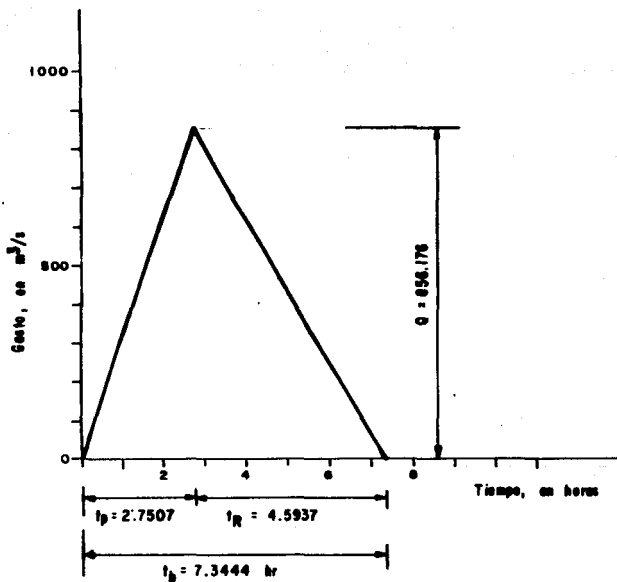


FIG. 5.10.1. H. U. Triangular

$$d_e = 2 (2.1440)^{1/2} = 2.9285 \text{ hr}$$

c) Tiempo de retraso (ec. 4.22)

$$t_r = 0.6 (2.1440) = 1.2864 \text{ hr}$$

d) Tiempo de pico (ec. 4.21)

$$t_p = 2.9285/2 + 1.2864 = 2.7507 \text{ hr}$$

e) Tiempo de Recesión (ec.4.18)

$$T_R = 1.67 (2.7507) = 4.5937 \text{ hr}$$

f) Tiempo base (ec. 4.19)

$$t_b = 2.67 (2.7507) = 7.3444 \text{ hr}$$

donde el gasto de pico es (ec. 4.20)

$$Q_p = 0.208 (1508) P_e/t_p$$

del ejemplo 5.9, se tiene $P_e = 7.5083 \text{ cm}$

$$Q_p = 0.208(1508)(7.5083) / 2.7507 = 856.176$$

$$\underline{Q_p = 856.1760 \text{ m}^3/\text{s}}$$

g) En la fig. 5.10.1, se tiene el hidrograma triangular.

5.11 Determinación del hidrograma unitario, empleando el método Tradicional.

Para la cuenca del río Blanco, Ver., con un área de 1508 km^2 , y de la estación hidrométrica Cuichapa, se dispone de la siguiente información.

a) De la ecuación de intensidades, obtenida empleando el método de correlación lineal múltiple, en base a 28 años de registro, del ejemplo 5.4; que es

$$i = 264.1354 Tr^{0.2657} d^{-0.4439} \text{ mm/hr}$$

A partir de esta ecuación, se dan valores a Tr , para obtener una curva masa de precipitación, de una tormenta dada. Para este ejemplo, se le asigna un $Tr = 100$ años, y tenemos

$$i = 264.1354 (100)^{0.2657} d^{-0.4439} \text{ mm/hr} \text{----- ec. B}$$

Obtención de la altura de precipitación(hp), multiplicando la ec. B, por la duración(d)

$$hp = i d/60 = [897.8972 d^{-0.4439}] d^{1/60}$$

$$hp = 14.965 d^{1-0.4439}$$

$$hp = 14.965 d^{0.5561} \text{ mm} \text{----- ec. C}$$

dando valores a " d " (ec. C), para obtener la figura 5.11.1, que es la curva masa de precipitación, de donde se obtienen los histogramas del cuadro siguiente, para una duración de las barras, de 2 hr.

Tiempo en horas	Precipitación en mm	Variación para $\Delta t = 2 \text{ hr}$
0	0	
1	146	214
2	214	
3	269	101
4	315	
5	357	80
6	395	

b) Hidrograma de escurrimiento, medido a la salida de la cuenca (fig. 5.11.2b)

Tiempo en horas	Gasto en m^3/s
0	200
2	350
4	680
6	1200
8	1800

Tiempo en horas	Gasto en m^3/s
10	1200
12	490
14	300
16	200

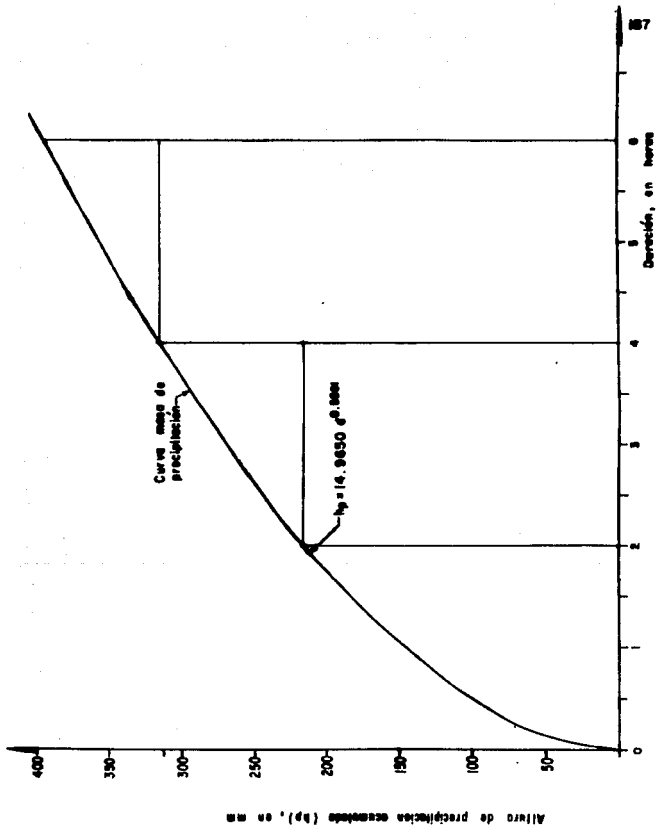


FIG. 5. II. I

A continuación se presenta la secuencia, para el cálculo del hidrograma unitario Tradicional(inciso 4.4.2), se realiza con los siguientes pasos (ver tabla 5.11.1).

1.- Separación del escurrimiento directo y el escurrimiento base, para este ejemplo, el gasto base es constante e igual a $200 \text{ m}^3/\text{s}$, como se indica en la columna 3 de la tabla 5.11.1, y en la fig. 5.11.2b.

2.- Cálculo del escurrimiento directo. De la tabla 5.11.1, se tiene los valores de escurrimiento directo, espaciados 2 horas, sumando los valores se tiene $4620 \text{ m}^3/\text{s}$ (columna 4).

donde el volumen de escurrimiento directo resulta ser

$$V_{ED} = (2 \times 3600 \text{ s})(4620 \text{ m}^3/\text{s}) = 33.264 \times 10^6 \text{ m}^3$$

3.- Cálculo de la altura de precipitación efectiva (hpe).

