

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



UNA SOLUCION HIDROLOGICA AL PROBLEMA DE UNA CUENCA NO INSTRUMENTADA.

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
MA. TERESA VAZQUEZ CONDE

MEXICO, D. F.,

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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

CAPITULO 1	INTRODUCCION	1
1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivo de la tesis.	5
1.3	Motivo de la tesis	6
1.4	Desarrollo de la tesis	7
CAPITULO 2	DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS	8
2.1	Aspectos generales	8
2.2	Condiciones topográficas	10
2.2.1	Area de la cuenca	10
2.2.2	Pendiente de la cuenca	10
2.2.3	Elevación de la cuenca	14
2.3	Red de drenaje	15
2.3.1	Orden de las corrientes	15
2.3.2	Longitud de tributarios	16
2.3.3	Densidad de corriente	17
2.3.4	Densidad de drenaje	17
2.4	Cauce principal	18
2.4.1	Pendiente real del cauce	19
2.4.2	Pendiente compensada del cauce	19
2.4.3	Pendiente media del cauce	20
CAPITULO 3	ANALISIS DE LA CUENCA INSTRUMENTADA	24
3.1	Cálculo de la precipitación media	24
3.1.1	Método aritmético	25
3.1.2	Método de Thiessen	25
3.1.3	Método de las isoyetas	26
3.2	Cálculo del hietograma medio	27

3.2.1	Pluviogramas	28
3.2.2	Curva masa	29
3.2.3	Curva masa media y ajustada	30
3.3	Determinación de hidrogramas	31
3.3.1	Aforo de corrientes	32
3.3.2	Análisis de hidrogramas	44
3.3.3	Índice de infiltración media	50
3.3.4	Método de los números de escurrimiento ...	53
3.4	Modelo lluvia-escurrimiento	55
3.4.1	Métodos empíricos	56
3.4.2	Métodos estadísticos	61
3.4.3	Métodos basados en el hidrograma unitario.	64
3.4.4	Curvas $i - d - T$	84
CAPITULO 4	ANÁLISIS DE LA CUENCA NO INSTRUMENTADA	85
4.1	Obtención de la lluvia de diseño	86
4.2	Transposición del modelo lluvia-escurrimiento ..	91
4.3	Cálculo de la avenida de diseño	94
CAPITULO 5	CONCLUSIONES	98
	BIBLIOGRAFIA	102

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES.

Desde los orígenes de la humanidad, el agua ha sido un factor predominante en todos los aspectos. Las primeras civilizaciones se dieron donde había agua, la cual se convirtió en una incitación al ingenio del hombre.

El primer proyecto hidráulico se encuentra perdido en la bruma de la prehistoria. Quizas algún hombre prehistórico descubrió que una pila de rocas colocadas a través de una corriente elevaba el nivel del agua lo suficiente para inundar la tierra que era la fuente de su alimentación de plantas silvestres y en esta forma suministraba agua durante una sequía.

Los egipcios inventaron un calendario de 365 días como resultado de los desbordamientos anuales del Nilo y los babilonios tenían reglamentos para el uso del agua. Hoy, como siempre, el agua domina al hombre y su presencia sigue actuando en el desarrollo de las ciudades.

Sea cual fuere la historia primitiva de la hidráulica, existe abundante evidencia para demostrar que los constructores comprendían poco de hidrología, ejemplo más antiguo de ello es la presa construida en Egipto entre los años 2700 y 2500 a.c., mediante el aprovechamiento de un cauce seco. Su tamaño era impresionante: 113 metros de largo en la parte superior, 82 de ancho y 11 de alto; sin embargo, el constructor subestimó la fuerza del agua que chocaría contra la cortina porque después de

dos fuertes lluvias ésta fué arrasada. Otro ejemplo se dá en nuestra república, en Tehuacán Puebla, donde se apreciá la construcción de una represa prehispánica cuyas dimensiones son mayores a las de la presa de Egipto: 400 metros de largo, 125 de ancho y 25 de altura, y que tuvo los mismos problemas debido a los pocos conocimientos de hidrología.

Las fases iniciales de la hidrología se vinculan, por una parte, a las primeras obras de ingeniería de la antigüedad que servían para abastecer de agua a las ciudades o para regar y por otra parte, a los intentos de eminentes eruditos por comprender el medio físico que rodea al hombre.

Entre los conceptos básicos de la hidrología, el ciclo hidrológico puede considerarse fundamental. Por evidente que este ciclo pueda parecer hoy, hubo de transcurrir mucho tiempo para que se lograra comprender su mecanismo, y ni siquiera los intelectos más brillantes del Renacimiento pudieron evitar algunas hipótesis falsas.

Documentos escritos por los antiguos griegos y romanos indican que éstos aceptaban que los océanos fuesen la fuente final de toda el agua pero no podían imaginar que la cantidad de precipitación es igual o mayor que la cantidad de agua que escurre por la superficie terrestre.

Típico de las ideas de la época era la concepción de que el agua de los océanos se movía subterráneamente hasta la base de las montañas. Allí se desalinizaba en forma natural y ascendía en forma de vapor a través de conductos hasta la cumbre de las montañas donde se condensaba y escapaba en el nacimiento de las corrientes. Marcos Vitruvio Pollio (100 a.c., aprox.) parece

haber sido el primero en reconocer el papel jugado por la precipitación tal como lo aceptamos en la actualidad.

Leonardo da Vinci (1452 - 1519) fue el segundo en sugerir una concepción moderna del ciclo hidrológico, pero sólo Pierre Perrault (1608 - 1680) comparó medidas de lluvia con la descarga estimada en el río Sena, demostrando que el agua que corre por la superficie terrestre era cerca de la sexta parte de las precipitaciones y nevadas. Esta demostración junto con evaluaciones cuantitativas fueron publicadas en el libro " De l'origine des fontaines " en 1674, abriendo así el camino para el reconocimiento universal del ciclo hidrológico en su interpretación moderna siendo éste el principio de la hidrología científica.

Si bien se puede aceptar que hacia fines del siglo XVII ya existían casi todos los elementos necesarios para fundar la hidrología, no se reconocía a ésta como ciencia específica y sólo se llegó a ese reconocimiento a medida que se fue revolucionando en el transcurso de los tres siglos siguientes, siendo hasta el siglo pasado que alcanzó un reconocimiento definitivo como disciplina.

La gran expansión de la actividad en control de inundaciones, irrigación, conservación de suelos y otros campos relacionados, que comenzó alrededor de 1930, originó el primer impulso real hacia la investigación organizada en hidrología, ya que la necesidad de datos más precisos para el diseño de estas obras se hizo más evidente. La mayoría de los conceptos actuales de la hidrología datan desde esta fecha.

En cuanto a los métodos para evaluar algunos conceptos básicos de la hidrología tales como la precipitación,

evaporación, etc. se han hecho algunos intentos a lo largo de la historia. Como pueden citarse, además de las mediciones hechas por Pierre Perrault, las realizadas por el astrónomo inglés Halley (1656 - 1742) quien midió la precipitación con un pequeño recipiente y estimó la evaporación del mar Mediterráneo a partir de esos datos.

La precipitación fue medida en la India desde el siglo IV a. c., no así el desarrollo de métodos adecuados para medir el agua que corre sobre la superficie terrestre, siendo Frontino, quien fue comisionado hidráulico de Roma en el año 97 de nuestra era quien basó los primeros estimativos de flujo en el área de secciones transversales, sin tener en consideración la velocidad de éste.

En los Estados Unidos las medidas organizadas de precipitación se iniciaron en 1819 auspiciados por el ejercito; fueron transferidas al Signal Corps en 1870 y finalmente en 1891 fueron encargadas al organismo llamado U.S. Weather Bureau, el cual cambió su nombre por el de National Weather Service, a partir de 1970.

En el río Mississippi se llevaron a cabo medidas aisladas de escurrimiento superficial a partir de 1846 pero sólo comenzó un programa sistemático en 1888 cuando el U.S. Geological Survey se hizo cargo de esta labor.

1.2 OBJETIVO DE LA TESIS.

El objetivo de la tesis es obtener la avenida de diseño de una cuenca no instrumentada a partir de un modelo lluvia-escorrentamiento valuado en una cuenca instrumentada.

1.3 MOTIVO DE LA TESIS.

Dado que la ingeniería hidráulica es una rama de la ingeniería civil de gran importancia, la hidrología que es inherente a los problemas hidráulicos no deja de ser menos importante.

Considero que un buen análisis hidrológico nos lleva a un buen aprovechamiento de los recursos hidráulicos y del diseño de obras de defensa dando lugar al bienestar, tranquilidad y seguridad de la sociedad. La hidrología es el primer paso fundamental en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos, trabaja con fenómenos naturales, los cuales no se prestan a los análisis rigurosos de la mecánica, por lo que hay gran variedad de métodos.

Por estas razones la hidrología se vuelve más interesante para mí, y con las mismas palabras que escribiera el destacado Doctor Nabor Carrillo, describiendo la mecánica de suelos y aplicándolas en lo personal a la hidrología ya que es una disciplina poco metódica y nada conformista; pienso que representa un reto intelectual, amplio criterio, un ejercicio de la imaginación y de la inteligencia, de la prudencia y del sentido de la observación.

1.4 DESARROLLO DE LA TESIS.

Los trabajos a desarrollar en cada capítulo son :

CAPITULO 2 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS.

Se obtiene como datos en ambas cuencas el área, la pendiente, la elevación y la red de drenaje en cada cuenca, así como su respectiva pendiente del cauce principal.

CAPITULO 3 ANALISIS DE LA CUENCA INSTRUMENTADA.

Se analizan los hidrogramas y las lluvias que los produjeron determinando con ello un modelo lluvia - escurrimiento.

CAPITULO 4 ANALISIS DE LA CUENCA NO INSTRUMENTADA.

En este capítulo se obtiene la lluvia de diseño para la cuenca no instrumentada y se aplica el modelo lluvia - escurrimiento descrito en el capítulo anterior para finalmente calcular la avenida de diseño.

CAPITULO 5 CONCLUSIONES.

Se dan recomendaciones y comentarios resultantes del estudio.

CAPITULO 2

DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS FISOGRAFICAS

2.1 ASPECTOS GENERALES.

Es importante conocer algunos aspectos generales que son bien sabidos en hidrología. El presente capítulo a conocer cuales son éstos.

Inicialmente se obtienen las características fisiográficas de ambas cuencas para la solución del problema, ya que son los datos necesarios para poder llevar a cabo el desarrollo de los métodos que se utilizarán más adelante. Lo cual da una idea más clara sobre las condiciones topográficas, de drenaje y del cauce principal en la cuenca.

Se comenzará por definir el concepto de cuenca y algunas de sus características generales, posteriormente serán tratadas cada una de las condiciones fisiográficas con detalle.

"La cuenca de drenaje de una corriente es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios". (1)

"La cuenca de drenaje de una corriente está limitada por su parteaguas que es una línea imaginaria que limita y divide a las cuencas entre sí y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corrientes fluye hacia el punto de salida de la cuenca. Está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida". (1)

Existen dos tipos de cuencas dependiendo de su tamaño :

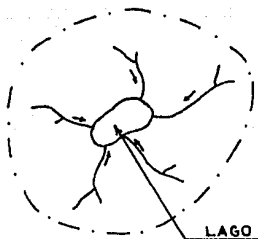
Las cuencas pequeñas son aquellas cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad, corta duración y donde predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce. Para fines prácticos Chow considera que si el área de la cuenca es menor o igual de 250 km^2 , es una cuenca pequeña.

Por otro lado, se define como cuenca grande, aquella en la cual el efecto de almacenaje del cauce es muy importante.

Desde el punto de vista de su salida existen fundamentalmente dos tipos de cuencas:

- a) Endorréicas.- donde el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago (fig.2.1.a.).
- b) Exorréicas.- donde el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar (fig.2.1.b.).

a)



b)

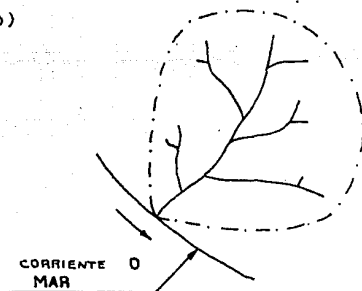


fig. 2.1

Las cuencas pueden estar instrumentadas o no instrumentadas. Una cuenca instrumentada es la que cuenta con estaciones hidrométricas y aquella que no tiene estaciones hidrométricas es una cuenca no instrumentada.

2.2 CONDICIONES TOPOGRAFICAS.

La importancia de valorar estas condiciones radica en que da una idea clara de las características superficiales de la cuenca como son el área, pendiente y elevación de la cuenca para así saber cual es la respuesta de la cuenca ante una precipitación, su tipo de escurrimiento, etc.

2.2.1 AREA DE LA CUENCA.

Es el área en proyección horizontal encerrada por el parteaguas. Generalmente se determina con un planímetro y se expresa en [km²] o si son áreas pequeñas en [ha].

2.2.2 PENDIENTE DE LA CUENCA. Sc .

Es aquel plano tangente a la superficie de la cuenca proyectado desde un plano horizontal imaginario. Indica cual es su inclinación media con respecto a un eje horizontal.

Existen diversos criterios para valorar la pendiente de la cuenca, de los cuales se mencionan tres en el presente trabajo.

a) Criterio de Alvord.

La pendiente de la cuenca será el promedio pesado de la pendiente de cada faja definida por las líneas medias que pasan entre las curvas de nivel, en relación con su área.

Analizando la faja definida por las líneas medias que pasan entre las curvas de nivel, se tiene que para una de ellas la pendiente de su área tributaria es:

$$S_1 = \frac{D}{W_1}$$

Donde:

D es el desnivel entre las líneas medias o curvas de nivel.

S₁ es la pendiente media de la faja referente a esa curva de nivel.

W₁ es el ancho de la faja, que es igual a :

$$W_1 = \frac{a_1}{l_1}$$

Donde:

a₁ es el área de la faja.

l₁ es la longitud de la curva de nivel.

por lo que la pendiente promedio de la cuenca será:

$$S = \frac{Dl_1}{a_1} \frac{a_1}{A} + \frac{Dl_2}{a_2} \frac{a_2}{A} + \dots + \frac{Dl_n}{a_n} \frac{a_n}{A}$$

ordenando:

$$S = \frac{D}{A} (l_1 + l_2 + \dots + l_n)$$

por lo que :

$$S_c = \frac{DL}{A} \dots \dots \dots 2.1$$

Donde:

A es el área de la cuenca, en [km²].

D es el desnivel constante entre curvas de nivel, en [km].

L es la longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, en [km].

Sc es la pendiente de la cuenca.

b) Criterio de Horton.

Se traza una malla de cuadrados sobre el plano del área de la cuenca en estudio, la cual conviene orientar en el sentido de la corriente principal. Después, se mide la longitud de cada línea de la malla comprendida dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel. La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se valúa como:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad \text{y} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

Donde:

- D es el desnivel constante entre curvas de nivel.
- L_x es la longitud total de las líneas de la malla en la dirección "x", comprendidas dentro de la cuenca.
- L_y es la longitud total de las líneas de la malla en la dirección "y", comprendidas dentro de la cuenca.
- N_x es el número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección "x", con las curvas de nivel.
- N_y es el número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección "y", con las curvas de nivel.
- S_x es la pendiente de la cuenca en la dirección "x".
- S_y es la pendiente de la cuenca en la dirección "y".

Finalmente la pendiente de la curva media puede determinarse como:

$$S_c = \frac{N D}{L} \quad \dots\dots\dots 2.2$$

Donde:

$$L = L_x + L_y$$

$$N = N_x + N_y$$

c) Criterio de Nash

Se requiere trazar una malla de cuadros sobre el plano topográfico de la cuenca, con por lo menos 100 intersecciones dentro de la cuenca. Después, se calcula la pendiente en cada nudo o intersección.

$$S_i = \frac{\text{Desn}}{L_i} \dots\dots\dots 2.3$$

Donde:

S_i es la pendiente en cada nudo.

Desn es el desnivel entre curvas de nivel.

L_i es la distancia mínima entre curvas de nivel que pasa por el nudo de análisis.

Cuando un nudo o intersección ocurre en un punto entre dos curvas del mismo valor, la pendiente se considera nula y ese punto no se toma en cuenta para el cálculo de la media.

Finalmente la pendiente media se calcula como :

$$S_c = \frac{\sum S_i}{n} \dots\dots\dots 2.4$$

Donde:

n es el número de intersecciones o nudos de la malla. Si el nudo existe entre dos curvas de un mismo nivel, la pendiente se considera nula.