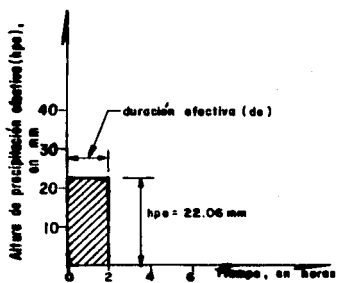
$$hpe = (V_{ED}/Ac)0.001 = (33.264 \times 10^6 \text{ m}^3 / 1508 \text{ km}^2)0.001 =$$

$$hpe = 22.058.3554(0.001) = 22.06 \text{ mm}$$

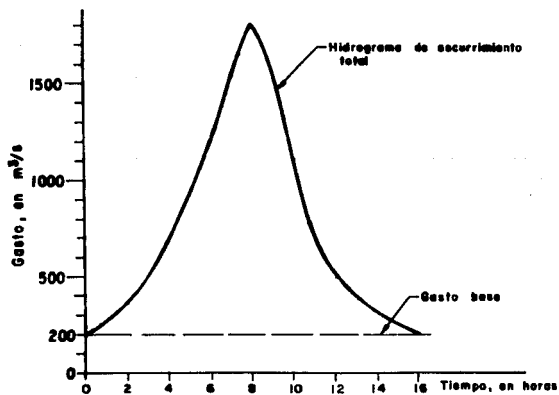
4.- Obtención de hidrograma unitario. Las ordenadas del hidrograma unitario, espaciados 2 hr, se obtienen dividiendo las del hidrograma de escurrimiento directo entre la altura de precipitación efectiva, tabla 5.11.1, columna 5.

Para determinar la duración efectiva de la lluvia (a la cual está asociado el hidrograma unitario calculado, en el paso 4), se efectúan los siguientes cálculos.

5.- Cálculo del índice de infiltración media ϕ . Se obtiene por tanteos, hasta encontrar el valor de ϕ , que sea igual al valor de



a)



b) Hidrograma de escurrimiento

FIG. 5.11.2

lluvia efectiva, calculada en el paso 3, en la tabla siguiente, se hacen algunos tanteos, para encontrar el valor correcto de

ϕ mm/2hr	hp1 mm	hp2 mm	hp3 mm	hp1 = hpe
120	94	0	0	94 = 22.06mm
191.94	22.06	0	0	22.06=22.06mm

de donde, el índice de infiltración media, resultó de 191.94 mm/2hr ó 95.97 mm/hr (donde 2 hr, se refiere al intervalo que duran las barras del histograma)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Tiempo en horas	Escorrentamiento total, en m^3/s	Escorrentamiento base, m^3/s	Escorrentamiento directo, m^3/s (2) - (3)	Ordenada del H.U.en m^3/s (4)/hpe
0	200	200	0	0
2	350	200	150	6.80
4	680	200	480	21.76
6	1200	200	1000	45.33
8	1800	200	1600	72.53
10	1200	200	1000	45.33
12	490	200	290	13.15
14	300	200	100	4.53
16	200	200	0	0
SUMA			4 620	

Tabla 5.11.1.

6.- Cálculo del histograma de precipitación efectiva. El histograma de precipitación efectiva que se muestra en la fig. 5.11.2a, se obtiene restando la infiltración al histograma de precipitación total. En la fig. 5.11.2a, se observa que la duración efectiva de la lluvia es de 2 hr, por lo que el hidrograma unitario determinado en el paso 4, está asociado a una duración de 2 hr y una lluvia de 1 mm.

5.12 Curva S. Obtener un hidrograma unitario para una duración en exceso de 3 horas, a partir del hidrograma unitario, obtenido en el ejemplo 5.11 (con $d_e = 2$ hr).

De acuerdo con el procedimiento descrito en el inciso 4.4.3.

a) Obtención de la curva S. En la tabla 5.12.1, se muestran los desplazamientos hechos para obtener la curva S; del ejemplo 5.11, se tiene una duración efectiva de 2 horas, esta duración efectiva se desplaza varias veces, hasta hallar el gasto de equilibrio, sin oscilaciones y resulta ser $209.43 \text{ m}^3/\text{s}$.

b) Se suman las ordenadas de los hidrogramas desplazados (columna 10).

c) Se desplaza el hidrograma S obtenida, una vez, un tiempo de 3 hr. (tabla 5.12.2, col. 3; fig. 5.12.1 a).

d) Se restan las ordenadas del inciso c (col. 4, tabla 5.12.2).

e) Las diferencias obtenidas en el inciso d, se multiplican por la relación entre la duración asociada al hidrograma unitario original y la duración que se requiere; en este caso, por $2/3$.

f) Los datos obtenidos en el inciso e), corresponden a las ordenadas del hidrograma unitario asociado a una duración de 3 hr, mostrado en la fig. 5.12.1c.

g) En la tabla 5.12.2, y la fig. 5.12.1 se muestran los resultados obtenidos.

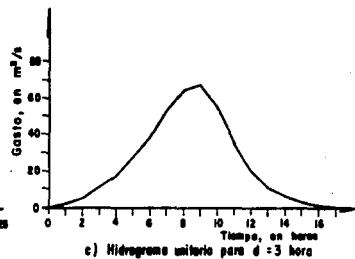
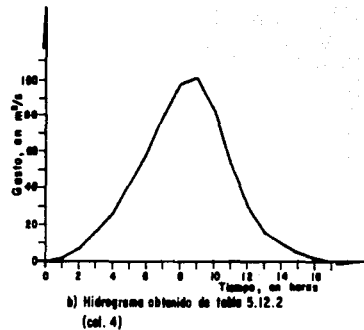
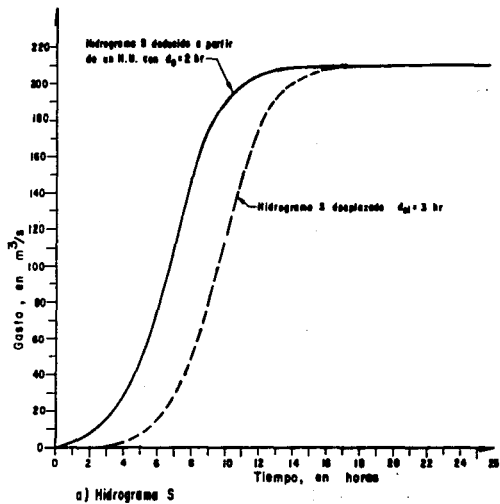


FIG. 5.12.1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
tiempo en horas	H.U. para de=2h	H.U. despl 4 hr	H.U. despl 6 hr	H.U. despl 8 hr	H.U. despl 10 hr	H.U. despl 12 hr	H.U. despl 14 hr	H.U. despl 16 hr	SUMA
0	0								
2	6.80	0							6.8
4	21.76	6.80	0						28.6
6	45.33	21.76	6.80	0					73.9
8	72.53	45.33	21.76	6.80	0				146.4
10	45.33	72.53	45.33	21.76	6.80	0			191.8
12	13.15	45.33	72.53	45.33	21.76	6.80	0		204.9
14	4.53	13.15	45.33	72.53	45.33	21.76	6.80	0	209.4
16	0	4.53	13.15	45.33	72.53	45.33	21.76	6.80	209.4
18		0	4.53	13.15	45.33	72.53	45.33	21.76	.
20			0	4.53	13.15	45.33	72.53	45.33	.
22				0	4.53	13.15	45.33	72.53	.
24					0	4.53	13.15	45.33	.
26						0	4.53	13.15	.
28							0	4.53	.
30								0	.

Tabla 5.12.1

1	2	3	4	5
Tiempo en horas	Curva S	Curva S despl. 3 hr $m^3/s/mm$	(2) - (3)	(4) x (2/3) H.U. para de = 3 hr
0	0		0	
1	2.3		2.3	1.53
2	6.8		6.8	4.53
3	16.4	0	16.4	10.93
4	28.56	2.3	26.26	17.51
5	49.00	6.8	42.20	28.13
6	73.89	16.4	57.49	38.33
7	108.80	28.56	80.24	53.49
8	146.42	49	97.42	64.95
9	174.80	73.89	100.91	67.27
10	191.75	108.80	82.95	55.30
11	200	146.42	53.58	35.72
12	204.90	174.80	30.10	20.07
13	207.5	191.75	15.75	10.50
14	209.43	200	9.43	6.29
15	209.43	204.90	4.53	3.02
16	209.43	207.50	1.93	1.29
17	209.43	209.43	0	
18	209.43	209.43	0	
19	209.43	209.43	0	

Tabla 5.12.2.

5.13 Obtener el hidrograma unitario Instantáneo, para una cuenca, en la cual se dispone de la siguiente información (fig. 5.13.1):

Tiempo en horas	hps, en mm
0 - 2	15
2 - 4	25
4 - 6	5

Tiempo en horas	Ordenadas del hidrograma del escurrimiento directo en m^3/s
0	0
2	16
4	50
6	36
8	23.5
10	14
12	5.5
14	0

De acuerdo con el sistema de ecuaciones 4.25

$$\begin{array}{rcl}
 15 q_1 & & = 16 \\
 15 q_2 + 25q_1 & + & = 50 \\
 15 q_3 + 25q_2 + 5q_1 & = & 36 \\
 15 q_4 + 25q_3 + 5q_2 & = & 23.5 \\
 & 25q_4 + 5q_3 & = 14 \\
 & & 5q_4 = 5.5
 \end{array}$$

De la ecuación 4.28, para conocer el número de ecs.

$$j = 6 - 3 + 1 = 4$$

Como es una ecuación incompatible, se realiza el siguiente artificio

$$\begin{array}{rcl}
 15q_1 + & & = 16 + e_1 \\
 15q_2 + 25q_1 + & & = 50 + e_2 \\
 15q_3 + 25q_2 + 5q_1 & = & 36 + e_3 \\
 15q_4 + 25q_3 + 5q_2 & = & 23.5 + e_4 \\
 & 25q_4 + 5q_3 & = 14 + e_5 \\
 & & 5q_4 = 5.5 + e_6
 \end{array}$$

Dado que los errores e_i , deben ser pequeños (ec. 4.26).

$$S = \sum e_i^2 = 0$$

Aplicando la primera derivada e igualando a cero, a las ecuaciones obtenidas, queda

$$S = (15q_1 - 16)^2 + (15q_2 + 25q_1 - 50)^2 + (15q_3 + 25q_2 + 5q_1 - 36)^2 + (15q_4 + 25q_3 + 5q_2 - 23.5)^2 + (25q_4 + 5q_3 - 14)^2 + (5q_4 - 5.5)^2$$

$$\partial S / \partial q_1 = 2(15q_1 - 16)15 + 2(15q_2 + 25q_1 - 50)25 + 2(15q_3 + 25q_2 + 5q_1 - 36)5 = 0$$

$$\partial S / \partial q_2 = 2(15q_2 + 25q_1 - 50)15 + 2(15q_3 + 25q_2 + 5q_1 - 36)25 + 2(15q_4 + 25q_3 + 5q_2 - 23.5)5 = 0$$

$$\partial S / \partial q_3 = 2(15q_3 + 25q_2 + 5q_1 - 36)15 + 2(15q_4 + 25q_3 + 5q_2 - 23.5)25 + 2(25q_4 + 5q_3 - 14)5 = 0$$

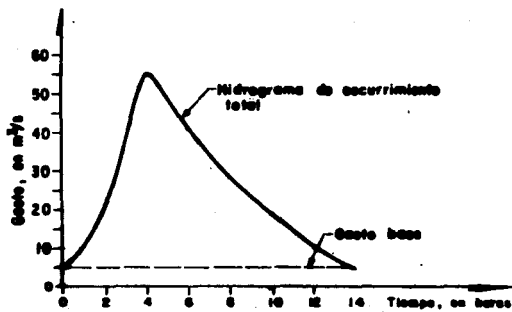
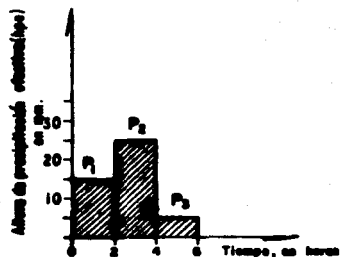


FIG. 5.13.1

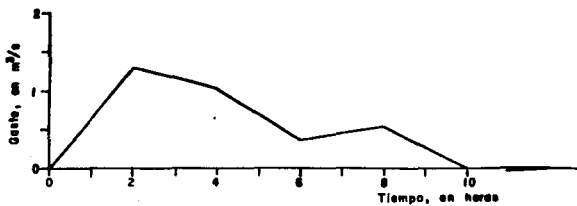


FIG. 5.13.2

$$\partial s / \partial q_4 = 2(15q_4 + 25q_3 + 5q_2 - 23.5)15 + 2(25q_4 + 5q_3 - 14)25 + 2(5q_4 - 5.5)5 = 0$$

dividiendo el sistema anterior entre 2 y factorizando, se tiene:

$$(15 \times 15 + 25 \times 25 + 5 \times 5)q_1 + (15 \times 25 + 25 \times 5)q_2 + (15 \times 5)q_3 = 15 \times 16 + 25 \times 50 + 5 \times 36$$

$$(15 \times 25 + 25 \times 5)q_1 + (15 \times 15 + 25 \times 25 + 5 \times 5)q_2 + (25 \times 15 + 25 \times 5)q_3 + (5 \times 15)q_4 = 15 \times 50 + 25 \times 36 + 5 \times 23.5$$

$$(15 \times 5)q_1 + (15 \times 25 + 25 \times 5)q_2 + (15 \times 15 + 25 \times 25 + 5 \times 5)q_3 + (25 \times 15 + 25 \times 5)q_4 = 36 \times 15 + 23.5 \times 25 + 14 \times 5$$

$$(15 \times 5)q_2 + (25 \times 15 + 5 \times 25)q_3 + (15 \times 15 + 25 \times 25 + 5 \times 5)q_4 = 23.5 \times 15 + 14 \times 25 + 5.5 \times 5$$

$$875q_1 + 500q_2 + 75q_3 + 0 = 1670$$

$$500q_1 + 875q_2 + 500q_3 + 75q_4 = 1767.5$$

$$75q_1 + 500q_2 + 875q_3 + 500q_4 = 1197.5$$

$$0 + 75q_2 + 500q_3 + 875q_4 = 730$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones, se encuentra

$$q_1 = 1.2879 \quad ; \quad q_2 = 1.0323 \quad ; \quad q_3 = 0.3595 \quad \text{y} \quad q_4 = .5404$$

En la fig. 5.13.2, se ha construido el H. U. I., en base a los valores calculados.