Al emplear este criterio es posible contruir una gráfica de distribución de frecuencias de las pendientes medias en cada punto, mostrándose así la distribución total de la pendiente de la cuenca. Al hacer ésta distribución en papel semilogarítmico, se tendrán en el lado logarítmico la pendiente de la superficie y en el otro, el porcentaje de área como pendiente igual o mayor que el valor indicado.

2.2.3 ELEVACION DE UNA CUENCA. Ec .

El mapa topográfico de la cuenca se divide en cuadrados de igual tamaño, considerando que por lo menos 100 intersecciones estén comprendidas dentro de la cuenca. La elevación media de la cuenca se calcula como el promedio de las elevaciones de todas las intersecciones.

$$Ec = \frac{\sum Ei}{n} \dots\dots\dots 2.5$$

Muchas veces conviene calcular en una cuenca la gráfica de distribuciones área - elevaciones . La curva área - elevación se puede considerar como el perfil de la cuenca y su pendiente media (en metros por kilometro cuadrado) es de uso estadístico en comparación de cuencas. Los porcentajes de área son una distribución de frecuencias de las elevaciones medias en cada punto.

La elevación media, así como la pendiente media de la cuenca pueden calcularse de la curva elevación y la curva pendiente respectivamente , correspondiente al 50 % del área.

2.3 RED DE DRENAJE

Las características de una red de drenaje pueden describirse principalmente de acuerdo con el orden de las corrientes, longitud de tributarios, densidad de corriente y densidad de drenaje.

La importancia de estas características radica en que se manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante y además proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

2.3.1 ORDEN DE LAS CORRIENTES

Antes de definir este concepto, es conveniente conocer bajo que puntos de vista se clasifican las corrientes.

1) Por el tiempo en que transportan agua :

Corriente efímera .- es aquella que sólo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después.

Corriente intermitente .- es aquella que lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época de lluvias; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

Corriente perenne .- contiene agua todo el tiempo, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

2) Por su posición topográfica o edad geológica :

De acuerdo con esta clasificación, los ríos pueden ser de montaña o juveniles, de transición o maduros o bien de planicie o viejos (fig. 2.2).

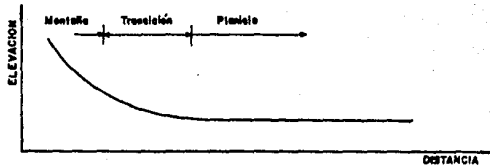


fig. 2.2

El orden de las corrientes es una característica geomorfológica de la cuenca y proporciona el grado de bifurcación dentro de ésta.

Las corrientes de orden uno son aquellas que no tienen ningún tributario, las de orden dos son las que sólo tienen tributarios de orden uno, las de orden tres son aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos..... las de orden $N + 1$ son aquellas que tienen N o más tributarios de orden N .

Para hacer esta clasificación se requiere de un plano de la cuenca que incluya tanto corrientes perennes como intermitentes.

2.3.2 LONGITUD DE TRIBUTARIOS

La longitud de las corrientes, en general, se mide a lo largo del eje del valle y no se toman en cuenta sus meandros. La longitud que se mide consiste en una serie de segmentos lineales trazados lo más próximo posible a las trayectorias de los cauces de las corrientes.

La longitud de tributarios es una indicación de la pendiente de la cuenca, así como el grado de drenaje. Las áreas

escarpadas y bien drenadas usualmente tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en regiones planas, donde los suelos son profundos y permeables se tienen tributarios largos, que generalmente son corrientes perennes.

2.3.3 DENSIDAD DE CORRIENTE

Es la relación entre el número de corrientes y el área drenada.

$$Dc = \frac{N}{A} \dots\dots\dots 2.6$$

Donde:

N es el número de corrientes de la cuenca.

A es el área total de la cuenca, en [km²].

Dc es la densidad de corriente.

Para determinar el número de corrientes sólo se consideran las corrientes perennes e intermitentes. La corriente principal se cuenta como una desde su nacimiento hasta su desembocadura. Después se tendrán todos los tributarios de orden inferior, desde su nacimiento hasta la unión con la corriente principal y así sucesivamente hasta llegar a los tributarios de orden uno.

2.3.4 DENSIDAD DE DRENAJE.

Se expresa como la longitud de las corrientes por unidad de área.

$$Dd = \frac{L}{A} \dots\dots\dots 2.7$$

Donde:

- A es el área total de la cuenca, en $[\text{km}^2]$.
- L es la longitud total de las corrientes perennes e intermitentes en la cuenca, en $[\text{km}]$.
- Dd es la densidad de drenaje.

2.4 CAUCE PRINCIPAL.

El cauce principal de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma. Se aplica solamente a cuencas exorréicas. Las demás corrientes de una cuenca exorréica se denominan corrientes tributarias (fig.2.3).

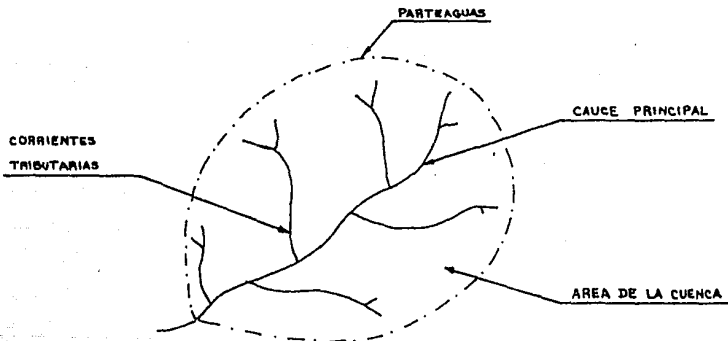


fig. 2.3

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que esta pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media, para lo cual existen varios métodos, de los cuales se mencionarán tres en el presente trabajo.

2.4.1 PENDIENTE REAL DEL CAUCE.

Es el desnivel entre los extremos del tramo dividido, por la longitud horizontal de dicho tramo (fig.2.4).

$$S = \frac{E_i - E_s}{L} = \frac{\Delta E}{L} \dots\dots\dots 2.8$$

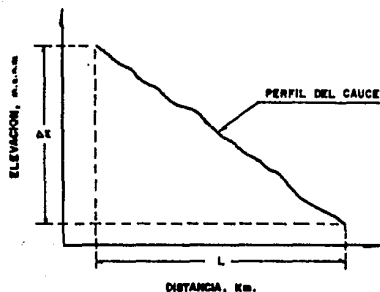


fig. 2.4

Esta definición se aproxima más a la pendiente real del cauce conforme disminuye la longitud del tramo por analizar.

2.4.2 PENDIENTE COMPENSADA DEL CAUCE.

Se acepta como la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final del tramo por estudiar aguas abajo de la corriente y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella como en su parte superior, respecto al perfil del cauce (fig.2.5).

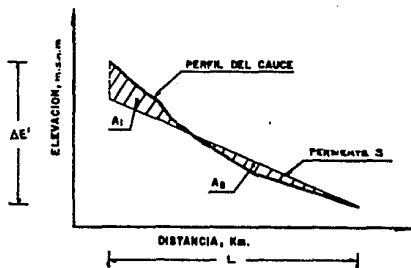


fig. 2.5

2.4.1 PENDIENTE REAL DEL CAUCE.

Es el desnivel entre los extremos del tramo dividido, por la longitud horizontal de dicho tramo (fig.2.4).

$$S = \frac{E_i - E_s}{L} = \frac{\Delta E}{L} \dots\dots\dots 2.8$$

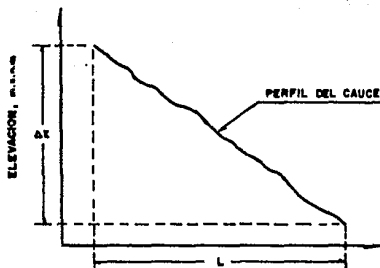


fig. 2.4

Esta definición se aproxima más a la pendiente real del cauce conforme disminuye la longitud del tramo por analizar.

2.4.2 PENDIENTE COMPENSADA DEL CAUCE.

Se acepta como la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final del tramo por estudiar aguas abajo de la corriente y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella como en su parte superior, respecto al perfil del cauce (fig.2.5).

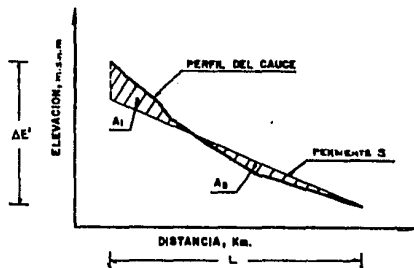


fig. 2.5

Cuando $A_1 = A_2$:

$$S = \frac{\Delta E'}{L} \dots\dots\dots 2.9$$

2.4.3 PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE.

Taylor y Schwarz proponen calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tuviera la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión.

Flujo permanente : $\frac{dy}{dt} = 0$; $\frac{dv}{dt} = 0$

Flujo uniforme : $\frac{dy}{dx} = 0$; $\frac{dv}{dx} = 0$

Si se subdivide el río en "m" tramos iguales de longitud " Δx ", se tiene que :

$$m \Delta x = L \dots\dots\dots 2.10$$

y que el tiempo de recorrido " t_i " por tramo "i" es :

$$t_i = \frac{\Delta x}{V_i} \dots\dots\dots 2.11$$

Donde:

V_i es la velocidad media del tramo.

$$V_i = C_i \sqrt{R_{hi} S_i} \dots\dots\dots 2.12$$

Como el cauce es muy ancho, el radio hidráulico " R_{hi} " puede sustituirse por el tirante de la sección, por lo que

la ecuación 2.12 puede escribirse como:

$$V_i = C \sqrt{y} \sqrt{S_i} = K \sqrt{S_i} \dots\dots\dots 2.13$$

Donde:

K es una constante.

S_i es la pendiente del tramo "i".

C es el coeficiente de Chezy.

Sustituyendo en la ecuación 2.11 :

$$t_i = \frac{\Delta x}{k \sqrt{S_i}}$$

$$T = \sum_{i=1}^m t_i = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{K \sqrt{S_i}} \dots\dots\dots 2.14$$

$$T = \frac{L}{K \sqrt{S}} \dots\dots\dots 2.15$$

Donde:

K es una constante.

L es la longitud total del tramo del río en estudio.

S es la pendiente media del tramo del río en estudio.

T es el tiempo total de recorrido.

Igualando las ecuaciones 2.14 y 2.15 :

$$\frac{L}{K \sqrt{S}} = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{K \sqrt{S_i}} \dots\dots\dots 2.16$$

Sustituyendo la ecuación 2.10 en la ecuación 2.16 se tiene :

$$\frac{m \Delta x}{\sqrt{S}} = \frac{\Delta x}{\sqrt{S_i}}$$

$$S = \left[\frac{1}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right] \dots\dots\dots 2.17$$

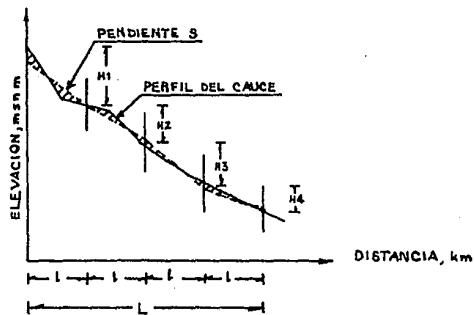
Donde:

m es el número de segmentos iguales, en los cuales se subdivide el tramo en estudio.

S es la pendiente media del tramo en estudio.

S_1, S_2, \dots, S_m es la pendiente de cada segmento.

Esta ecuación tiende a una mayor aproximación cuanto mayor sea el número de segmentos en los cuales se subdivide el tramo de río por analizar (fig.2.6).



$$S_1 = H_1/l ; S_2 = H_2/l ; \dots ; S_3 ; S_4$$

fig. 2.6

Mediante un razonamiento semejante se puede obtener para el caso en que las longitudes de los tramos no sean iguales, la siguiente fórmula:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right] \dots\dots\dots 2.18$$

Donde:

- l_m** es la longitud del segmento "m".
- L** es la longitud total del tramo en estudio.
- S** es la pendiente media del tramo en estudio.
- S_m** es la pendiente de cada segmento.

CAPITULO 3

ANALISIS DE LA CUENCA INSTRUMENTADA

Una vez obtenidas las características fisiográficas tanto de la(s) cuenca(s) instrumentada(s) como de la cuenca no instrumentada, se procede a analizarlas cada una por separado. El análisis consiste en obtener a partir de los datos recabados en el capítulo anterior, las características propias de cada cuenca como son el hidrograma de la corriente, el hietograma medio con ayuda de la precipitación media, y la determinación de la avenida máxima o de diseño la cual se obtiene a partir del modelo lluvia-escurrimiento de la cuenca. A continuación se explicará en qué consiste cada una de estas características.

3.1 CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA.

La precipitación es una componente fundamental del ciclo hidrológico, se mide en términos de la altura de lámina de lluvia y se expresa comúnmente en milímetros. En general, la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores aunque sea en sitios cercanos. Los pluviógrafos y pluviómetros registran la lluvia puntual, pero para cálculos ingenieriles se necesita conocer la precipitación media ya sea durante una tormenta, en una época del año o en un periodo determinado de tiempo para una cuenca o zona de estudio. Para determinar la precipitación media existen tres criterios.

3.1.1 METODO ARITMETICO.

Se saca el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas en un cierto tiempo en cada estación usada en el análisis.

$$\bar{hp} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n hpi \dots\dots\dots 3.1$$

Donde:

\bar{hp} es la altura de precipitación media. .

hpi es la altura de precipitación registrada en la estación "i".

n es el número de estaciones bajo análisis.

La precisión de este criterio depende de la cantidad de estaciones disponibles, de la forma como están localizadas y de la distribución de la lluvia estudiada. Es el criterio más impreciso, pero es el único que no requiere del conocimiento de la localización de las estaciones en la zona de estudio.

3.1.2 METODO DE THIESSEN.

En este criterio es necesario conocer la localización de las estaciones con pluviógrafo en la zona bajo estudio y consiste en asignar a cada estación una zona de influencia. Primero se trazan triángulos que ligan las estaciones más próximas entre sí. A continuación se trazan líneas bisectoras perpendiculares por el punto medio de cada lado de los triángulos, formando así una serie de polígonos llamados Polígonos de Thiessen. Cada uno de ellos contiene una estación y conforman su área de influencia (fig. 3.1).

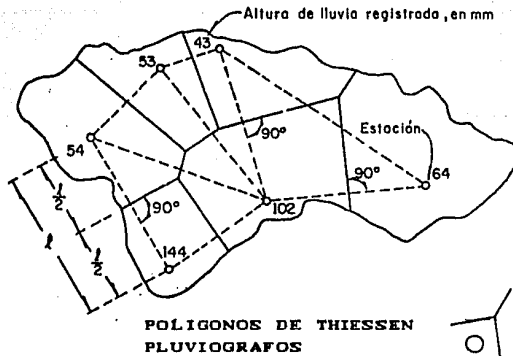


fig. 3.1

La lluvia media se calcula entonces como el promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación.

$$\overline{hp} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i \cdot hp_i \dots\dots\dots 3.2$$

Donde:

- A_i es el área de influencia de la estación "i".
- A_T es el área total de la cuenca.
- hp_i es la altura de precipitación registrada en la estación "i".
- \overline{hp} es la altura de precipitación media.
- n es el número de estaciones bajo análisis.

3.1.3 METODO DE LAS ISOYETAS.

Este método consiste en trazar con la información registrada tanto de pluviógrafos como de pluviómetros en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas Isoyetas. Este método es el más exacto, entre mayor sea el número de estaciones dentro de la zona en

estudio, mayor será la aproximación del método (fig. 3.2).

Para calcular la altura de precipitación media en una determinada zona, se usa la siguiente ecuación.

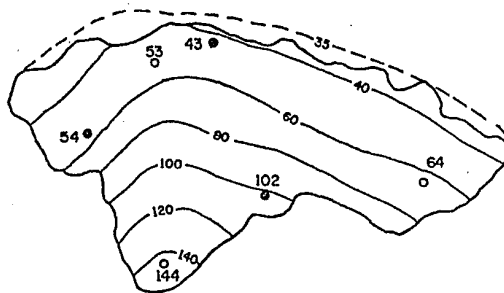
$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi} \dots \dots \dots 3.3$$

Como se puede observar, la ecuación 3.3 es similar a la ecuación 3.2 pero en este caso:

A_i corresponde al área entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca.

h_{pi} es la altura de precipitación media entre dos isoyetas.

n es el número de tramos entre isoyetas.



PLUVIOMETROS
 PLUVIIGRAFOS
 ISOYETAS

fig. 3.2

3.2 CALCULO DEL HIETOGRAMA MEDIO.

El hietograma es un diagrama de barras que indica la variación de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo previamente seleccionado (fig. 3.3).