5.16. Calcular por el método de Gumbel el gasto de diseño del vertedor para el proyecto Hidroeléctrico Iúchiles, Ver., para un periodo de retorno de 10,000 años.

Se calcula con datos históricos de gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica Marañal (1954-1986); la estación de aforo se localiza en la cuenca del río Blanco (componente del sistema hidrológico Papaloapan). El sitio probable del proyecto se encuentra a 3 km aproximadamente aguas arriba de la estación de aforo (ver figs. 1.3 y

5.1.1). Se consideraron los mismos gastos para el sitio del proyecto debido a que el área de captación es mínima entre el sitio y la estación hidrométrica.

Se recomienda formar una tabla de cálculo (tabla 5.14.1) donde las dos primeras columnas se integran con datos registrados en la estación hidrométrica, los que a su vez se obtienen de los boletines hidrológicos (registros de hidrometría).

a) Cálculo del gasto medio anual registrado.

De la tabla 5.14.1, la suma de la columna 2, se divide entre el número de años de registro, se obtiene

$$Q_m = 13,693.00/33 = 414.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Cálculo de la desviación estándar.

Con el valor de Q_m obtenido y la suma de la columna 3 de la tabla 5.14.1, sustituyendo en la ec. 4.82, se obtiene:

$$\sqrt{Q} = [(833.97 \times 10^4 - 33(414.94)^2) / 32]^{1/2} = 288.20 \text{ m}^3/\text{s}.$$

c) Cálculo de los coeficientes Y_N y \sqrt{N}

De la tabla 4.7, para $N = 33$ se obtiene $Y_N = 0.5388$ y $\sqrt{N} = 1.1226$

d) Obtención de la ecuación del gasto máximo.

Sustituyendo los valores calculados en los pasos anteriores, en la ecuación 4.81, se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 414.94 - 288.20/1.1226(0.5388 - \log_e Tr)$$

$$Q_{\text{máx}} = 276.62 + 256.73 \log_e Tr$$

e) Gasto máximo para $Tr = 10,000$ años

$$Q_{\text{máx}} = 2,641.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

1	2	3	4	5	6	7
AÑO DE OBSERVACION	GASTO MAXIMO ANUAL (Qi)	$q_i^2/10^4$	$\frac{q_i}{Q_m}$	$\frac{q_i}{Q_m} - 1$	$(\frac{q_i}{Q_m} - 1)^2$	$(\frac{q_i}{Q_m} - 1)^3$
1954	213	4.54	0.51	- 0.49	0.24	- 0.12
1955	398	15.84	0.96	- 0.04	0.00	- 0.00
1956	258	6.66	0.62	- 0.38	0.14	- 0.05
1957	294	8.64	0.71	- 0.29	0.08	- 0.02
1958	293	8.58	0.71	- 0.29	0.09	- 0.02
1959	258	6.66	0.62	- 0.38	0.14	- 0.05
1960	675	45.56	1.63	+ 0.63	0.39	+ 0.25
1961	1614	260.50	3.89	+ 2.89	8.35	+ 24.14
1962	239	5.71	0.58	- 0.42	0.18	- 0.07
1963	228	5.20	0.55	- 0.45	0.20	- 0.09
1964	182	3.31	0.44	- 0.56	0.32	- 0.18
1965	258	6.66	0.62	- 0.38	0.14	- 0.05
1966	260	6.76	0.63	- 0.37	0.14	- 0.05
1967	272	7.40	0.66	- 0.34	0.12	- 0.04
1968	295	8.70	0.71	- 0.29	0.08	- 0.02
1969	642	41.22	1.55	+ 0.55	0.30	+ 0.17
1970	753	56.70	1.81	+ 0.81	0.66	+ 0.53
1971	600	36.00	1.45	+ 0.45	0.20	+ 0.09
1972	332	11.02	0.80	- 0.20	0.04	- 0.01
1973	263	6.92	0.63	- 0.37	0.13	- 0.05
1974	714	50.98	1.72	+ 0.72	0.52	+ 0.37
1975	743	55.20	1.79	+ 0.79	0.63	+ 0.49
1976	464	21.53	1.12	+ 0.12	0.01	+ 0.00
1977	226	5.11	0.54	- 0.46	0.21	- 0.10
1978	288	8.29	0.69	- 0.31	0.09	- 0.03
1979	260	6.76	0.63	- 0.37	0.14	- 0.05
1980	695	48.30	1.67	+ 0.67	0.46	+ 0.30
1981	674	45.43	1.62	+ 0.62	0.39	+ 0.24
1982	165	2.72	0.40	- 0.60	0.36	- 0.22
1983	274	7.51	0.66	- 0.34	0.12	- 0.06
1984	208	4.33	0.50	- 0.50	0.25	- 0.13
1985	190	3.61	0.46	- 0.54	0.29	- 0.16
1986	465	21.62	1.12	+ 0.12	0.01	+ 0.00
SUMA	13,693	833.97			15.42	25.03

TABLA 5.14.1 GUMBEL Y LEBEDIEV

5.15 Calcular por el método de Nash el gasto de diseño, para el mismo caso del ejemplo 5.14.

a) Cálculos preliminares

Para la aplicación de este método los gastos máximos anuales se ordenan en forma decreciente como se indica, en la col. 1, tabla 5.15.1. La col. 2 es el número de orden que va de 1 a 33, que es el número de datos históricos. La col. 3 se calcula empleando la ec. 4.87.

$$Tr = (33+1)/mi = 34/mi$$

Las Xi se obtienen sustituyendo en la ec. 4.86, los valores de la col. 4

b) Cálculo de Qm y Xm.

Sumando los datos anotados en la columna 1, de la tabla 5.15.1, y dividiendo el resultado entre el número de años de registro, se obtiene.

$$Qm = 13,693/33 = 414.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

Procediendo de igual manera con la columna 5 de la misma tabla se obtiene

$$Xm = -19.65/33 = -0.60$$

c) cálculo de las constantes a y c.