Para construir un hietograma es necesario contar con la información obtenida de los pluviógrafos deduciendo así la curva masa de precipitación con la cual es posible dibujar el hietograma de alguna tormenta.

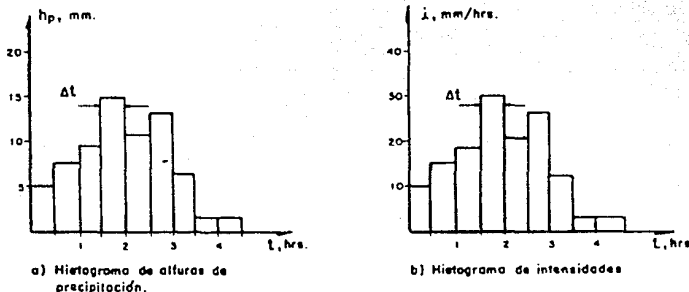


fig. 3.3

3.2.1 PLUVIOGRAMAS.

Un pluviograma es el registro que se obtiene de un pluviógrafo.

El pluviógrafo al igual que el pluviómetro son los aparatos más usuales en México para medir la precipitación. Los pluviógrafos son de forma cilíndrica con un embudo receptor en la entrada y una probeta para producir un registro continuo de la precipitación, esta probeta está conectada a un tambor que gira a velocidad constante sobre el que se coloca un papel graduado especialmente, montado en un sistema reloj.

En el recipiente se pone un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla que marca las alturas de precipitación en el papel. El recipiente normalmente tiene una capacidad de 10 mm de lluvia y al alcanzarse esta capacidad, se vacía automáticamente mediante un sifón.

Un pluviograma normalmente es como a continuación se indica (fig.3.4).



fig. 3.4

3.2.2 CURVA MASA.

La curva masa de precipitación es la gráfica de precipitación acumulada contra el tiempo; es como el pluviograma, pero sin los descensos registrados.

Esta curva es no decreciente y su pendiente en cualquier tiempo es igual a la intensidad de lluvia (altura de lluvia por unidad de tiempo) en ese instante (fig. 3.5).

La intensidad de lluvia se define como:

$$i = \frac{hp}{d} \dots\dots\dots 3.4$$

Donde:

- i es la intensidad de lluvia en [mm/hr].
- hp es la altura de precipitación.
- d es la duración de la tormenta.

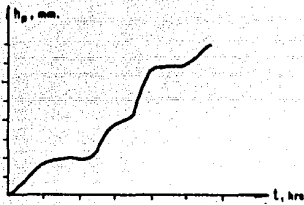


fig. 3.5

El hietograma se construye dividiendo el tiempo de duración de la tormenta en "n" intervalos (pudiendo ser éstos iguales o no entre sí) y midiendo la altura de lluvia que se tuvo en cada uno de ellos.

Es de suma importancia la proporción que se da al intervalo seleccionado en el hietograma. Un valor " Δt " demasiado grande podría proporcionar poca información, en cambio, un " Δt " pequeño podría tender a la misma curva masa.

3.2.3 CURVA MASA MEDIA Y AJUSTADA.

La curva masa media se determina cuando se requiere conocer la variación en el tiempo de la precipitación media en la cuenca.

Se obtiene aplicando el método de Thiessen a las alturas de precipitación acumuladas en cada estación para diferentes tiempos.

Dado que la construcción de la curva masa media es en base a la información obtenida de los pluviógrafos; es necesario integrar los registros de los pluviómetros a ésta, de manera que la información obtenida pueda ser más exacta y real. Esta integración se logra por medio de un ajuste el cual consiste en multiplicar cada ordenada de la curva masa media por un factor

de ajuste "fa", el cual es el resultado de la división que a continuación se indica.

$$fa = \frac{\overline{hpis}}{hpo} \dots\dots\dots 3.5$$

Donde:

\overline{hpis} es la precipitación media calculada por el método de las isoyetas.

\overline{hpo} es la precipitación media calculada por el método de los polígonos de Thiessen.

Así, multiplicando la curva masa media por el factor de ajuste es posible construir tanto la curva masa media ajustada, como el hietograma medio de la cuenca.

3.3 DETERMINACION DE HIDROGRAMAS.

Además del cálculo del hietograma medio, se obtienen otros parámetros que ayudan a obtener un concepto claro del comportamiento hidrológico de la cuenca, tales parámetros son los hidrogramas, el índice de infiltración media y el método de los números de escurrimiento.

"El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de sus variaciones de flujo, arregladas en orden cronológico"(1). El flujo se expresa en gasto y se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo.

El gasto requerido para el hidrograma es aquel que pasa de manera continua durante todo el año por una determinada sección transversal del río.

3.3.1 AFORO DE CORRIENTES.

Aforar una corriente significa determinar el gasto por unidad de tiempo que pasa por una sección dada de ella.

La manera de aforar una corriente depende del tipo de corriente y del equipo de medición con que se cuente.

Existen tres métodos para aforar una corriente y son los que comúnmente se utilizan en México.

a) Sección de control.

La sección de control en una corriente "es aquella en la que existe una relación única entre el tirante y el gasto"

(2). Además, la energía específica del escurrimiento en ese instante es mínima.

La energía específica está relacionada con el tirante crítico y es igual a la suma del tirante en la sección de control y de su carga de velocidad.

Los tipos de secciones de control más comunes para aforar son los que producen un tirante crítico y los vertedores. El tirante crítico se puede formar elevando el fondo del cauce, estrechándolo o con una combinación de las dos técnicas.

Al elevar el fondo del cauce, el gasto puede calcularse usando la fórmula de vertedores de pared gruesa:

$$Q = 1.7BH^{3/2} \dots\dots\dots 3.6$$

Donde:

B es el ancho del cauce, en [m].

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

Q es el gasto, en [m³/s].

Para que la ecuación 3.6 sea confiable, se necesita que el dispositivo de control tenga un buen funcionamiento de tal manera que (fig. 3.6):

$$3 < \frac{L}{H} < 4$$

$$o < 0.8 H$$

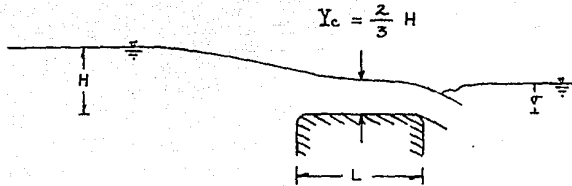


fig. 3.6

Cuando se utilizan los vertedores para aforar, se les llama secciones de control artificiales; en cambio, si se permite disponer de la topografía del cauce, se les llama secciones de control natural.

En el primer caso, los vertedores pueden ser de pared delgada o gruesa. Para obtener el gasto que pasa por un vertedor de pared gruesa de sección rectangular se aplica la ecuación 3.6 o bien la siguiente ecuación:

$$Q = CLH^{3/2} \dots\dots\dots 3.7$$

Donde:

- C es el coeficiente de carga.
- H es la carga sobre la cresta vertedora, en [m].
- L es la longitud de la cresta vertedora, en [m].
- Q es el gasto, en [m³/s].

La desventaja de utilizar este tipo de estructuras es que si la corriente transporta material sólido, la sección tenderá a obstruirse originando un remanso aguas arriba de ésta y produciendo fluctuaciones en el coeficiente de descarga, así como problemas de mantenimiento.

Los vertedores de pared delgada se usan para aforar pequeñas corrientes o canales de riego, los más recomendables son el triangular con ángulo de 90° para gastos pequeños de $0.50 \text{ m}^3/\text{s}$ y el rectangular para gastos mayores.

Una sección de control natural se presenta cuando se puede disponer de la topografía del canal provocando la formación de un tirante crítico logrando una caída libre. El tirante medido justo en la caída es el utilizado para calcular el gasto (fig. 3.7).

$$Q = 1.65 B y [gy]^{1/2} \dots\dots\dots 3.8$$

Donde:

- y es el tirante medido justo en la caída, en [m].
- g es la aceleración de la gravedad, en $[m/s^2]$.
- B es el ancho del cauce, en [m].
- Q es el gasto, en $[m^3/s]$.

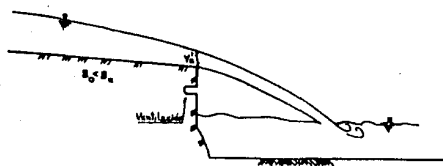


fig. 3.7

En resumen, este método es el más preciso para aforar pero es el más costoso y se puede usar sólo cuando los gastos no son muy altos. Este método es adecuado en ríos pequeños, cauces artificiales o cuencas experimentales.

b) Relación sección-pendiente.

Este método permite conocer el gasto por medio de la fórmula de Manning. Para su aplicación se requiere contar con las características topográficas del tramo del río donde se quiere aforar y los niveles de agua en las secciones trasversales en el inicio y terminación del tramo (fig 3.8). El tramo del río debe ser lo más uniforme posible, para no tener secciones de control dentro de él. Según la fórmula de Manning la velocidad es igual a:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots 3.9$$

Donde:

- n es el coeficiente de rugosidad de Manning.
- R es el radio hidráulico, en [m].
- S es la pendiente del gradiente de energía.
- V es la velocidad media, en [m/s].

Además, conociendo la ecuación de continuidad:

$$Q = VA \dots\dots\dots 3.10$$

Donde:

- Q es el gasto que pasa por la sección, en [m³/s]
- V es la velocidad medida de la corriente en dicha sección, en [m/s].
- A es el área hidráulica de la sección transversal de una corriente, en [m²].

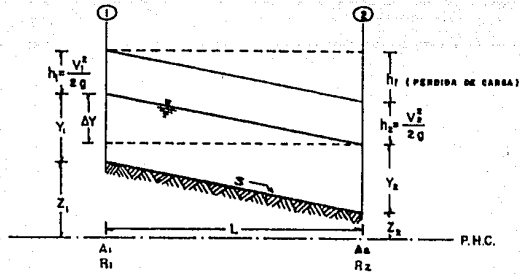


fig. 3.8

Se puede obtener la siguiente fórmula:

(substituyendo la ecuación 3.9 en la ecuación 3.10).

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots 3.11$$

Donde el cálculo de los elementos de esta ecuación se pueden determinar como sigue:

$$A = \frac{A_1 + A_2}{2} \quad , \quad R = \frac{R_1 + R_2}{2}$$

$$S = \frac{h_f}{L} \quad \text{por lo que:} \quad h_f = z + hv + ht$$

Siendo:

- ht es la pérdida por turbulencia, en [m].
- hv es la pérdida de carga de velocidad, en [m].
- z es el desnivel en las secciones 1 y 2, en [m].
- L es la longitud horizontal entre las secciones 1 y 2, en [m].

Las pérdidas h_v y h_t podrán despreciarse sólo si las velocidades en las secciones 1 y 2 son muy parecidas.

Por lo que la ecuación de la pendiente podrá quedar como:

$$S = \frac{z}{L}$$

Este criterio es muy sencillo, y es ideal para completar registros de gastos en una estación hidrométrica, ya que en este caso se dispone de suficientes datos para valuar con bastante precisión el coeficiente de rugosidad de Manning. Este método supone un régimen establecido, situación que no ocurre cuando se tiene una avenida, que generalmente es el caso de mayor interés.

La mayor aplicación de este método consiste en que con sólo conocer las marcas del nivel máximo del agua en las márgenes del río en un tramo determinado, su rugosidad y topografía, es posible obtener el gasto máximo, o gasto de pico de una avenida.

c) Relación sección-velocidad.

Este método es el más usado en México para aforar corrientes en ríos y se basa en la ecuación de continuidad (ecuación 3.10). Dado que esta ecuación involucra a la velocidad y área, es necesario obtener estos valores en una cierta sección del río para poder conocer su gasto.

Si se determina el perfil de la sección de aforos, al conocer la elevación del agua se obtiene el área hidráulica. De esta manera, basta con medir la elevación y velocidad en una sección hidrométrica para obtener el gasto que pasa por esa sección.

Para que en una estación de aforos se puedan tomar mediciones que conlleven a la relación sección-velocidad, es necesario que esté compuesta de tres partes que son:

c.1) Sección de control.

Es una sección transversal o tramo del cauce del río que permite determinar la velocidad, elevación y gasto en ese instante.

La sección de control es la más importante dentro de la estación de aforos y para su localización se requiere de un cuidadoso estudio del tramo del río donde se vaya a instalar ésta última. El mayor control es aquel donde la sección casi no varía y que sirve para todas las elevaciones del río.

c.2) Medición de elevaciones.

"La elevación de la superficie del agua en una corriente se define como la altura de dicha superficie referida a una cota arbitraria, que en algunos casos es el nivel del mar, o bien, un nivel inferior al fondo del cauce del río o su nivel en época de estiaje"(1).

La elevación puede ser medida por medio de aparatos manuales o automáticos.

El limnómetro es el nombre que en general se le da a los aparatos manuales. Existen varios tipos, pero el más usual consiste en una regla graduada que se introduce en la corriente. Dado que la información obtenida está supeditada al programa de lecturas que ejecute el operador, no es posible registrar las elevaciones máximas, lo cual es una limitación para utilizar este aparato. Sin embargo, es posible marcar con pintura soluble al agua la regla graduada y así registrar entre los intervalos de medición, la ocurrencia de alguna elevación máxima.

Otro tipo de limnómetro consiste en un peso suspendido de un cable y se utiliza cuando se tiene una estructura superior al nivel del agua, como por ejemplo un puente.

A los aparatos automáticos se les llama limnógrafos y consisten en un flotador unido a una plumilla que marca sobre un papel de registro las variaciones del nivel del agua que le transmite dicho flotador. El papel está montado sobre un tambor que gira por medio de un sistema de relojería.

Al registro de niveles contra el tiempo que se obtiene de un limnógrafo se le llama limnograma. El limnógrafo se coloca en la sección de la corriente más sensible a cambios de nivel (lo mismo sucede con el limnómetro), y está conectado a ella por medio de un tubo o zanja en la orilla del río (fig 3.9).

En general, cualquier aparato que se utilice deberá colocarse siempre aguas arriba de la sección de control y dentro de su zona de influencia. Además, deberá protegerse de la obstrucción causada por objetos arrestados por el río y colocarse en una zona donde los niveles de agua no sean alterados por efectos del viento.

c.3) Sección medidora.

La sección medidora es la sección transversal donde se valúa el gasto en una corriente. Su colocación puede encontrarse aguas arriba o abajo de la sección de control, dentro de su zona de influencia o bien en la misma sección medidora de control.

Conocida la elevación es posible obtener el área hidráulica por lo que para calcular el gasto con esta área es necesario determinar la velocidad media de la corriente.

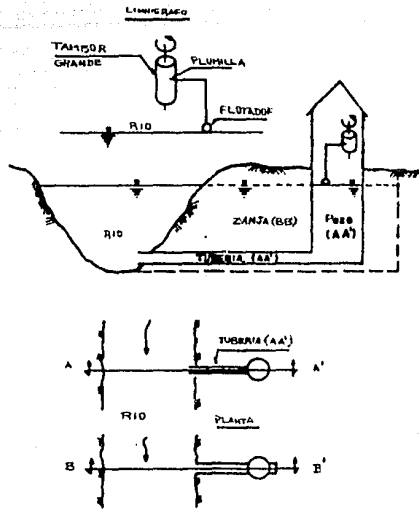


fig. 3.9

Como la velocidad de la corriente no es uniforme, se mide ésta en varios puntos de la sección transversal y su variación transversalmente a la corriente se muestra en la siguiente figura:

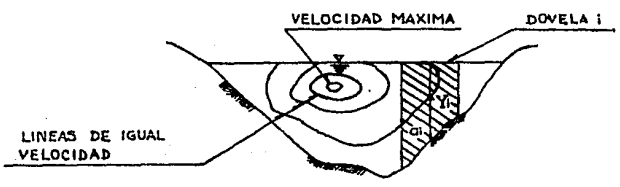


fig. 3.10

Para obtener una mejor aproximación al valorar el gasto, es necesario entonces dividir la sección transversal del cauce en franjas verticales o subsecciones llamadas dovelas, todo esto con la finalidad de definir los puntos de medición de la velocidad de la corriente (ver fig 3.10).

Estos puntos se seleccionan en base a la distribución de la velocidad considerándola como una parábola en una vertical y valuando la velocidad en esta vertical (ver fig. 3.11).

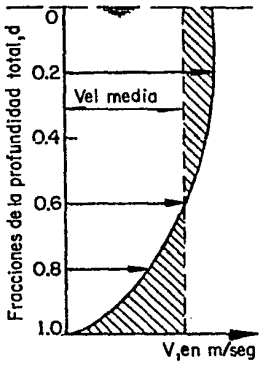


fig. 3.11

El gasto que pasa por cada dovela es:

$$q_i = a_i V_{mi} \dots\dots\dots 3.12$$

Donde:

a_i es el área de la dovela "i" (ver fig. 3.10).

V_{mi} es la velocidad media en la misma dovela (ver fig. 3.11).

La velocidad media se puede valuar como el promedio de las velocidades medias en puntos que se encuentren al 20, 60 y 80 por ciento del tirante "Y₁", medido al centro de la dovela a a partir de la superficie libre del agua. (ver fig. 3.10 y 3.11)

Quando "Y₁" es pequeño la velocidad media se calcula como la velocidad medida a una profundidad del 60 % del tirante. Cuando "Y₁" no es muy grande se consideran las velocidades medidas al 20 y 80 por ciento del tirante de la

corriente, en cambio, cuando "V_i" es muy grande la velocidad media corresponde al promedio de las velocidades medidas al 20, 60 y 80 por ciento del tirante.

El gasto total será entonces:

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i V_{mi} = \sum_{i=1}^n q_i \dots\dots\dots 3.13$$

Donde:

a_i es el área de la faja vertical, en [m²].

V_{mi} es la velocidad media en la misma faja vertical, en [m/s].

Q es el gasto instantáneo que pasa por la sección de afloras en el momento de efectuar las mediciones, en [m³/s].

q_i es el gasto que pasa por cada dovela, en [m³/s]

n es el número de fajas verticales o dovelas.

La velocidad de la corriente se mide a través de un aparato llamado molinete y está formado de una hélice o rueda de aspas o de copas que gira sobre un eje montado en un dispositivo de suspensión accionado por la corriente, transmitiendo el movimiento a un sistema registrador que nos permite saber el número de revoluciones por minuto o por segundo con que gira la hélice. La relación entre la velocidad angular y la velocidad del agua se conoce usando una fórmula de calibración que se determina con anterioridad en el laboratorio para cada aparato en particular.

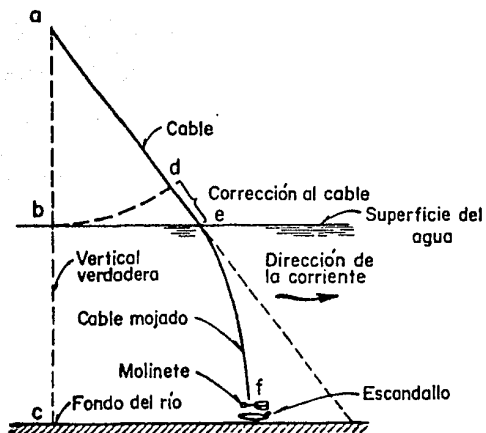
Para que el molinete llegue a la profundidad deseada, se fija a éste un peso hecho de plomo y con forma hidrodinámica llamado escandallo (ver fig. 3.12).

Los registros de velocidad se efectúan, en caso de que no exista un puente, por medio del sistema cable-canastilla. Si este sistema es utilizado, es necesario hacer correcciones con el objeto de determinar la altura vertical de la corriente y la posición relativa del molinete usando la fórmula:

$$\bar{bc} = (1-K)\bar{ef} \dots \dots \dots 3.14$$

Donde:

K es un coeficiente de corrección en función del ángulo θ .
(ver tabla 3.1)



Valores de K y θ

θ	K	θ	K
4	0.0006	22	0.0248
6	0.0016	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		

fig. 3.12 y tabla 3.1

La ventaja de este método es que se necesita de un tiempo relativamente largo para aforar, por lo que al presentarse una avenida sólo se obtienen algunas mediciones que no son las suficientes para conformar todo el hidrograma y menos aún determinar el pico. Para disminuir este problema se dibujan curvas de elevaciones de nivel contra gastos permitiendo con ayuda de un registro continuo de niveles en la sección, determinar el gasto en cualquier instante.

3.3.2 ANALISIS DE HIDROGRAMAS.

Una vez obtenido el hidrograma, se procede a hacer un análisis de éste para saber con qué rapidez responde la cuenca a la tormenta y determinar finalmente la magnitud de las avenidas.

"El análisis de las lluvias que produjeron el hidrograma consiste en separar de él los escurrimientos con base en las diversas fuentes de abastecimiento que los originan"(1). Se consideran como componentes principales de un hidrograma los escurrimientos base y directo.

El escurrimiento directo es aquel proveniente de la precipitación en exceso o efectiva dando como resultado los escurrimientos superficial y subsuperficial rápido.

El escurrimiento base es aquel que se produce debajo del nivel freático y es el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias, es el producto de la suma del escurrimiento superficial lento y el escurrimiento subterráneo (fig. 3.13).

El escurrimiento total es la suma del escurrimiento directo y el escurrimiento base.

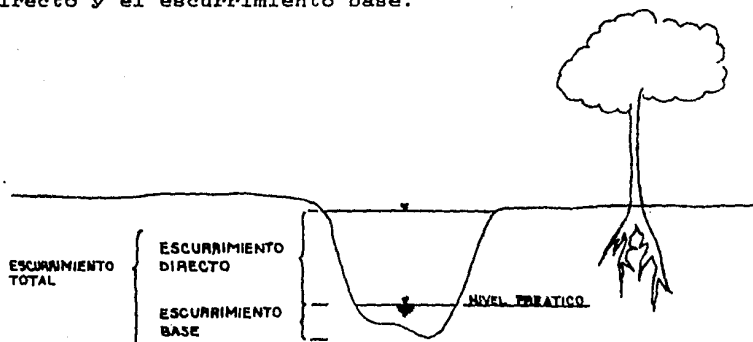


fig. 3.13

Un hidrograma puede ser de una tormenta aislada o de tormentas consecutivas, de un día o de uno a varios años (fig. 3.14)

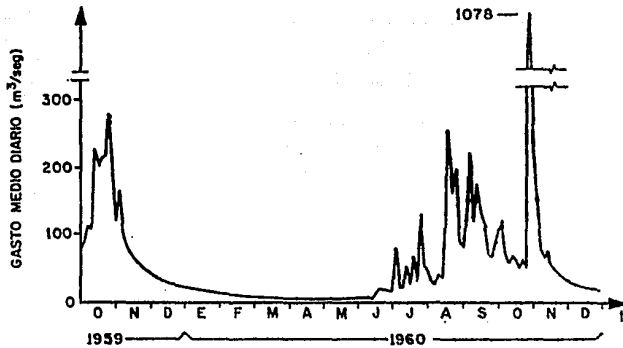


fig. 3.14

El hidrograma de una tormenta está compuesto de varias partes y para su ilustración se recurrirá a una tormenta aislada (fig. 3.15).

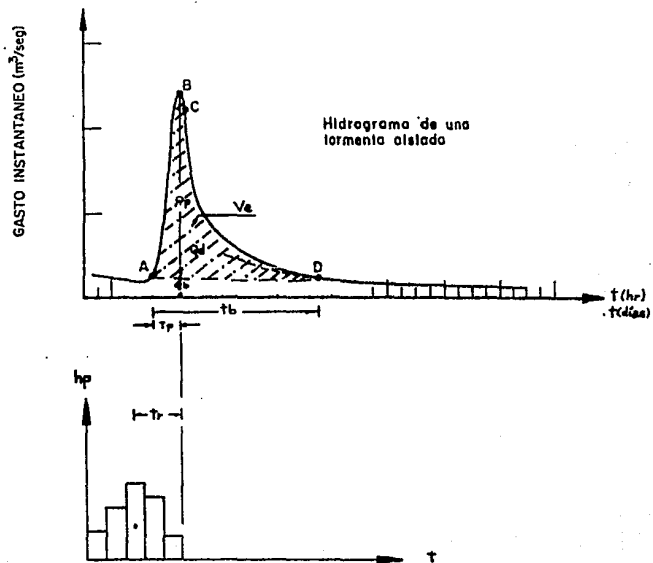


fig. 3.15

Donde:

- A es el inicio del escurrimiento directo.
- B es el gasto máximo y pico del hidrograma, se utiliza para fines de diseño.
- C es el punto de inflexión donde termina el flujo por tierra.
- D es el punto donde termina el escurrimiento directo.
- Qb es el gasto base.
- Qd es el gasto directo.
- Qp es el gasto pico.
- tp es el tiempo de pico.
- tb es el tiempo base.
- tr es el tiempo de retraso.

El tiempo de retraso transcurre desde el centro de masa del hidrograma al pico del hidrograma. Depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, además, es independiente de la duración de la lluvia.

La curva de vaciado de la cuenca es la rama descendente o curva de recesión del hidrograma tomada a partir del punto C.

El análisis de hidrogramas puede hacerse tanto para tormentas aisladas como para tormentas consecutivas.

a) Análisis de hidrogramas de tormentas aisladas.

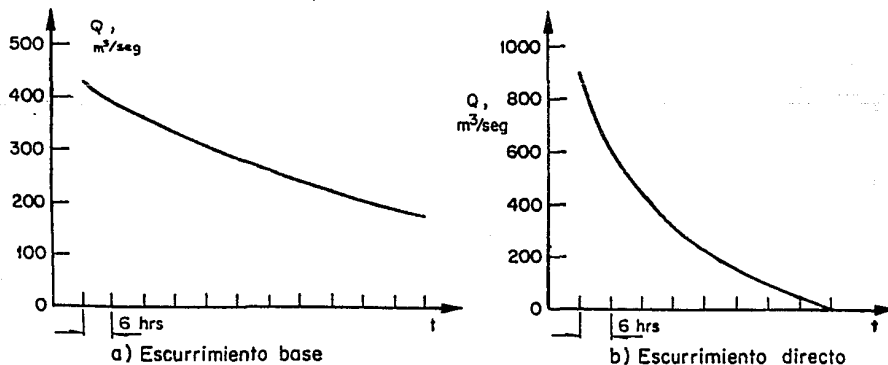
Para poder correlacionar la precipitación con los hidrogramas que produce, es necesario separar el escurrimiento directo del escurrimiento base. Esta tarea no es fácil de elaborar ya que la frontera entre estos dos escurrimientos no es precisa dado que no se conoce con exactitud la evolución de los niveles

freáticos durante la ocurrencia de una tormenta así como la localización del punto D en el hidrograma.

Existen varios métodos para determinar la frontera entre los dos escurrimientos, pero el más usual es el trazar una línea recta entre los puntos A y D. El problema que se presenta es fijar el punto D el cual se soluciona determinando, en primer lugar, la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo.

Dicha curva se obtiene analizando varios hidrogramas y seleccionando aquellos tramos en que sólo exista escurrimiento base. Superponiendo dichos tramos horizontalmente uno a uno y eliminando los pequeños tramos en que no coincidan, se obtiene la variación completa de la curva de vaciado del escurrimiento base. De la misma manera se puede obtener la curva de vaciado del escurrimiento directo (fig. 3.16).

Una vez obtenida dicha curva, se superpone ésta sobre el hidrograma de la tormenta por analizar. El punto donde se separe la curva con el hidrograma, en la parte de la extrema izquierda de ésta, será el punto D. (fig. 3.15)



CURVA DE VACIADO DE ESCURRIMIENTO BASE Y DE ESCURRIMIENTO DIRECTO RESPECTIVAMENTE.

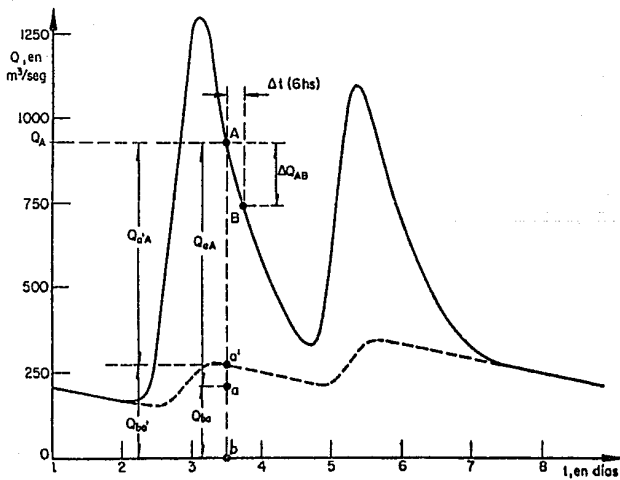
fig. 3.16

b) Análisis de hidrogramas de tormentas consecutivas.

"Cuando se presenta un hidrograma de dos tormentas, que suceden tan próximas una de otra que el escurrimiento no cesa entre las dos", se utiliza un determinado método para separar los escurrimientos. (1)

Dicho método se basa en las curvas de vaciado del escurrimiento directo y base (fig.3.16), y consiste en determinar analíticamente la frontera de ambos escurrimientos en la curva de recesión del hidrograma y la frontera restante en forma arbitraria.

Las curvas de vaciado requieren ser transformadas, esto se logra con base en cambios de gasto por unidad de tiempo. Se elige un intervalo de tiempo constante en todo el estudio, y el elegirlo depende de que la curva de recesión no debe de cambiar en un mismo intervalo " Δt ". (fig. 3.17)



Análisis de un hidrograma compuesto

fig. 3.17

Las curvas de vaciado se transforman construyendo gráficas del gasto al inicio del intervalo contra el cambio del gasto en el intervalo del tiempo considerado ($Q_{INICIO} - \Delta Q$). A partir de las curvas de vaciado como las de la fig. 3.16, se obtienen las siguientes curvas de vaciado transformadas. (fig. 3.18)

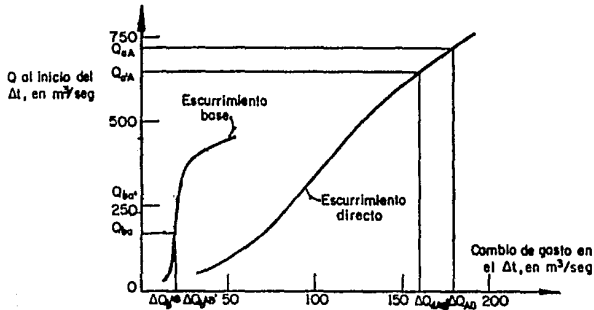


fig. 3.18

Los pasos a seguir para analizar la frontera entre los escurrimientos de un hidrograma compuesto en las zonas de descenso del hidrograma son:

- a) Se fija arbitrariamente un punto A en la zona de descenso del primer pico del hidrograma.
- b) Se determina ΔQ_{AB} . Donde:

$$\Delta Q_{AB} = Q_A - Q_B$$

- c) Se supone que ΔQ_{AB} es el cambio de gasto debido al escurrimiento directo.
- d) De la fig. 3.18, con ΔQ_{AB} se calcula Q_{QA} que es el gasto correspondiente al escurrimiento directo.
- e) Si $Q_A = Q_{QA}$, entonces la hipótesis mencionada en el inciso c) es correcta y $Q_{Ba} = 0$ (gasto base). Como generalmente no lo es, se calcula el gasto base. Donde:

$$Q_{Ba} = Q_A - Q_{QA}$$

De esta manera se determina el punto "a" en la fig. 3.17.

f) Con Q_b y la fig. 3.18 se determina ΔQ_{bAB} .

g) Conocido ΔQ_{bAB} se calcula el cambio de gasto debido al escurrimiento directo como:

$$\Delta Q_{dAB'} = \Delta Q_{AB} - \Delta Q_{bAB}$$

h) Con $\Delta Q_{dAB'}$ se calcula el nuevo gasto directo $Q_{d'A}$ en la fig. 3.18.

i) Se repite el proceso a partir del paso e).

j) Cuando el Q_b (gasto base) y el Q_d (gasto directo) no varíen, y la suma de ambos sea ΔQ_{AB} , esos valores darán un punto de la frontera entre los dos escurrimientos.

Este proceso se repite en varios puntos espaciados en el intervalo de tiempo elegido sobre la rama descendente del hidrograma.

3.3.3 INDICE DE INFILTRACION MEDIA

La infiltración es un componente del ciclo hidrológico cuya importancia es básica en la relación entre la precipitación y el escurrimiento, dado que constituye un parámetro del volumen del escurrimiento base. "Se le define como el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares"(2).

El índice de infiltración media es uno de los tantos métodos empíricos para calcular la infiltración producida por una tormenta una vez que ha terminado el escurrimiento directo. Por ello, se considera que:

$$P = Q + F \dots\dots\dots 3.15$$

Donde:

- F es el volumen de infiltración.
- P es el volumen de precipitación.
- Q es el volumen de escurrimiento directo.