De la ec. 4.85, se obtiene

$$c = [-12\ 290.65 - 33(414.94)(-0.60)] / [19.56 - 33(0.60)^2] =$$

$$c = -4\ 074.84 / 7.68 = -530.58.$$

y de la ec. 4.84

$$a = 414.94 - (-530.58)(-0.60) = 96.59$$

1	2	3	4	5	6	7	8
Q _i (ORDENADO)	m _i	$Tr = \frac{N+1}{m_i}$	$\frac{Tr}{Tr-1}$	$X_i = \log \log \frac{Tr}{Tr-1}$	$Q_i^* \times 10^4$	Q _i X _i	X _i ²
1614	1	34.00	1.03	-1.89	260.50	-3050.46	3.57
753	2	17.00	1.06	-1.58	56.70	-189.41	2.50
743	3	11.33	1.10	-1.40	55.20	-1037.63	1.96
714	4	8.50	1.13	-1.26	50.98	-903.20	1.59
695	5	6.80	1.17	-1.16	48.30	-806.65	1.35
675	6	5.67	1.21	-1.07	45.56	-725.18	1.14
674	7	4.86	1.26	-1.00	45.43	-674.00	1.00
642	8	4.25	1.31	-0.93	41.22	-599.41	0.86
600	9	3.78	1.36	-0.87	36.00	-524.81	0.76
465	10	3.40	1.42	-0.82	21.62	-381.42	0.67
464	11	3.09	1.48	-0.77	21.53	-357.29	0.59
398	12	2.83	1.55	-0.72	15.84	-287.66	0.52
332	13	2.62	1.62	-0.68	11.02	-225.86	0.46
295	14	2.43	1.70	-0.64	8.70	-188.14	0.41
294	15	2.27	1.79	-0.60	8.64	-175.88	0.36
293	16	2.13	1.88	-0.56	8.58	-164.14	0.31
288	17	2.00	2.00	-0.52	8.29	-150.16	0.27
274	18	1.89	2.12	-0.49	7.51	-132.99	0.24
272	19	1.79	2.27	-0.45	7.40	-122.26	0.20
263	20	1.70	2.43	-0.41	6.92	-108.92	0.17
260	21	1.62	2.61	-0.38	6.76	-98.73	0.14
260	22	1.55	2.82	-0.35	6.76	-90.17	0.12
258	23	1.48	3.08	-0.31	6.66	-80.15	0.10
258	24	1.42	3.38	-0.28	6.66	-71.34	0.08
258	25	1.36	3.78	-0.24	6.66	-61.57	0.06
239	26	1.31	4.23	-0.20	5.71	-48.63	0.04
228	27	1.26	4.85	-0.16	5.20	-37.41	0.03
226	28	1.21	5.76	-0.12	5.11	-26.86	0.01
213	29	1.17	6.88	-0.08	4.54	-16.38	0.01
208	30	1.13	8.69	-0.03	4.33	-5.67	-
190	31	1.10	11.00	+0.02	3.61	+3.35	-
182	32	1.06	17.67	+0.10	3.31	+17.46	+0.01
165	33	1.03	34.33	-0.19	2.72	+30.74	+0.04
Σ 13693				Σ -19.65	Σ 833.97	Σ -12290.65	Σ 19.56

TABLA 5.15.1 NASH

d) Gasto máximo para el periodo de retorno requerido.

Sustituyendo los valores de las constantes a y c, en la ec. 4.83, se obtiene:

$$Q_{\max} = 96.59 - 530.58 \log \log Tr/(Tr-1)$$

para $Tr = 10\ 000$ años

$$Q_{\max} = 96.59 + 2314.49 =$$

$$\underline{Q_{\max} = 2\ 411.08 \text{ m}^3/\text{s}}$$

5.16 Obtener por el método de Lebediev el gasto de diseño, para el mismo caso del ejemplo 5.14.

a) Obtención del gasto medio Q_m .

Se obtiene de la suma de la columna 2 de la tabla 5.14.1, entre el número de años de registro.

$$Q_m = 13\ 693/33 = 414.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Obtención del coeficiente de variación C_v .

Teniendo en cuenta la tabla 5.14.1, la ec. 4.91 se reduce a sumar la col. 6 y dividirla entre el número de años de registro y sacarle raíz cuadrada, quedando

$$C_v = (15.42/33)^{1/2} = 0.68$$

c) obtención del coeficiente de asimetría C_s .

Aplicando la ec. 4.90, y sumando la col. 7, de la tabla 5.14.1.

$$C_s = 25.03/33(0.68)^3 = 2.41$$

Por otra parte, considerando que la avenida es producida por tormenta, el coeficiente C_s se evalúa con

$$C_s = 3C_v = 3(0.68) = 2.04$$

De los dos valores de C_s obtenido se escoge el mayor o sea

$$C_s = 2.41$$

d) Obtención del coeficiente K .

Para el periodo de retorno de 10 000 años, se obtiene la probabilidad p .

$$p = (1/10000)100 = 0.01 \text{ por ciento}$$

con $p = 0.01$ y $C_s = 2.41$, de la tabla 4.8b, se obtiene $k = 9.11$

e) Obtención del gasto máximo.

Para el periodo de retorno de 10 000 años, de la ec. 4.89, se tiene

$$Q_{\max} = 414.94 (9.11 \times 0.68 + 1) =$$

$$\underline{Q_{\max} = 2\,985.41 \text{ m}^3/\text{s}}$$

5.17 Resolver el ejemplo 5.14, empleando la función de distribución Gumbel.

a) Estimación de parámetros por el método de momentos, usando las ecs. 4.69 y 4.70.

$$\alpha = 1.2825/288.20 = 0.0045$$

$$\beta = 414.94 - 0.45(288.20) = 285.25$$

b) Estimación de los parámetros, por el método de mínimos cuadrados.

De la tabla 5.17.1, y usando las ecs. 4.40 al 4.43

Mi	Yi (Gasto)	Tr (N + 1)/m	Tr/(Tr-1)	Xi ln(T/(Tr-1))	YiXi	Xi ²	Prob. estimada
1	1614	34	1.03	-3.52	-5681.28	12.4	0.997
2	753	17	1.06	-2.84	-2138.52	8.08	0.8766
3	743	11.33	1.1	-2.35	-1746.05	5.53	0.8714
4	714	8.5	1.13	-2.1	-1499.4	4.42	0.8553
5	695	6.8	1.17	-1.85	-1285.75	3.43	0.8437
6	675	5.67	1.21	-1.66	-1120.5	2.75	0.83
7	674	4.86	1.26	-1.46	-984.04	2.15	0.8298
8	642	4.25	1.31	-1.31	-841.02	1.71	0.8068
9	600	3.78	1.36	-1.18	-708	1.39	0.7724
10	465	3.4	1.42	-1.05	-488.25	1.1	0.6265
11	464	3.09	1.48	-0.94	-436.16	0.88	0.6252
12	398	2.83	1.55	-0.82	-326.36	0.68	0.5337
13	332	2.62	1.62	-0.73	-242.36	0.53	0.4319
14	295	2.43	1.7	-0.63	-185.85	0.4	0.3723
15	294	2.27	1.79	-0.54	-156.76	0.29	0.3707
16	293	2.13	1.88	-0.46	-134.78	0.21	0.3691
17	288	2	2	-0.37	-106.56	0.13	0.361
18	274	1.89	2.12	-0.29	-79.46	0.08	0.3383
19	272	1.79	2.27	-0.2	-54.4	0.04	0.3351
20	263	1.7	2.43	-0.12	-31.56	0.01	0.3206
21	260	1.62	2.61	-0.04	-10.4	0	0.3158
22	260	1.55	2.82	0.04	10.4	0	0.3158
23	258	1.48	3.08	0.12	30.96	0.01	0.3126
24	258	1.42	3.38	0.2	51.6	0.04	0.3126
25	258	1.36	3.78	0.28	72.24	0.08	0.3126
26	239	1.31	4.23	0.37	88.43	0.13	0.2825
27	228	1.26	4.85	0.46	104.88	0.21	0.2653
28	226	1.21	5.76	0.56	126.56	0.31	0.2622
29	213	1.17	6.88	0.66	140.58	0.43	0.2424
30	208	1.13	8.69	0.77	160.16	0.59	0.2348
31	190	1.1	11	0.87	165.3	0.76	0.2084
32	182	1.06	17.67	1.05	191.1	1.11	0.197
33	165	1.03	34.33	1.26	207.9	1.6	0.1737
SUMA				-17.82	-16909.4	51.51	