Existen diversos índices de infiltración y su uso "no constituye una aplicación racional de la teoría de infiltración, pero los resultados, que son de tipo empírico, son de gran utilidad práctica" (1). El índice de infiltración media se conoce como " ϕ " y es el que se verá en el presente trabajo para lo cual se requiere del hietograma de precipitación media y del hidrograma de la tormenta en estudio.

El índice de infiltración media " ϕ " es la intensidad de lluvia medida sobre la cual el volumen de lluvia es igual al volumen de lluvia en exceso (figuras 3.15 y 3.19).

Este índice se basa en la hipótesis de que, para una tormenta con ciertas condiciones iniciales, la cantidad de recarga en la cuenca permanece constante a través de toda la duración de la tormenta.

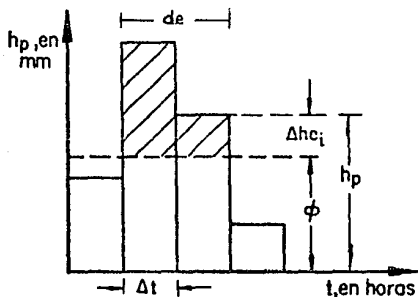


fig. 3.19

El índice de infiltración " ϕ " es una línea horizontal que se traza en el hietograma medio y se obtiene por medio de tanteos, suponiendo valores de " ϕ " de tal manera que la

suma de todas las barras del hietograma arriba de la línea del índice de infiltración media sea igual a la lluvia en exceso "he" deducida de su hidrograma. El índice " ϕ " se tendrá, entonces, cuando:

$$\Sigma \Delta hei = he \dots\dots\dots 3.16$$

Donde:

hei es la lluvia en exceso, deducida del volumen de escurrimiento directo, V_e , dividido entre el área de la cuenca, A,

$$he = \frac{V_e}{A} \dots\dots\dots 3.17$$

Δhei es la lluvia en exceso en el intervalo del tiempo " Δt_i ", deducido del hietograma de la tormenta.

La duración en exceso "de" es el intervalo de tiempo donde se presenta la lluvia en exceso "he".

Si se desea valuar el volumen de infiltración a partir del índice " ϕ ", se obtendrá un volumen mayor que el real.

Por lo que para obtener el volumen de infiltración real se aplica:

$$F = (hp - he)A \dots\dots\dots 3.18$$

Donde:

A es el área de la cuenca.

he es la altura de lluvia en exceso.

hp es la altura de lluvia debida a la tormenta, la cual es la suma de los " Δh_{pi} ".

F es el volumen de infiltración.

También se dice que " ϕ " es la capacidad de infiltración constante durante toda la tormenta, siendo ésta la

cantidad de agua máxima que puede absorber el suelo en la unidad de tiempo. Durante una tormenta sólo se satisface la capacidad de infiltración mientras ocurre la lluvia en exceso.

3.3.4 METODO DE LOS NUMEROS DE ESCURRIMIENTO.

El método de los números de escurrimiento es un criterio propuesto por el U.S. Soil Conservation Service y se utiliza en el caso de que no se tengan datos suficientes para el cálculo de la lluvia de altura de lluvia efectiva y por lo tanto el volumen de infiltración en una zona dada.

La falta de datos debidos a la existencia de cuencas sin aforar es muy común en México, por lo que resulta muy útil este tipo de métodos en donde es estimada la altura de lluvia efectiva a partir de la total y de las características de la cuenca.

El número de escurrimiento "N" es un coeficiente de peso del escurrimiento directo, es función del uso del suelo y de las características de éste.

Para conocer el valor de "N" se recurre a la tabla número 3.2 donde se elige éste de acuerdo al uso que tenga el suelo y a su clasificación, según afecten las características del material en el escurrimiento. La clasificación del suelo se puede estimar teniendo como guía la tabla número 3.3 .

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso "Pe" puede calcularse para un tirante de lluvia dado "P" a partir de la ecuación:

$$Pe = \frac{(P - 508/N + 5.08)^2}{P + 2032/N - 20.92} \dots\dots\dots 3.19$$

Donde:

N es el número de escurrimiento.

P es la lluvia en la zona en estudio para una duración dada en "d" horas, en [cm].

Pe es la lluvia en exceso en la zona en estudio para una duración dada de "d" horas, en [cm].

SELECCIÓN DEL NÚMERO 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 de baja transpiración	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Denso o de alta transpiración	25	55	70	77
Camino	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy esparcido o de baja transpiración	56	75	86	91
	Esparcido o de baja transpiración	46	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Denso o de alta transpiración	26	52	62	69
	Muy denso o de alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
	Cultivos de surco	70	80	87	90
Cereales	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
	Surcos rectos	64	76	81	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
	Pastizal	68	79	86	89
Potrero (permanente)	Pobre	49	69	79	84
	Normal	39	61	74	80
	Bueno	47	67	81	88
	Curvas de nivel, pobre	25	59	75	83
	Curvas de nivel, normal	6	35	70	79
	Curvas de nivel, bueno	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

tabla 3.2

Tipo de suelo	Textura del suelo
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables.
B	Arenas finas y limos
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subho- rizontes de roca sana; suelos muy impermeables.

tabla 3.3

3.4 MODELO LLUVIA - ESCURRIMIENTO.

El modelo lluvia-escorrimento representa un papel importante en el diseño y operación de obras hidráulicas ya que a partir de ésta y de la(s) tormenta(s) de diseño, se obtiene la avenida máxima utilizada para dicho fin.

Por lo general, existen en mayor abundancia los registros de lluvia que los de escurrimiento, dado que los primeros no son afectados por cambios en la cuenca, como son urbanización, construcción de obras de almacenamiento y derivación, etc.

Por esta razón, se han creado métodos para determinar el escurrimiento a partir de las características de la cuenca y la precipitación de la misma.

En la relación lluvia - escurrimiento intervienen los siguientes principales parámetros: (2)

- 1.- Area de la cuenca. A .
- 2.- Altura total de precipitación. h_p .
- 3.- Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).

4.- Distribución de la lluvia en el tiempo.

5.-Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

Dada la variabilidad de la cantidad y calidad de la información disponible, se han desarrollado una gran cantidad de métodos para analizar la relación lluvia - escurrimiento, los más comunes en México se pueden sintetizar como a continuación se indica:

3.4.1.Métodos empíricos

- a) Creager (cuencas grandes)
- b) Lowry
- c) Racional (cuencas pequeñas)

3.4.2.Métodos estadísticos

- a) Nash
- b) Gumbel

3.4.3.Métodos basados en el Hidrograma Unitario (H.U.)

- a) Hidrograma Unitario Tradicional (H.U.)
- b) Curva "S"
- c) Hidrograma Unitario Instantáneo (H.U.I.)
- d) Chow
- e) Adimensional
- f) I-PAI-WU

3.4.1 METODOS EMPIRICOS.

Estos métodos son de gran utilidad en casos en que se requieran sólo estimaciones gruesas de los gastos máximos probables o bien cuando se tenga poca o nada de información. Los métodos más usuales son el de Creager, el de Lowry (para cuencas grandes), y el Racional (para cuencas pequeñas).

a) Método de Creager.

Su fórmula es:

$$Q = 1.303 Cc (0.386 A)^{\alpha} \dots\dots\dots 3.20$$

Donde:

Q es el gasto máximo, en [m³/s].

Cc es el coeficiente empírico de escurrimiento y se determina por regiones.

A es el área de la cuenca, en [km²].

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}}$$

C = 100 Envolvente mundial de Creager.

C = 70 República Mexicana.

b) Método de Lowry.

Su ecuación se expresa como:

$$q = \frac{C1}{(A + 259)^{0.85}} \dots\dots\dots 3.21$$

Donde:

q es el gasto máximo por unidad de área.

$$q = \frac{Q}{A}$$

C1 es el coeficiente empírico que se determina por regiones.

C1 = 3500 Envolvente mundial.

A es el área de la cuenca, en [km²].

c) Método Racional.

Este método toma en cuenta, además del área de la cuenca, la intensidad o altura de precipitación. Se le considera

como el método más antiguo para obtener la relación lluvia - escurrimiento. Su fórmula es:

$$Q = \frac{c i A}{360} \dots\dots\dots 3.22$$

Donde:

- Q es el gasto máximo, en [m³/s].
- c es un coeficiente de escurrimiento y representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa.
- A es el área de la cuenca, en [ha].
- i es la intensidad de lluvia, en [mm/hr].

En el método racional se acepta que durante la lluvia, o al menos una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio, la capacidad de infiltración en la cuenca no cambia.

El coeficiente de escurrimiento se determina por regiones y alguno de estos valores se muestran en la tabla 3.4.

La intensidad de lluvia de diseño se obtiene a partir de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, donde la duración "d" es igual al tiempo de concentración "tc" (fig.3.20.a).

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una partícula en llegar desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca. Se determina en el momento en que el volumen de escurrimiento que entra por unidad de tiempo a la cuenca debido a la lluvia es el mismo que el gasto de salida de la misma; de esta manera el gasto se equilibra (fig.3.20.b).

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	0.50	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
CEMENTARIOS, 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	0.70	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 3.4

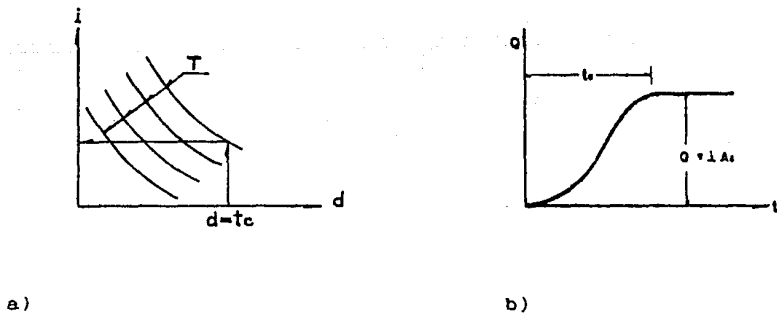


fig. 3.20

La fig.3.20b representa a una cuenca cualquiera impermeable, donde cae uniformemente una lluvia con intensidad constante durante un largo tiempo. En un principio el gasto que sale de la cuenca será creciente con el tiempo pero llega un momento en el que alcanza un punto de equilibrio con el gasto que entra; el tiempo que se tarda en llegar al gasto de equilibrio es el tiempo de concentración.

Existen varias ecuaciones para calcular el tiempo de concentración, una de ellas es la ecuación:

$$t_c = \frac{L}{3600 V} \dots\dots\dots 3.23$$

Donde:

- t_c es el tiempo de concentración, en [hr].
- L es la longitud del cauce principal de la cuenca, en [m].
- V es la velocidad media del agua en el cauce principal, en [m/s].

La estimación de la velocidad se puede obtener mediante tablas que relacionan la pendiente del cauce principal con la velocidad media.

Según Kirpich, " t_c " se puede calcular como:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \dots\dots\dots 3.24$$

Donde:

- t_c es el tiempo de concentración, en [hr].
- L es la longitud del cauce principal de la cuenca, en [m].
- S es la pendiente del cauce principal.

Chow propone la siguiente ecuación para cuencas hasta de 3000 km²:

$$t_c = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.34} \dots\dots\dots 3.25$$

Donde:

t_c es el tiempo de concentración, en [hr].

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

S es la pendiente del cauce principal.

Estas últimas dos ecuaciones se utilizan en cuencas no urbanas.

Para cuencas con área mayor a 3000 km², Rowe propone la ecuación:

$$t_c = \left[\frac{0.8 L^3}{H} \right]^{0.395} \dots\dots\dots 3.26$$

Donde:

t_c es el tiempo de concentración, en [hr].

H es la diferencia de elevaciones entre los extremos del cauce, en [m].

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

3.4.2 METODOS ESTADISTICOS.

Estos métodos requieren de un ordenamiento de los datos hidrológicos, lo cual conlleva a la selección de un registro adecuado para cada método estadístico. Este ordenamiento se divide en series de duración parcial y en series de valores extremos.

Las series de duración parcial toma registros de excedentes anuales. En estos registros se seleccionan los "n" valores más grandes de toda la muestra donde "n" es el número de años del registro. Estas series se utilizan en datos climatológicos.

Las series de valores extremos pueden tomar dos registros: el de máximos anuales y el de mínimos anuales.

El registro de máximos anuales selecciona el valor más grande de cada año de la muestra y el registro de mínimos anuales selecciona el valor más chico de cada año. Estas series son utilizadas en muestras de datos hidrométricos.

Un dato importante de definir en la aplicación de los métodos estadísticos es el periodo de retorno, el cual es el tiempo promedio en que un evento puede ser igualado o excedido por lo menos una vez. Su ecuación general es:

$$T = \frac{1}{P(X \geq x)} \dots\dots\dots 3.27$$

Algunos valores recomendables de "T" son:

Alcantarillado pluvial	2 - 10	años
Alcantarillas	10 - 25	años
Puentes	10 - 100	años
Presas	10000 - 100000	años

Seleccionando datos por máximos anuales el periodo de retorno se calcula como:

$$T = \frac{n + 1}{m} \dots\dots\dots 3.28$$

Donde:

n es el número de datos.

m es el número de orden. Los datos se ordenan en orden decreciente.

Cuando se seleccionan los datos por excedentes anuales el periodo de retorno se calcula como:

$$T = \frac{n}{m} \dots\dots\dots 3.29$$

Donde:

n es el número de datos.

m es el número de orden. Los datos se ordenan en orden decreciente.

Los métodos estadísticos son el de Nash y el de Gumbel.

a) Método de Nash.

Este criterio se basa en el método de los mínimos cuadrados.

$$Q_{max} = a + c \log \log \frac{T}{T-1} \dots\dots\dots 3.30$$

Siendo:

$$x = \log \log \frac{T}{T-1}$$

Si $y = Q$ tenemos entonces que: $y = a + cx$

Donde:

$$a = Q_m - c x_m$$

$$c = \frac{\sum x_i Q_i - N x_m Q_m}{\sum x_i^2 - N x_m^2}$$

$$Q_m = \frac{\sum Q_i}{n}$$

$$x_m = \frac{\sum x_i}{n}$$

T es el periodo de retorno.

Q_m es la media de la muestra de los " Q_i " gastos máximos anuales.

x_m es la media de los valores " x_i ".

N es el tamaño de la muestra.

n es el tamaño de datos.

b) Método de Gumbel.

La fórmula utilizada para máximos anuales es:

$$Q_{max} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N + \log \log_e \frac{T}{T-1}) \dots\dots\dots 3.31$$

La ecuación utilizada para excedentes anuales es:

$$Q_{max} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \log_e T) \dots\dots\dots 3.32$$

Donde:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum(Q_i - Q_m)^2}{n - 1}}$$

$$Q_m = \frac{Q_i}{n}$$

σ_N y \bar{Y}_N son valores obtenidos de la tabla número 3.5. Se obtienen en función del número de datos "n".

3.4.3 METODOS BASADOS EN EL HIDROGRAMA UNITARIO (H.U.)

El hidrograma unitario de una corriente se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de una lluvia en exceso de un centímetro o un milímetro de espesor generado uniformemente sobre la cuenca y en toda la duración en exceso.

El método del hidrograma unitario toma en cuenta la condición de que se presenta una misma tormenta en dos cuencas con la misma área pero de diferente forma y el mismo suelo. El hidrograma y algunas características del hidrograma cambian de una cuenca a otra, pero lo único que se mantiene constante es el volumen escurrido en ambas cuencas. El hidrograma unitario toma en

cuenta en forma implícita, además de lo antes mencionado, la pendiente, la forma y vegetación de la cuenca.

N	y_N	σ_N	N	y_N	σ_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 3.5

Este método está basado en las siguientes hipótesis:

- a) El hidrograma resultante de un periodo de lluvia puede superponerse a hidrogramas que resulten de tormentas consecutivas.
- b) El tiempo base o la duración total del escurrimiento directo permanece constante para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva independientemente del volumen total escurrido.
- c) Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimiento de un tiempo base común son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo o sea, al volumen total de lluvia efectiva. (fig.3.21)

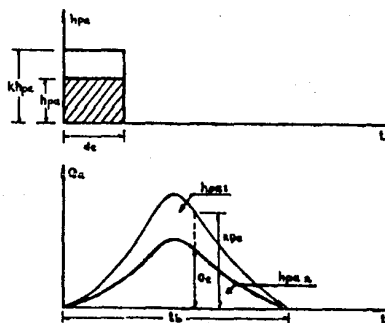


fig. 3.21

- d) Todo hidrograma unitario está ligado a una duración en exceso "de".

Los métodos basados en el hidrograma unitario son el método del hidrograma unitario tradicional (H.U.), la curva "S", el hidrograma unitario instantáneo (H.U.I.), el criterio de Chow, el hidrograma unitario adimensional, y el criterio de I-Pai-Wu, entre otros.

a) Hidrograma Unitario Tradicional. (H.U.)

Para el cálculo del hidrograma unitario es necesario tener como datos el hidrograma de la tormenta, el hietograma de la misma y el área de la cuenca o bien el índice de infiltración media de la cuenca " ϕ ".

Los pasos a seguir en el cálculo son:

1. Separar del hidrograma los escurrimientos directo y base.
2. Obtener el tiempo base " t_b " y dividirlo en intervalos constantes de tiempo " Δt " ($\Delta t = 6 \text{ hr}$ por lo general). A partir de esta división, deducir los gastos directos " Q_d " para cada " Δt ".
3. Del hietograma y previo cálculo de la lluvia en exceso " h_e " por medio de la fórmula número 3.17 donde $V_e = \sum Q_d \Delta t$, deducir " ϕ " y " d_e ".
4. Observar si " h_e " es constante en la duración en exceso " d_e ". Esto se logra determinando si la diferencia de barras contiguas arriba de " ϕ " en el hietograma es uniforme, o sea que el porcentaje de la diferencia de barras por arriba de " ϕ " sea menor o igual al 30 % (fig.3.22).

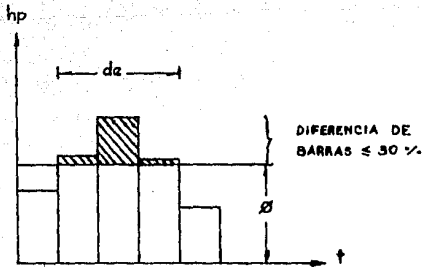


fig. 3.22

5. Si se cumple la uniformidad de lluvia en exceso "he" en la duración en exceso "de", calcular el hidrograma unitario con la ecuación 3.33 (fig. 3.23):

$$q = \frac{Qd}{he} \dots\dots\dots 3.33$$

Donde:

q es el gasto uniforme, en $[m^3/s/mm]$.

Qd es el gasto directo.

he es la lluvia en exceso.

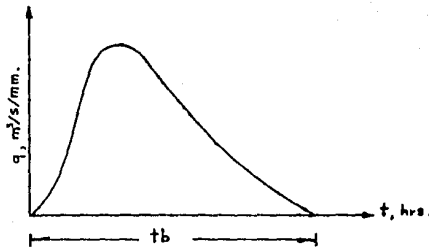


fig. 3.23

6. El hidrograma unitario obtenido estará asociado a una duración en exceso "de".

7. Si se desea obtener el gasto directo "Qd" a partir del hidrograma unitario, para una tormenta con lluvia en exceso "de'" y duración en exceso "de' = de", se calcula el gasto con la expresión:

$$Qd = q he' \dots\dots\dots 3.34$$

Donde:

Qd es el gasto directo, en [m³/s].

q es el gasto uniforme, en [m³/s/mm].

he' es la nueva lluvia en exceso, en [mm].

b) Curva "S"

El método de la curva "S" se aplica cuando la duración en exceso "de'" de la tormenta de diseño es diferente a la duración en exceso "de" de hidrograma unitario, pero en ambos casos la lluvia en exceso "he" es uniforme en la duración en exceso.

La curva "S" es un hidrograma formado por la superposición de un número suficiente de hidrogramas unitarios para llegar a un gasto de equilibrio. (fig. 3.24)

El cálculo de la curva "S" se basa en la siguiente teoría:

1. Se supone que ocurre una tormenta cuyo hidrograma está formado por un gran número de barras, cada una de las cuales tiene una duración "de" y una altura de lluvia en exceso de 1 mm, se cuenta además, con el hidrograma para una duración en exceso

"de" (fig.3.24).

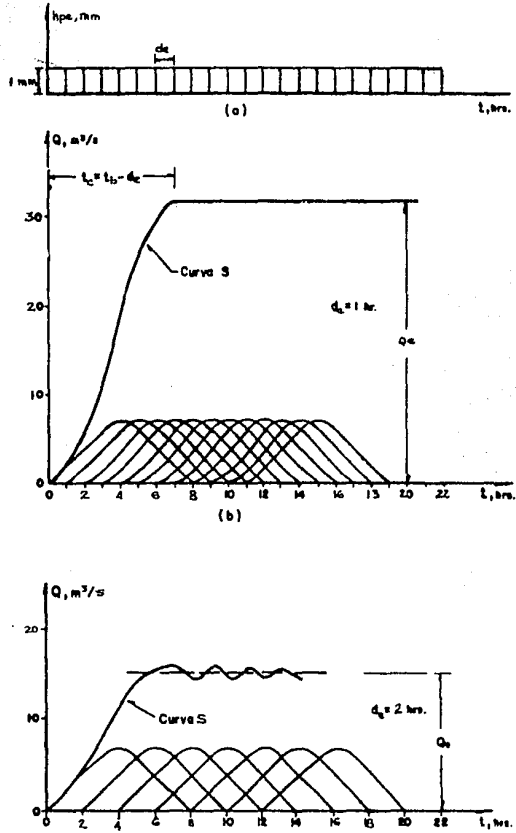


fig. 3.24

2. Se aplica el principio de superposición de causas y efectos (inciso a. de la hipótesis del método del hidrograma unitario) al hidrograma con duración en exceso "de" de la tormenta obteniendo así un hidrograma de escurrimiento directo que alcanza el gasto de equilibrio, siendo éste la curva "S" (fig.3.24).

El gasto de equilibrio se puede calcular como:

$$Q_e = i A = \frac{1 \text{ mm}}{de} A \dots\dots\dots 3.35$$

Donde:

Q_e es el gasto de equilibrio o gasto de escurrimiento directo, en $[m^3/s]$.

i es la intensidad de la lluvia, en $[mm/hr]$.

A es el área de la cuenca, en $[m^2]$.

y el tiempo de concentración se determina como:

$$t_c = t_b - de$$

Donde:

t_c es el tiempo de concentración, en $[hr]$.

t_b es el tiempo base, en $[hr]$.

de es la duración en exceso, en $[hr]$.

Si se desea obtener el gasto directo en tormentas cuya duración en exceso "de" sea diferente a la duración "de" del hidrograma unitario, se procede como a continuación se señala:

Una vez obtenida la curva "S", se desplaza ésta en el tiempo una sola vez con el valor de la duración en exceso "de" obteniendo la curva "S'".

Se obtienen las diferencias de ordenadas de la curva "S". (S - S')

Una vez obtenidos los valores (S - S') se calculan las ordenadas del hidrograma unitario para una duración "de" por medio de la expresión:

$$q = \frac{de}{de'} (S - S') \dots\dots\dots 3.36$$

Donde:

q es el gasto unitario, en $[m^3/a/mm]$.

de es la duración en exceso de la curva "S", en [mm].

de' es la duración en exceso de la curva "S'", en [mm].

$(S - S')$ son valores obtenidos de la diferencia de la curva "S" menos la curva "S'".

El gasto directo se determina a partir del hidrograma unitario con duración " de " calculándolo como:

$$Q_d = q \cdot he$$

y obteniendo el gasto de diseño " Q_D " como:

$$Q_D = Q_d + Q_b$$

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

Este procedimiento se usa cuando la lluvia en exceso " he " no es uniforme en la duración en exceso " de ", o sea que el porcentaje de la diferencia de barras contiguas que se encuentran por arriba de " ϕ " en el hietograma es mayor a un 30%.

El hidrograma unitario instantáneo indica la distribución temporal de la lluvia en los distintos hidrogramas de escurrimiento directo obtenidos a partir de un hidrograma unitario con una misma duración en exceso " de ". De no tomar en cuenta dicha distribución, los hidrogramas derivados de un mismo hidrograma unitario con una duración " de " resultarían exactamente iguales.

La manera de obtener el gasto directo a partir del hidrograma unitario instantáneo es como a continuación se indica:

Se obtiene el hidrograma unitario para una duración en exceso " de ". Si se presenta una tormenta con varios periodos

lluviosos y cada uno con una duración "de", se podrá aplicar el principio de superposición de causas y efectos (ver para mayor información el inciso a) de la hipótesis del hidrograma unitario; en el que se superponen los hidrogramas producidos por cada barra del hietograma de la tormenta de varios periodos lluviosos para formar el hidrograma de la tormenta completa.(fig.3.25)

Observando la fig. 3.25 se tiene que:

$$Qd_1 = q_1 \text{ he}_1$$

$$Qd_2 = q_1 \text{ he}_2 + q_2 \text{ he}_1$$

$$Qd_3 = q_1 \text{ he}_3 + q_2 \text{ he}_2 + q_3 \text{ he}_1$$

$$Qd_4 = q_2 \text{ he}_3 + q_3 \text{ he}_2$$

$$Qd_5 = q_3 \text{ he}_3 \dots\dots\dots$$

$$Q_k = \sum_{j=1}^k q_j \text{ he}_{k-j+1} \dots\dots\dots 3.37$$

Suponiendo que se quiere obtener el hidrograma unitario conocidos el hidrograma de escurrimiento directo (fig.3.25F) y el hietograma de precipitación efectiva "he" (fig.3.25B), se despeja "qj"de la ecuación 3.37.

$$q_1 = \frac{Q_1}{\text{he}_1}$$

$$q_2 = \frac{Q_2 - \text{he}_2 q_1}{\text{he}_1}$$

$$q_3 = \frac{Q_3 - \text{he}_2 q_2 - \text{he}_3 q_1}{\text{he}_1} \dots\dots\dots$$

.....

$$q_n = \frac{Q_n - \text{he}_2 q_{n-1} - \dots\dots\dots - \text{he}_{n-1} q_2 - \text{he}_n q_1}{\text{he}_1}$$

$$q_n = \frac{Q_n - \left[\sum_{j=2}^n \text{he}_j q_{n-j+1} \right]}{\text{he}_1} \dots\dots\dots 3.38$$

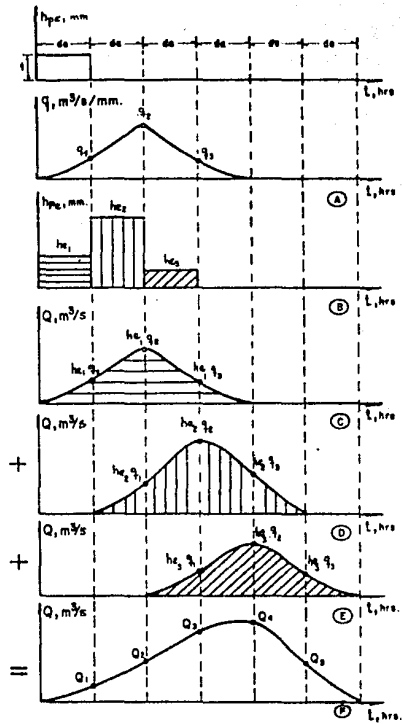


fig. 3.25

d) Criterio de Chow.

El método de Chow así como los criterios de I-Pai-Wu y del hidrograma unitario adimensional forman parte de los hidrogramas unitarios sintéticos que se definen como aquellos

en que se utilizan únicamente las características generales de la cuenca para obtener los hidrogramas unitarios.

Dicho método permite conocer el gasto máximo para un determinado periodo de retorno.

El criterio de Chow se aplica a cuencas no urbanas con área menor de 25 km² y proporciona el gasto de pico de hidrogramas de diseño de alcantarillas y estructuras de drenaje pequeñas.

El gasto pico "Qp" de un hidrograma de escurrimiento directo se puede expresar como:

$$Q_p = q_p \cdot P_e \dots\dots\dots 3.39$$

Donde:

Qp es el gasto pico, en [m³/s].

qp es el gasto pico del hidrograma unitario, en [m³/s/mm].

Pe es la altura de precipitación efectiva, en [mm] y se obtiene a partir del método de los números de escurrimientos. (ver subcapítulo 3.3.4)

El gasto pico del hidrograma unitario "qp" se calcula como:

$$q_p = i \cdot A \cdot z$$

Donde:

$$i = \frac{1 \text{ mm}}{\text{de}}$$

i es la intensidad de lluvia, en [mm/hr].

A es el área de la cuenca, en [km²].

z es el factor de reducción de pico.

qp es el gasto pico del hidrograma unitario, en [m³/s/mm].

Llevando a cabo las conversiones adecuadas, el gasto pico del hidrograma unitario queda como:

$$Q_p = \frac{0.278 A}{de} z \dots\dots\dots 3.40$$

Quedando el gasto pico como:

$$Q_p = \frac{0.278 P_e A}{de} z \dots\dots\dots 3.41$$

El factor de reducción de pico "z" se puede obtener a partir de la gráfica número 3.1 en la cual "z" está en función de la duración en exceso "de" y del tiempo de retraso "tr" (de/tr). Esta gráfica está basada en datos de cuencas pequeñas en E.U., por lo que los valores obtenidos de "z" en esta gráfica están limitados a ciertas regiones.

El tiempo de retraso según Chow, se puede determinar como:

$$tr = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

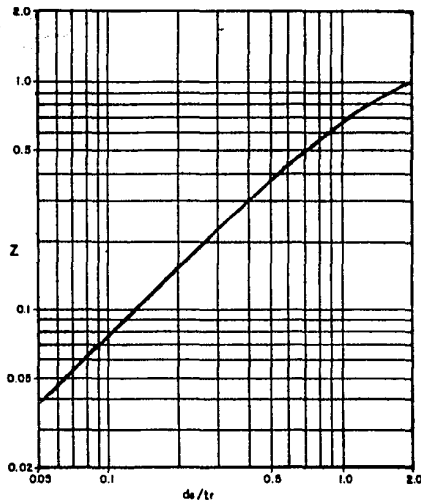
Donde:

- tr es el tiempo de retraso, en [hr].
- L es la longitud del cauce principal, en [m].
- S es la pendiente del cauce principal.

Los factores que afectan al escurrimiento considerados en este método se dividen en dos:

El primero que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual consiste principalmente en el uso de la tierra, condición de la superficie, tipo de suelo y la cantidad y duración de la lluvia. El segundo, que toma en cuenta 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.

Dichos factores están considerados en la expresión 3.39 en términos de la altura de precipitación efectiva "Pe" para el primer grupo y en términos del gasto pico del hidrograma unitario "qp" para la distribución del escurrimiento directo.



Gráfica 3.1

Al aplicar este método, se recomienda tener los datos de precipitación en forma de curvas i-d-T. El periodo de retorno será mediante el cálculo de picos correspondientes a varias duraciones y se elegirá el mayor para el diseño.

e) Hidrogramas Unitarios Adimensionales.

El método del hidrograma unitario adimensional es, como su nombre lo dice, una gráfica adimensional que relaciona el gasto "q" contra un tiempo "t" divididos entre el gasto pico "Qp" y el tiempo pico "tp" respectivamente (fig. 3.26).

La gráfica adimensional que se observa en la figura 3.26 es el resultado del análisis de un número considerable de hidrogramas unitarios tomados de un amplio rango de tamaños de cuencas y de locaciones geográficas desarrollando así un hidrograma unitario adimensional aplicable a cuencas sin relación alguna entre ellas.

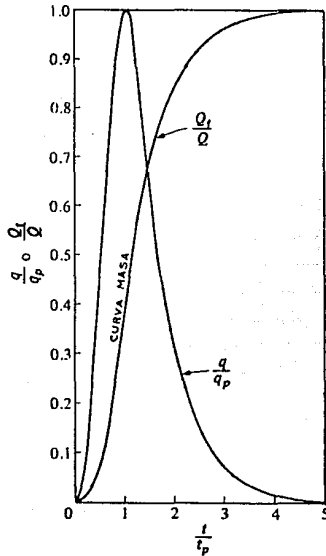


fig. 3.26

Cuando se desea conocer el hidrograma unitario para una cuenca en particular, basta con multiplicar los valores del gasto y tiempo picos del hidrograma de ésta por las ordenadas del hidrograma unitario adimensional.

Varias de las relaciones a partir de las componentes de este hidrograma pueden ser determinadas, la más útil es la ecuación:

$$Q_p = \frac{k A Q}{t_p} \dots\dots\dots 3.42$$

Donde:

Q es el volúmen total de escurrimiento directo, en [m].

A es el área de drenaje, en [km²].

Qp es el gasto pico, en [m³/s].

k es el coeficiente de conversión, depende de la forma del hidrograma y vale, en este caso:

$$k=208.07$$

tp es el tiempo de pico, en [hr] y se define como:

$$t_p = \frac{D}{2} + t_r = 0.5 D + t_r \dots\dots\dots 3.43$$

Siendo:

D la duración en exceso, en [hr].

tr es el tiempo de concentración, en [hr].

$$t_r = t_c$$

Un hidrograma unitario adimensional puede construirse para cualquier hidrograma, ya sea con uno o varios de estos últimos y de una o más cuencas de interés. Marcando con esto el área de influencia y la importancia de cada hidrograma unitario adimensional realizado.

f)Criterio de I-Pai-Wu.