TABLA 5.17.1

$$\begin{aligned}
 S_{xx} &= 33(51.51) - (-17.82)^2 = 1382.28 \\
 S_{xy} &= 33(-16909.35) - (-17.82)(13693) = 313\,999.29 \\
 m &= -313\,999.29/1382.28 = -227.16 \\
 m &= 1/\alpha = -(-227.16) = 227.16 \\
 b &= 414.94 - (-227.16)(0.54) = 292.27 \\
 b &= \beta = 292.27
 \end{aligned}$$

Sustituyendo los valores de $1/\alpha$ y β , en la ec. 4.71, se tiene

$$\begin{aligned}
 x &= 292.27 - (227.16)\text{LnLn}(10000/(10000-1)) = \\
 x &= 292.27 - 227.16(-9.2103) \\
 \underline{x = Q_{0.95} = 2\,384.48 \text{ m}^3/\text{s}}
 \end{aligned}$$

5.18 Resolver el ejemplo 5.14, empleando la función de distribución Normal (tabla 5.18.1).

a) Estimación de los parámetros por el método de momentos.

$$\begin{aligned}
 \bar{X} &= 414.94 \text{ m}^3/\text{s} \\
 s &= 288.20 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

b) Estimación de los parámetros por el método de mínimos cuadrados, empleando las 4.58 y 4.59, se tiene

$$\begin{aligned}
 b &= 13\,693/33 = 414.94 \text{ m}^3/\text{s} \\
 m &= 7\,069.75/33 = 214.23 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Periodo de retorno $T_r = 10,000$ años

$$P(x) = 1 - 1/10,000 = 0.9999$$

De la tabla 4.6, se obtiene

$$Z = 3.74$$

sustituyendo en la ec.4.56

mi	Yi	Tr (N + 1)/mi	1-(1/Tr)	Xi (Var. est.)	XiYi	Xi ²	Prob. estimada
1	1614	34	0.9706	1.89	3050.46	3.5721	1
2	753	17	0.9412	1.568	1180.704	2.4586	0.9429
3	743	11.3333	0.9118	1.351	1003.793	1.8252	0.937
4	714	8.5	0.8824	1.189	848.946	1.4137	0.9192
5	695	8.8	0.8529	1.049	729.55	1.1004	0.9049
6	675	5.6667	0.8235	0.929	627.075	0.863	0.8869
7	674	4.8571	0.7941	0.821	553.354	0.674	0.8849
8	642	4.2506	0.7647	0.721	462.882	0.5198	0.8554
9	600	3.7778	0.7378	0.631	378.6	0.3982	0.8051
10	465	3.4	0.7059	0.541	251.565	0.2927	0.591
11	464	3.0909	0.6765	0.458	212.512	0.2098	0.591
12	398	2.8333	0.6471	0.378	150.444	0.1429	0.4681
13	332	2.6154	0.6176	0.299	99.268	0.0894	3483
14	295	2.4286	0.5882	0.223	65.785	0.0497	0.2877
15	294	2.2667	0.5588	0.148	43.512	0.0219	0.2845
16	293	2.125	0.5294	0.073	21.389	0.0053	0.2843
17	288	2	0.5	0	0	0	0.2776
18	274	1.8889	0.4706	-0.073	-20.002	0.0053	0.2546
19	272	1.7895	0.4412	-0.148	-40.256	0.0219	0.2514
20	263	1.7	0.4118	-0.223	-58.649	0.0497	0.242
21	260	1.619	0.3824	-0.299	-77.74	0.0894	0.2358
22	260	1.5455	0.3529	-0.378	-98.28	0.1429	0.2358
23	258	1.4783	0.3235	-0.458	-118.164	0.2098	0.2327
24	258	1.4167	0.2941	-0.541	-139.578	0.2927	0.2327
25	258	1.36	0.2647	-0.631	-162.798	0.3982	0.2327
26	239	1.3077	0.2353	-0.721	-172.319	0.5198	0.2061
27	228	1.2593	0.2059	-0.821	-187.188	0.674	0.1922
28	226	1.2143	0.1765	-0.929	-209.954	0.863	0.1894
29	213	1.1724	0.1471	-1.049	-223.437	1.1004	0.1736
30	208	1.1333	0.1176	-1.189	-247.312	1.4137	0.166
31	190	1.0968	0.0882	-1.351	-256.69	1.8252	0.1469
32	182	1.0625	0.0588	-1.568	-285.37	2.4586	0.1379
33	165	1.0303	0.0294	-1.89	-311.85	3.5721	0.121
SUMA				0	7069.751	27.2736	

TABLA 5.18.1

$$Q_{dis} = X = 214.23(3.74) + 414.94 = 1216.18$$

$$\underline{Q_{dis} = 1\ 216.18\ m^3/s}$$

5.19 Resolver el ejemplo 5.14, empleando la función de distribución Exponencial (tabla 5.19.1).

a) Estimación de los parámetros por el método de momentos, empleando las ecs. 4.73 y 4.74.

$$\beta = [(288.20)^2]^{1/2} = 288.20\ m^3/s$$

$$\alpha = 414.94 - 288.20 = 126.74\ m^3/s$$

b) Obtención de parámetros por el método de mínimos cuadrados.

De la tabla 5.19.1, y usando las ecs. 4.79 y 4.80, obtenemos:

$$\beta = [20\ 450 - 13\ 693(31.32)/33] / [53.29 - (31.32)^2/33] =$$

$$\beta = [20\ 450 - 12\ 995.90] / [53.29 - 29.73] = 7\ 454.10 / 23.56 =$$

$$\beta = 316.39\ m^3/s$$

$$\alpha = [13\ 693 - 316.39(31.32)] / 33 = [13\ 693 - 9\ 909.33] / 33 =$$

$$\alpha = 114.66\ m^3/s$$

Sustituyendo los valores β y α , en la ec. 4.77, queda

$$X = 613.59 + 209.51 \ln Tr$$

para $Tr = 10,000$ años

$$Q_{dis} = X = 114.66 + 316.39 \ln 10,000$$

$$\underline{Q_{dis} = 3\ 028.72\ m^3/s}$$

Existen varios métodos, para seleccionar la función de distribución de probabilidad mas apropiada, entre otros, se tienen:

Xi	Tr (N + 1)/mi	Wi = Ln Tr	W ²	Wi Xi	Prob Estimada
1614	34	3.53	12.39	5697.42	0.9913
753	17	2.83	8.01	2130.99	0.867
743	11.33	2.43	5.9	1805.49	0.8628
714	8.5	2.14	4.58	1527.96	0.8496
695	6.8	1.92	3.69	1334.4	0.8403
675	5.67	1.74	3.03	1174.5	0.8298
674	4.86	1.58	2.5	1064.92	0.8293
642	4.25	1.45	2.1	930.9	0.8111
600	3.78	1.33	1.77	798	0.7843
465	3.4	1.22	1.49	567.3	0.6696
464	3.09	1.13	1.28	524.32	0.6685
398	2.83	1.04	1.08	413.92	0.5916
332	2.62	0.96	0.92	318.72	0.4969
295	2.43	0.89	0.79	262.55	0.4345
294	2.27	0.82	0.67	241.08	0.4327
293	2.13	0.76	0.58	222.68	0.4309
288	2	0.69	0.48	198.72	0.4218
274	1.89	0.64	0.41	175.36	0.3957
272	1.79	0.58	0.34	157.76	0.3918
263	1.7	0.53	0.28	139.39	0.3743
260	1.62	0.48	0.23	124.8	0.3683
260	1.55	0.44	0.19	114.4	0.3683
258	1.48	0.39	0.15	100.62	0.3643
258	1.42	0.35	0.12	90.3	0.3643
258	1.36	0.31	0.1	79.98	0.3643
239	1.31	0.27	0.07	64.53	0.325
228	1.26	0.23	0.05	52.44	0.3011
226	1.21	0.19	0.04	42.94	0.2967
213	1.17	0.16	0.03	34.08	0.2672
208	1.13	0.12	0.01	24.96	0.2555
190	1.1	0.1	0.01	19	0.2119
182	1.06	0.06		10.92	0.1917
165	1.03	0.03		4.95	0.1471

SUMA

13693

31.32

53.29

20450.3

TABLA 5.19.1

- 1) Análisis Gráfico.
- 2) Método del error cuadrático mínimo.
- 3) Pruebas de bondad del ajuste:
 - a.- Chi cuadrada
 - b.- Kolmogorov-Smirnov.

Aquí, solamente se usará el análisis gráfico. La función de distribución de probabilidad seleccionada será la que se apege visualmente mejor a los datos medidos. En la figuras 5.17.1, 5.18.1 y 5.19.1, comparando las probabilidades observadas y estimadas en forma gráfica, se observa como la función de distribución Exponencial, se ajusta mejor a los datos observados.

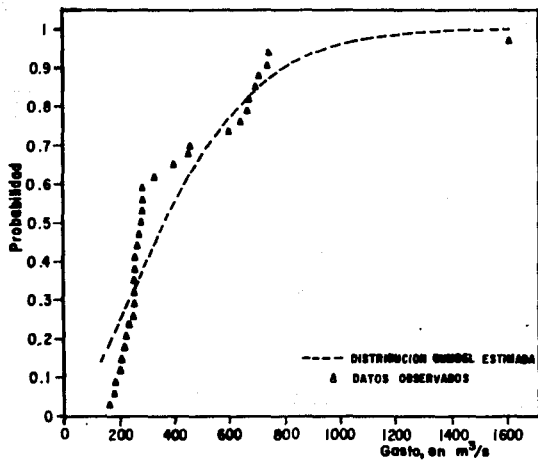


FIG. 5.17.1 Distribución Gumbel

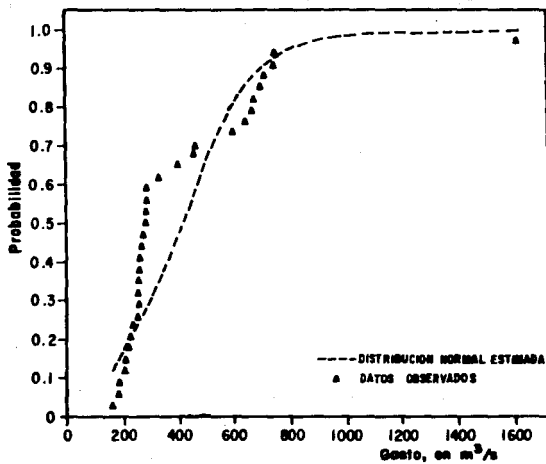


FIG. 5.18.1 Distribución Normal

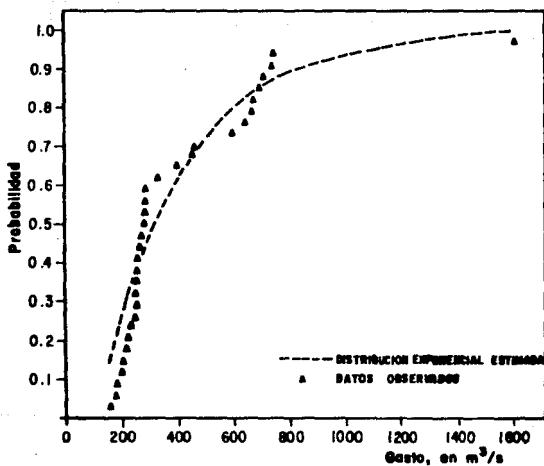


FIG. 5.19.1 Distribución Exponencial

VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Considerando como la parte medular, la hidrología, de cualquier proceso de planeación de los recursos hidráulicos; ya que los datos proporcionados por estos estudios, son la base para la formulación de toda una secuencia de cálculos, tanto en el aspecto hidráulico, estructural, económico, etc., de cualquier obra de aprovechamiento y control de las avenidas; es por ésto que se debe dar mayor énfasis, a lo referente a la ubicación, funcionamiento, captura y procesamiento de la información; de las estaciones climatológicas e hidrométricas. Se propone mejorar y ampliar la red de estaciones hidrométricas y pluviométricas; incluso modernizarla, para registrar y transmitir los datos de manera sistemática; también es necesario instalar estaciones meteorológicas que registren punto de rocío, a fin de calcular los coeficientes de maximización de tormentas, y el perfeccionamiento de los métodos y técnicas de los análisis hidrológicos, pues se requiere: procesar y obtener conclusiones sobre los datos de lluvias, escurrimientos y evaporaciones; la previsión de eventos extremos (máximos y mínimos) de precipitaciones y escurrimientos, la estimación del transporte y depósito de los sedimentos, etc. El avance en la hidrología depende en gran medida de la planeación y selección de qué medir, cómo lograr que las mediciones den resultados confiables y finalmente, cómo organizar y difundir la información obtenida. Se puede concluir, que para hacer uso de cualquiera de los métodos expuestos; en muchas ocasiones, se depende de la información de que se dispone. Para seleccionar determinado método para calcular la avenida de diseño, se requiere de un cierto tipo y cantidad de información hidrológica disponible, lo cual es un factor a tomar en cuenta; además, de la categoría que le corresponde al proyecto en estudio, según el tamaño de la obra.