Este método sirve para calcular el gasto máximo y su hidrograma correspondiente.

El criterio de I-Pai-Wu se basa en el modelo lineal propuesto por Nash para la obtención de hidrogramas unitarios instantáneos.

Dicho modelo lineal considera a la cuenca como un sistema de "n" recipientes lineales iguales, con el mismo coeficiente de almacenaje "k" colocados en serie.

Para un recipiente lineal el almacenaje "V" se relaciona con el gasto "Q" como:

$$V = K Q$$

El gasto que sale de un recipiente lineal cuando existe una entrada instantánea de precipitación es:

$$Q = \frac{2.78 V}{K} e^{-t/K}$$

En el caso de "n" recipientes lineales en serie con el mismo coeficiente de almacenaje "K", el gasto que sale es:

$$Q = \frac{2.78 V}{K} \frac{(t/K)^{n-1} e^{-t/K}}{\Gamma(n)} \dots\dots\dots 3.44$$

Donde:

- Q es el gasto que sale, en [m³/s].
- Γ (n) es el factorial de "n".
- n es el número de recipientes lineales.
- K es el coeficiente de almacenaje, en [hr].
- V es el almacenaje del recipiente lineal, en [m³].

El almacenaje "V" se obtiene despejándolo de la ecuación 3.17 quedando como:

$$V = Pe A$$

Donde:

- Pe es la precipitación efectiva, en [cm] y se obtiene empleando el criterio de Chow.
- A es el área de la cuenca, en [km²].

Siendo la ecuación anterior el hidrograma instantáneo en función de los parámetros "n" y "K".

Cuando se desea conocer el gasto máximo, se obtiene por medio de la expresión:

$$Q_m = \frac{2.78 A P_e}{t_m} f(n, t_m) \dots\dots\dots 3.45$$

Donde:

Q_m es el gasto máximo, en $[m^3/s]$.

t_m es el tiempo de pico en el que se presenta en gasto máximo, en $[hr]$.

P_e es la precipitación efectiva, en $[cm]$.

A es el área de la cuenca, en $[Km^2]$.

Algunos términos de la ecuación 3.45 se definen

como:

$$f(n, t_m) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{\Gamma(n)} \dots\dots\dots 3.46$$

siempre y cuando: $t = t_m$ y $Q = Q_m$

y

$$t_m = (n - 1) K \dots\dots\dots 3.47$$

Como se observa, los parámetros " n ", y " t_m " juegan un papel importante en la solución de estas ecuaciones, por lo que es primordial conocer sus valores.

Después de hacer una serie de correlaciones, I-Pai-Wu encontró que dichos parámetros son función de las características fisiográficas de la cuenca siendo utilizadas comúnmente para este efecto el área de la cuenca " A ", la longitud del cauce " L " y la pendiente " S " de éste; aunque también se utilizan otras características como son la precipitación máxima en 24 horas " hpz_{24} ", la densidad de drenaje " Dd ", la lluvia en exceso " he ", etc. Su correlación se verá en el capítulo cuatro.

El valor del coeficiente de almacenaje " K " deducido a partir de la curva de recesión del hidrograma puede determinarse como:

$$K_1 = \frac{t_1 - t_0}{\ln \frac{Q_0}{Q_1}} \dots\dots\dots 3.48$$

Donde:

Q_0 y t_0 es el gasto y tiempo iniciales respectivamente de la curva de recesión.

Q_1 y t_1 es el gasto y tiempos finales respectivamente de la curva de recesión.

Si se tiene varios hidrogramas de tormentas para una sola cuenca, se obtiene el valor del coeficiente de almacenaje "K" para cada hidrograma y después se saca la media de todos los valores de "K" determinando así un valor representativo de éste en la cuenca, y lo mismo sucede con el número de recipientes "n" cuando se tiene las mismas condiciones.

El valor de "tm" para cada hidrograma de la cuenca se obtiene por medio de la ecuación:

$$tm' = tr + \frac{de}{2} \dots\dots\dots 3.49$$

Donde:

tm' es el tiempo pico, en [hr] para cada hidrograma.

tr es el tiempo de retraso, en [hr].

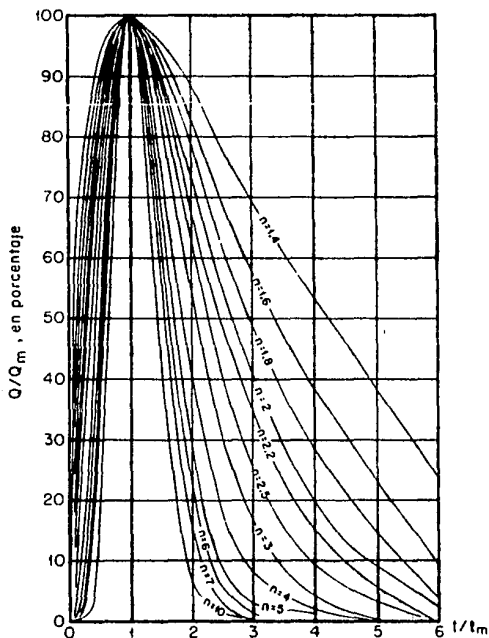
de es la duración en exceso, en [hr].

Conocidos los parámetros " tm' " y " K_1 " es posible obtener el valor del número de recipientes lineales "n" a través de la curva de recesión de un hidrograma adimensional por medio de la ecuación:

$$\frac{K_1}{tm} = \frac{1}{n - 1} \frac{\log t_0/t_1}{\log Q_0/Q_1} \dots\dots\dots 3.50$$

Donde se despeja el valor de "n". y los términos Q_0 , Q_1 , t_0 y t_1 se definieron anteriormente en la ecuación 3.48.

O bien por medio de la gráfica 3.2 la cual se deriva de la ecuación 3.50 que relaciona " Q/Q_m " con " t/t_m " para cualquier valor de "n" en diferentes hidrogramas instantáneos adimensionales.



Gráfica 3.2

La manera de obtener el número de recipientes lineales "n" por medio de la gráfica 3.2 es superponiendo el hidrograma instantáneo adimensional de la tormenta en estudio sobre la gráfica y observar en cual valor de "n" cae el hidrograma unitario adimensional en cuestión.

Una vez determinados los parámetros del número de recipientes lineales "n" y del coeficiente de almacenaje "K", sólo resta conocer los valores del gasto máximo " Q_m " por medio de la

ecuación 3.45 y del tiempo pico "tm" (para ese gasto máximo) por medio de la ecuación 3.47.

Todo esto con el fin de obtener el hidrograma unitario de la cuenca que es lo que finalmente interesa a través del hidrograma unitario adimensional, mismo que se explicó en el inciso anterior a este criterio denominado "Hidrogramas Unitarios Adimensionales" (capítulo 4, inciso e).

Cabe aclarar que en este criterio se manejan dos tiempos pico, "tm" y "tm'", los cuales se diferencian en que uno es aquel que se relaciona con el gasto máximo para la obtención del hidrograma unitario adimensional y el otro se deriva del hidrograma de cada tormenta en la cuenca, respectivamente.

3.4.4 CURVAS i - d - T.

Las curvas i-d-T como se ha visto, son de gran utilidad ya que alimentan al modelo lluvia-escorrentamiento y se pueden obtener mediante tres criterios:

a) Primer criterio.

En el primer criterio es necesario tener como datos varios registros de pluviógrafos de los cuales se seleccionan las "N" curvas masa más grandes con precipitación "hpmax". Una vez seleccionadas éstas, se obtiene la precipitación máxima "hpi" para intervalos de tiempo " Δt " en cada una de ellas. Paso seguido se calcula la intensidad de lluvia "i" en cada intervalo de tiempo con la ecuación 3.4, se ordenan las intensidades de mayor a menor con lo que se obtiene "m" y se calcula en periodo de retorno "T" ya sea con la ecuación 3.28 o con la ecuación 3.29 dependiendo del tipo de registros utilizados para las diferentes duraciones o intervalos de tiempo " Δt ".

De esta manera se obtienen los puntos necesarios para la construcción de las curvas i-d-T.

b) Criterio de Chow en la obtención de curvas i-d-T.

Las curvas i-d-T se trazan en papel semilogarítmico y son construidas suponiendo una duración constante mediante las siguientes ecuaciones:

$$hp = a + b \log T \dots\dots\dots 3.51$$

$$i = \frac{a + b \log T}{d} \dots\dots\dots 3.52$$

Donde:

"a" y "b" se obtienen por el método de los mínimos cuadrados.

T es el periodo de retorno, en años.

hp es la precipitación en una duración "d", en [mm].

i es la intensidad de lluvia de diseño, en [mm/hr].

d es la duración, en [min].

Si se igualan los valores "hp" y "log T" a los valores "y" y "x" respectivamente se tiene que:

$$a = y_m - b x'_m$$
$$b = \frac{\sum x'_i y_i - N x'_m y_m}{\sum x'^2_i - N x'^2_m}$$

Donde:

N es el tamaño de la muestra.

y_m es la media de los valores "y_i".

x_m es la media de los valores "x_i".

c) Criterio de la correlación múltiple.

La ecuación i-d-T se puede expresar como:

$$i = \frac{a T^b}{d^c} \dots\dots\dots 3.53$$

Si se toman logaritmos resulta:

$$\log i = \log a + b \log T - c \log d$$

y haciendo un cambio de variables se tiene:

$$y = \log i$$

$$a_0 = \log a$$

$$x_1 = \log T$$

$$x_2 = \log d$$

$$a_1 = b$$

$$a_2 = -c$$

por lo que la ecuación queda como:

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \dots\dots\dots 3.54$$

que para resolverse por el método de los mínimos cuadrados resultan las ecuaciones:

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

$$\Sigma x_1 y = a_0 \Sigma x_1 + a_1 \Sigma x_1^2 + a_2 \Sigma x_1 x_2$$

$$\Sigma x_2 y = a_0 \Sigma x_2 + a_1 \Sigma x_1 x_2 + a_2 \Sigma x_2^2$$

Grupo de ecuaciones número 3.55

CAPITULO 4

ANALISIS DE LA CUENCA NO INSTRUMENTADA.

Hasta el momento, se han dicho muchos conceptos y teorías que aunque se ha explicado cual es el papel que desempeñan en el presente trabajo, es conveniente hacer un pequeño breviarío de la finalidad de lo que se ha dicho.

El problema que se presenta es la falta de datos hidrológicos en una cuenca no instrumentada donde se requiere conocer su avenida de diseño para poder iniciar un proyecto u obra. Para su solución, se ha recurrido al método del hidrograma unitario instantáneo calculándolo en una o varias cuencas instrumentadas y transponiendo dicho(s) hidrograma(s) a la cuenca no instrumentada por medio del método de I-Pai-Wu.

Para ello es necesario conocer las características fisiográficas de las cuencas en estudio para así obtener los hidrogramas y hietogramas de las cuencas de apoyo, y otros parámetros necesarios para la cuenca no instrumentada, aplicando así los métodos anteriormente mencionados.

El presente capítulo trata de los elementos necesarios para que finalmente se pueda llevar a cabo la transposición una vez obtenido el hidrograma unitario instantáneo de la(s) cuenca(s) instrumentada(s) y así determinar la avenida de diseño en la cuenca no instrumentada que es lo que a fin de cuentas, es utilizado para la realización de un proyecto u obra hidráulica, así como la obtención de la avenida de diseño.

4.1 OBTENCION DE LA LLUVIA DE DISEÑO.

La cuenca no instrumentada, aunque cuenta con poca información de registros, también requieren ser analizados.

Se toman los pluviómetros y pluviógrafos de dicha cuenca y, al igual que en la cuenca instrumentada, se analizan por separado los registros de dichos aparatos de tal manera que se realiza un ajuste a la curva masa media obteniendo la curva masa media ajustada para cada tormenta de diseño (para mayor información consultar los incisos 3.2.2 y 3.2.3 del tercer capítulo).

Acto seguido, se obtiene la curva i-d-T para cada pluviógrafo en base a datos de las tormentas de diseño. Dicha curva se obtiene con el criterio de la correlación múltiple cuya ecuación es la número 3.53 del presente trabajo:

$$i = \frac{a T^b}{d^c} \dots\dots\dots 3.53$$

Haciendo referencia al primer criterio para determinar las curvas i-d-T (ver subcapítulo 3.4.4 inciso a), las duraciones en las que se divide la curva masa para obtener la precipitación máxima "hpi" en cada duración, son en general de 5, 10, 15, 20, 30, 45, 90 y 120 minutos. Como se comentó en aquel inciso, con los valores de "hpi" y "di" es posible valuar la intensidad y posteriormente determinar "m" y "T" por lo que para aplicar la fórmula 3.53 conociendo estos valores, sólo resta obtener los parámetros "a", "b", y "c".

Para ello, se aplica el sistema de ecuaciones número 3.55 del presente trabajo (ver el tercer capítulo, pag.86). Resolviendo dicho sistema ya sea manualmente o por medio

de un programa de computadora, es posible contar con la ecuación completa número 3.53.

De esta manera, se tendrá una ecuación de la curva i-d-T para cada pluviógrafo. Dado que se necesita conocer la curva i-d-T global para toda la cuenca (con pluviógrafos), es necesario obtener la media de los valores "a", "b", y "c".

Dichos parámetros se determinan como un promedio pesado de sus valores respectivos obtenidos en cada ecuación 3.53:

$$a_m = \frac{\sum_{i=1}^n a_i}{n} \frac{A_i}{A_c}$$

$$b_m = \frac{\sum_{i=1}^n b_i}{n} \frac{A_i}{A_c}$$

$$c_m = \frac{\sum_{i=1}^n c_i}{n} \frac{A_i}{A_c}$$

Grupo de ecuaciones número 4.1

Donde:

$\frac{A_i}{A_c}$ es el porcentaje de Thiessen o de áreas para cada pluviógrafo.

A_i es el área de influencia del pluviógrafo "i", en [km²].

A_c es el área de la cuenca, en [km²].

a, b, y c son coeficientes utilizados en la ecuación del criterio de correlación múltiple.

Resolviendo las ecuaciones anteriores, la curva global i-d-T para la cuenca no instrumentada con pluviógrafos se puede obtener como:

$$i = \frac{a_m T^{b_m}}{d^{c_m}} \dots\dots\dots 4.2$$

Donde:

$a_m, D_m, y C_m$ son la media de los coeficientes utilizados en la ecuación 3.53.

i es la intensidad de lluvia de diseño, en [mm/hr].

T es el periodo de retorno, en años.

d es la duración de la tormenta, en [min].

Esta ecuación debe de ser afectada por un factor de ajuste para que sea una ecuación confiable y representativa de toda la cuenca.

$$i = \frac{a_m T^{b_m}}{d^{c_m}} f_a \dots\dots\dots 4.3$$

Donde:

f_a es el factor de ajuste y se determina al igual que en el subcapítulo 3.2.3 como:

$$f_a = \frac{h_{pm}}{h_{pmax}}$$

Donde:

h_{pm} es la altura de la lluvia media de la cuenca no instrumentada obtenida a partir de isoyetas.

h_{pmax} es la altura de lluvia máxima de la cuenca no instrumentada obtenida a partir de los datos pluviográficos.

A lo largo de las siguientes líneas se explicará la manera exacta de definir dichas variables para el cálculo del valor de ajuste.

Una vez analizados los pluviógrafos obteniendo una ecuación de la curva i-d-T para cada uno de ellos, se procede a determinar una ecuación que relaciona la lluvia máxima en 24 horas con el periodo de retorno "T" en cada pluviómetro a partir de lo cual se obtiene un plano de isoyetas para una duración de 24 horas, incluyendo pluviógrafos como pluviómetros.

La ecuación que se determina para cada pluviómetro es por medio del criterio de Chow, visto anteriormente en el subcapítulo 3.4.4, inciso b), donde se presenta la ecuación número 3.51.

$$h_p = a + b \log T \dots\dots\dots 3.51$$

Los valores de la lluvia máxima en 24 horas utilizada en esta ecuación se obtienen a partir de la serie ya sea de duración parcial o de valores extremos de un registro de lluvias en el área de interés. Conocidos los valores de "h_p" es posible conocer el orden "m" y el periodo de retorno "T" determinando así, por medio del método de los mínimos cuadrados los valores de "a" y "b" en la ecuación 3.51, y por lo consiguiente una ecuación para cada pluviómetro.

Conocidas las ecuaciones tanto para pluviógrafos como para pluviómetros es posible trazar un plano de isoyetas con la lluvia obtenida en cada ecuación teniendo como datos la duración de 24 horas y el periodo de retorno "T".