Básicamente, hay dos grupos de métodos, para calcular, las avenidas de diseño, que son:

a) Métodos hidrometeorológicos o Relación lluvia-escorrentamiento.

Cuando se dispone de cantidad suficiente de todo tipo de información hidrológica (lluvia, escorrentamiento, evaporación, etc.), se emplearán estos métodos, ya que se requiere principalmente del registro simultáneo de lluvia y escorrentamiento, de varias tormentas, y de éstas, escoger la más desfavorable ó emplear todas simultáneamente; previo ajuste. Entre los más usuales se tiene, el hidrograma unitario: Tradicional, Instantáneo y Triangular; para finalmente obtener el hidrograma resultante.

El procedimiento requiere de un análisis cuidadoso de los datos de lluvia y escorrentamiento en forma simultánea; además de conocer la variación y distribución de la lluvia en exceso, durante los periodos unitarios sucesivos de la mayor tormenta observada, en la cuenca.

b) Métodos estadísticos.

Su aplicación es ventajosa, con respecto a los demás métodos, ya que no limita el área de drenaje para ser empleado, si se dispone de suficientes datos de aforo (más de 25 años de registro) para mayor confiabilidad del cálculo del gasto, según el tipo y función de la obra que se pretenda diseñar. Sin embargo, se tiene el problema de elegir que tipo de función de distribución emplear, y que represente al fenómeno hidrológico; dado que existen varias funciones de distribución. Para seleccionar la función de distribución más adecuada, existen algunas técnicas estadísticas, que dependen del tamaño de la muestra fundamentalmente. Dentro de esas técnicas, en lo personal se recomienda, las pruebas de bondad de ajuste (Chi cuadrada y Kolmorov-Smirnov).

Generalmente los métodos empíricos, sirven al hidrólogo para tener una idea aproximada de la avenida, que se puede presentar en la cuenca; debido a la falta de información continua de lluvia y escorrentamiento en periodos largos. Por ejemplo, en el caso del método Racional, además del problema anterior, también es difícil asignar un coeficiente de

escurrimiento (C), ya que involucra numerosas variables, tales como: infiltración, pendiente de la cuenca, almacenamiento en las depresiones, tipo y uso del suelo, la precipitación antecedente, etc., debido a que estas variables, difícilmente se pueden medir.

RECOMENDACIONES GENERALES AL CÁLCULO HIDROMÉTRICO (AFORO)

- a). Es conveniente implantar sistema de control más eficientes, en los procedimientos de medición y reporte de la información de las estaciones hidrométricas, incluyendo su localización geográfica.
- b). Implementar técnicas alternativas para la realización de los aforos, como puede ser la utilización de contadores digitales de las revoluciones del molinete, o el registro sistemático del nivel del agua en secciones adyacentes, aguas arriba y aguas abajo de la sección de aforos.
- c). Efectuar, dentro de lo posible, sondeos en las secciones de medición durante las avenidas; aunque éstos, se limitarán a algunos puntos de la sección y sólo se medirán las velocidades superficialmente. Esta práctica permitiría referenciar aforos de manera más precisa.
- d). Realizar levantamientos topográficos de los perfiles y secciones transversales, en forma periódica.
- e). Llevar a cabo, también en forma periódica, muestreos del material depositado en el cauce del río.
- f). Siempre deberá conservarse el cero de la escala (limnómetro), a la misma elevación topográfica, aún en el caso que sea necesario cambiar la regla de lugar.
- g). Relacionar, cuando sea el caso, los resultados del cálculo hidrométrico de una estación con los obtenidos para otras estaciones ubicadas en la misma corriente o cuenca. Las correlaciones que se

obtenidos permitirán establecer comparaciones típicas de los registros, que sirvan de base para inferir el comportamiento hidrológico de la cuenca.

h). Particularmente poner mas atención en los aspectos fisiográficos y geométricos de la cuenca, puesto que, en muchas ocasiones, no se relaciona con los resultados obtenidos, la mayoría de los ingenieros e hidrólogos que diseñan obras de aprovechamiento y de prevención de avenidas, les preocupa más, el método a emplear, que buscar realmente cual es el comportamiento de la cuenca durante una avenida y de la información que se dispone. Para mejorar el manejo hidrológico de la misma.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Comisión Federal de Electricidad, Manual de diseño de obras civiles "Hidrotecnia".
 - a) A.1.2 Precipitación
 - b) A.1.3 Escurrimiento
 - c) A.1.5 Relación entre precipitación y escurrimiento
 - d) A.1.6 Análisis estadístico
 - e) A.1.7 Tormenta de diseño
 - f) A.1.8 Tránsito de avenidas en vasos
 - g) A.1.10 Avenida de diseño
 - h) A.1.11 Predicción de avenidas
 - i) A.1.13 Métodos numéricos
- 2) Consultores, S. A., "Recomendaciones para el diseño y revisión de estructuras para el control de avenidas", Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH., México (1978).
- 3)- Aparicio Mijares, F. J. "Hidrología de Superficie", Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 4)- Springall, Rolando. "Hidrología", Instituto de Ingeniería, UNAM, (1970).
- 5.- Sotelo Avila, Gilberto, "Apuntes de Hidráulica II", Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 6.- Caldiño, I. A. "Ajuste a algunas distribuciones de probabilidad usadas en hidrología superficial", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, (1982).
- 7.- Springall, Rolando. "Drenaje en cuencas pequeñas", Instituto de Ingeniería, UNAM. (Publicación 143, enero, 1969).
- 8.- Springall, Rolando. "Drenaje en cuencas grandes", Instituto de Ingeniería, UNAM. (Publicación 146, septiembre 1967).

- 9.- Springall, Rolando. "Análisis estadístico y probabilístico de datos hidrológicos", Capítulo 8. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 10.- Moreno López, J. M., "Análisis y sistematización de métodos para determinar avenidas de diseño para vertedores de presas grandes", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México (1985).
- 11.- Pereyra D. Palma; Hernández B. E., "Análisis estadístico y probabilístico de la precipitación en Xalapa, Ver.", Universidad Veracruzana.
- 12.- Hinojosa Martínez, J. A., "Operación de una presa". Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México (1982).
- 13.- Reyes Guzmán, M. Y., "Diferentes métodos para obtener la avenida de diseño de la obra de excedencias de una presa", Tesis de licenciatura, Universidad Veracruzana (1982).
- 14.- Secretaría de Recursos Hidráulicos, "Instructivo para la operación de estaciones climatológicas", México, (1952).
- 15.- Linsley, R. K., Kolher, M. A. y Paulus, J. L. H. "Hidrología para ingenieros", McGraw Hill, México (1984).
- 16.- Campos Aranda, D. F., "Manual para la estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas", S. L. P. (1982).
- 17.- Bureau of Reclamation, U. S., "Diseño de presas pequeñas", editorial C. E. C. S. A. (1974).
- 18.- Spiegel, M. R., "Probabilidad y estadística", McGraw Hill, México (1979).
- 19.- Revista de Ingeniería Hidráulica en México. "Hidrología ciencia de la tierra", Comisión Nacional del Agua. Morelos, México (1990).