El periodo de retorno se determina tomando en cuenta el riesgo de falla "R", como:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots\dots\dots 4.4$$

Donde:

R es el riesgo de falla, en porcentaje % .

T es el periodo de retorno, en años.

n es la vida útil de la obra.

Como se puede observar, la ecuación 4.4 relaciona el periodo de retorno con la vida útil, lo cual permite sopesar por medio del riesgo de falla las implicaciones de dar un determinado valor a ambos parámetros siendo de vital importancia para la construcción de una obra.

Para el caso que atañe en el presente capítulo, se despeja el periodo de retorno de la ecuación 4.4 y con los datos de "R" y "n" previamente conocidos, se determina "T".

Después de haber trazado el plano de isoyetas, se obtiene un promedio pesado de las lluvias medias de éste (ver subcapítulo 3.1.3) teniendo como resultado la lluvia media total "hpm" en el plano de isoyetas de la cuenca.

Por otro lado, los mismos datos de la duración de 24 horas y del periodo de retorno se sustituyen en la ecuación 4.2 determinando así una lluvia máxima para los pluviógrafos.

Una vez valuados los valores de la precipitación, es posible determinar el factor de ajuste y por lo consiguiente la ecuación 4.3 representativa de la lluvia media en toda la cuenca en estudio siendo ésta el modelo de la tormenta de diseño.

Acto seguido se obtiene el hietograma de la lluvia de diseño a partir de la ecuación 4.3 donde el valor del periodo de retorno sigue siendo el mismo y el valor de la duración cambia para ser igual al tiempo de concentración, ya que se debe elegir la condición crítica.

El tiempo de concentración se determina, como anteriormente se explicó, por medio de los métodos de Kirpich, Rowe, Chow, o bien físicamente (ver capítulo 3, ecuaciones 3.24, 3.26, 3.25, y 3.23 respectivamente).

La duración obtenida se redondea de tal manera que pueda ser manejable en los cálculos y se divide en, por ejemplo, cuatro intervalos, valuando para cada uno de ellos la intensidad con la ecuación 4.3, la lámina de lluvia " h_{pi} " (despejando " h_p " de la ecuación 3.4 que valúa la intensidad) y la diferencia de valores entre cada intervalo " Δh_{pi} ".

Los valores de " Δh_{pi} " y " d " se grafican obteniendo así el hietograma de la lluvia de diseño.

4.2 TRANSPOSICION DEL MODELO LLUVIA - ESCURRIMIENTO.

La transposición del modelo lluvia-escorrimento de una cuenca hidrométrica de apoyo a una cuenca sin datos de aforo se puede lograr mediante varios métodos, de los cuales se presenta el método de I-Pai-Wu como una solución a este problema.

Para ello es necesario tener como datos el hidrograma unitario instantáneo de cada una de las tormentas en las cuencas de apoyo y aplicar el método de I-Pai-Wu a éstas obteniendo los valores de " K " y " n " en cada tormenta (para mayor información, ver el subcapítulo 3.4.3 inciso f).

Tal y como se comentó en el método de I-Pai-Wu, los parámetros " K " y " n " dependen de las características fisiográficas de la cuenca tales como la pendiente, el área y la longitud de ésta, aunque también pueden ser la altura de precipitación medida en 24 horas, la densidad de corriente, etc.

Eligiendo aquellas características fisiográficas que sean comunes y posibles de obtener en la cuencas tanto de apoyo como no aforada, se obtiene una ecuación para cada cuenca de apoyo tanto del coeficiente de almacenaje "K" como del número de recipientes lineales "n".

Tales ecuaciones, suponiendo que las características son el área, la pendiente y la longitud de la cuenca se expresan de la siguiente forma:

$$K_1 = a_0 A_1^{a_1} L_1^{a_2} S_1^{a_3}$$

$$K_2 = a_0 A_2^{a_1} L_2^{a_2} S_2^{a_3} \dots\dots\dots$$

$$K_i = a_0 A_i^{a_1} L_i^{a_2} S_i^{a_3} \dots\dots\dots 4.5$$

$$n_i = a_0 A_i^{a_1} L_i^{a_2} S_i^{a_3} \dots\dots\dots 4.6$$

Donde:

i es el número contador de la cuenca "i" de apoyo. Cada cuenca "i" tiene una ecuación tanto de "K" como de "n".

$a_0, a_1, a_2, y a_3$ son constantes que se obtienen por medio del criterio de correlación múltiple.

K es el coeficiente de almacenaje, en [hr].

n es el número de recipientes lineales.

En el caso de que las características fisiográficas sean otras, la estructura de las ecuaciones 4.5 y 4.6 sigue siendo la misma, a excepción de los parámetros "A1", "L1", y "S1".

Dichas ecuaciones se consideran el resultado de la correlación múltiple de los datos de "K" y "n" (respectivamente) obtenidos a partir de cada tormenta en la cuenca de apoyo, y de las características fisiográficas de ésta.

La ecuación 4.5 que relaciona "K" con las características fisiográficas de la cuenca se puede expresar como:

$$\log K_i = \log a_0 + a_1 \log A_i + a_2 \log L_i + a_3 \log S_i$$

Desarrollando cambio de variables se tiene la ecuación:

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + a_3 x_3$$

Donde:

$$y = \log K_i$$

$$a_0 = \log a_0$$

$$x_1 = \log A_i$$

$$x_2 = \log L_i$$

$$x_3 = \log S_i$$

Resolviendo por mínimos cuadrados resultan las ecuaciones:

$$\sum y = a_0 N + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 + a_3 \sum x_3$$

$$\sum x_1 y = a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_1 x_2 + a_3 \sum x_1 x_3$$

$$\sum x_2 y = a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1 x_2 + a_2 \sum x_2^2 + a_3 \sum x_2 x_3$$

$$\sum x_3 y = a_0 \sum x_3 + a_1 \sum x_1 x_3 + a_2 \sum x_2 x_3 + a_3 \sum x_3^2$$

Con lo cual se determinan las constantes "a₀", "a₁", "a₂", y "a₃" para ser sustituidas en la ecuación 4.5. El mismo procedimiento es desarrollado por la ecuación 4.6 que relaciona las características fisiográficas de la cuenca.

Las ecuaciones 4.5 y 4.6 son utilizadas para llevar a cabo la transposición a la cuenca sin aforo.

Conocidas las características fisiográficas de la cuenca sin aforo y siendo éstas comunes a las de las cuencas de apoyo, se sustituyen sus valores en las ecuaciones 4.5 y 4.6 obteniendo así los valores de "K" y "n" para las tormentas

simuladas en la cuenca sin aforar.

Habiendo determinado dichos valores, es posible saber cual es el hidrograma unitario adimensional correspondiente al número de recipientes lineales "n" de cada tormenta simulada por medio de la gráfica 3.2 del método de I-Pai-Wu, del mismo modo se determinan los tiempos pico y gastos pico a través de las ecuaciones 3.47 y 3.45 respectivamente, con lo que únicamente resta multiplicar dichos valores por su respectiva ordenada en el hidrograma unitario adimensional de cada tormenta simulada, para obtener los hidrogramas unitarios instantáneos de cada una de ellas en la cuenca no hidrométrica.

Cabe aclarar que la obtención de los valores medios de "K" y "n", tal y como se explica en el método de I-Pai-Wu no es aplicable a la transposición que se menciona en el presente capítulo por lo que hay que cuidar de ello.

Para mayor información en la obtención de hidrogramas unitarios a través del hidrograma unitario adimensional, se recomienda revisar el subcapítulo 3.4.3 inciso e), del presente trabajo donde se da a conocer el método del hidrograma unitario adimensional.

4.3 CALCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO.

Luego de exponer una serie de métodos, hipótesis, ideas, gráficas, ilustraciones, ecuaciones, definiciones, etc. con el objetivo de analizar tanto la cuenca no instrumentada como la(s) cuenca(s) instrumentada(s), se llega finalmente a un punto sumamente importante: el cálculo de la avenida de diseño.

hidrograma unitario, curva "S", y/o el hidrograma unitario instantáneo según sea necesario en cada caso que se presente de tormenta tomando en cuenta su respectivo hietograma.

Dicho lo anterior se deduce que la duración en exceso "de" debe ser la misma para todas las cuencas de apoyo.

Habiendo evaluado las duraciones tanto para el hietograma de diseño de la cuenca no aforada "de" como para las cuencas de apoyo "dei", se procede a determinar si el hietograma de diseño es uniforme con respecto al tiempo de duración "de" (para mayor información revisar el subcapítulo 3.4.3 inciso a).

En caso de ser uniforme, se compara dicha duración "de" con la duración "dei" correspondiente a cada hidrograma unitario transpuesto.

1. Si son iguales, se aplica el método del hidrograma unitario junto con la ecuación 3.34 (subcapítulo 3.4.3 inciso a). Donde la lluvia en exceso "he" corresponde a aquella obtenida del hietograma de diseño.
2. Si no son iguales, se aplica el método de la curva "S" y posteriormente se deduce el hidrograma unitario para la duración en exceso "de" de la tormenta de diseño aplicando la ecuación 3.34.

Si por el contrario el hietograma de diseño no es uniforme en la duración en exceso "de", se compara el intervalo "Δt" de dicho hietograma con la duración en exceso "dei" de cada hidrograma unitario transpuesto.

3. Si "Δt" es igual a la duración en exceso "dei", se aplica el método del hidrograma unitario instantáneo junto con la

ecuación 3.37 (ver subcapítulo 3.4.3 inciso c).

4. Si " Δt " no es igual a la duración en exceso " d_{ei} ", se aplica el método de la curva "S" para lograr que las duraciones sean iguales tal que " $d_{ei} = \Delta t$ " y posteriormente se deduce el hidrograma unitario instantáneo para la duración del intervalo " Δt " aplicando la ecuación 3.37.

Realizando cualesquiera de los cuatro puntos mencionados anteriormente en los últimos párrafos, se obtiene como resultado final la avenida de diseño, la cual es indispensable para la proyección de una buena obra hidráulica.

CAPITULO 5

CONCLUSIONES

Dado que la hidrología es una ciencia nueva (reconocida en el S XIX), falta mucho por investigar. Desarrollar modelos que arrojen ecuaciones que se adecúen a cada región se ha logrado en países desarrollados, pero en países como México falta mucho por hacer.

También es necesario desarrollar correlaciones entre parámetros importantes, como por ejemplo la infiltración correlacionada con la pendiente de la cuenca o bien con la intensidad de precipitación.

Reforzando lo anterior, es necesario crear fórmulas y gráficas que se adecúen a las regiones de nuestro país.

Debido a lo arriba expuesto, las fórmulas mostradas en el presente trabajo como por ejemplo las del método de I-Pai-Wu en la obtención del hidrograma unitario, las fórmulas empíricas para valuar el tiempo de concentración " t_c " y el tiempo de retraso " t_r " y muchas otras; así como las gráficas expuestas como aquella que determina el número de recipientes lineales " n " con respecto al hidrograma unitario adimensional en el método de I-Pai-Wu, o bien aquella que sirve para obtener el factor de reducción de pico " z " en el método de Chow para el gasto máximo, son el resultado de representaciones de regiones en E.U. por lo que no son aplicables en México, aunque en la práctica éstas son las que se utilizan en la solución de un problema hidrológico.

Por otro lado, en México no se cuenta con una información fluida y abundante de registros hidrológicos, lo cual obliga a utilizar métodos para la obtención de datos faltantes, así como tomar algunas medidas para este efecto. Ello depende en gran parte de la experiencia y buen criterio del ingeniero hidrólogo proyectista.

Como comentarios y conclusiones del tercer capítulo se mencionan los siguientes:

1. Un pluviógrafo proporciona información más exacta y confiable de la precipitación que un pluviómetro, ya que los primeros dan registros continuos de precipitación, los cuales pueden ser interpretados en gabinete; en cambio, los pluviómetros son leídos a simple vista en el sitio prestandose la situación a posibles fallas interpretativas.
2. Los números de escurrimiento expuestos en la tabla 3.2 subcapítulo 3.3.4, representan el porcentaje de escurrimiento en cada región.
3. En cuanto al análisis de hidrogramas, hay que tratar dentro de lo posible, trabajar sobre hidrogramas de tormentas aisladas para mayor facilidad de manejo. En caso de tener tormentas consecutivas, se analiza en forma de matrices ya sea como hidrograma unitario o bien como hidrograma unitario instantáneo.
4. El método de la curva "S", como se comentó anteriormente, es aplicable para corregir la duración en exceso de un hidrograma unitario cuando "de' \neq de", pero también sirve para corregir la duración en exceso en el caso de ser un hidrograma unitario instantáneo siendo no uniforme la lluvia con respecto a dicha duración.

5. El tiempo de retraso "tr" no corresponde exactamente al concepto de tiempo de concentración "tc". Para una cuenca grande el tiempo de retraso generalmente es menor que el tiempo de concentración, en cambio, para cuencas pequeñas y de una simple configuración de drenaje, el tiempo de retraso se aproxima mucho al de concentración.

En el cuarto capítulo cabe mencionar los siguientes comentarios:

6. Existen, además del método de transposición de tormentas por I-Pai-Wu, otros métodos para dicho objeto, tales como el que propone Chow donde el factor climático "Y" sirve para transportar la tormenta, o bien a través del método expuesto en los apuntes de hidrología de superficie, subcapítulo 6.3.6, editado por la U.N.A.M.

7. El valor de "k" dentro del método del hidrograma unitario adimensional, ecuación 3.42, varía de acuerdo a las unidades que tenga el hietograma e hidrograma utilizados, así mismo, la expresión en las ecuaciones 4.5 y 4.6 (subcapítulo 4.2) puede ser variada debido a las características fisiográficas de la cuenca utilizadas para cada caso.

Es importante mencionar que una parte primordial del trabajo del ingeniero hidrólogo es el análisis y recolección de datos. La disposición de datos básicos adecuados es esencial en la elaboración de un buen diseño y proyecto hidráulico.

Ello depende del análisis de regresión realizado a dichos datos. También se hace notar, que al hacer una correlación, es necesario hacer un análisis de variancia de error así como obtener su coeficiente de correlación, todo esto con el fin de que

la ecuación obtenida sea confiable.

Finalmente, el presente trabajo es un resumen de lo que se realizó en un proyecto hidrológico en la zona de Tabasco. Por ésta razón faltan conceptos y métodos también importantes en la hidrología que no fueron presentados tales como las curvas hp-a-d, la deducción de datos faltantes, otros métodos de transposición de tormentas y de hidrogramas unitarios sintéticos tales como el triangular, el de Grey, el de Synder, etc.

Realmente espero que el presente trabajo sea de gran utilidad como herramienta de consulta y trabajo en el curso de hidrología impartido para alumnos de la facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., ya que existen en la actualidad pocos libros editados en español (algunos pobremente traducidos del inglés) y mucha bibliografía en inglés, deseando que este libro sirva de ayuda adicional.

Opino que es necesario motivar más a los alumnos en el curso de hidrología, por medio de interesantes prácticas de laboratorio y con ejemplos de problemas reales, para que tomen conciencia e interés de que dicha ciencia es de vital importancia para iniciar cualquier proyecto y construcción de una obra hidráulica, de tal manera que la seguridad de la obra depende en gran parte de un buen estudio hidrológico en la zona de interés.

BIBLIOGRAFIA

1. HIDROLOGIA. PRIMERA PARTE. Rolando Springall G.. Instituto de Ingeniería. Serie No. D-7. U.N.A.M. Abril de 1970.
2. APUNTES DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE. Doctor Francisco J. Aparicio Mijares. Facultad de Ingeniería. U.N.A.M. 1986.
3. HIDROLOGIA PARA INGENIEROS. Segunda edición. Linsley, Jr.; Kohler; Paulhus. McGraw - Hill. Marzo de 1979.
4. DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS. Rolando G. Springall. Instituto de Ingeniería. U.N.A.M. Num. 143 patrocinado por la Secretaría de Obras Públicas. Enero de 1969.
5. INTRODUCTION TO HYDROLOGY. Second edition. Viessman W., Knapp Jr. John W., Lewis Gary L., Harbaugh. Harper & Row publishers. IEP - DUN - DONNELLEY.
6. HANDBOOK OF APPLIED HYDROLOGY. Chow Ven Te. Mc.Graw - Hill Book Co.. 1964
7. SEMANARIO. "Testimonios para el futuro". Facultad de Ingeniería. U.N.A.M. Julio 22 de 1987.
8. Apuntes de la materia de Hidrología impartida en la facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.

9. Proyecto hidrológico realizado por la empresa de Consultores

S.A.