



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS
HIDROLÓGICO DE CUENCAS RURALES
DE PEQUEÑAS DIMENSIONES**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

SERGIO DANIEL RIVERA MOLINA



**DIRECTOR DE TESIS:
M. EN I. VICTOR FRANCO**

MÉXICO, D.F.

2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mi familia, mis profesores y amigos.

Índice

INTRODUCCIÓN

I. HIDROLOGÍA EN CUENCAS RURALES

II. CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

III. PRECIPITACIÓN

- Precipitación media
- Periodo de retorno
- Curvas de intensidad-duración-periodo de retorno
- Curvas de altura de precipitación máxima en 24 horas – periodo de retorno

IV. ESCURRIMIENTO

V. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DE LA CUENCA

- Tiempo de concentración
- Duración de tormenta y lluvia en exceso
- Estimación de lluvia efectiva a través del número “N”
- Coeficiente de escurrimiento

VI. TORMENTAS DE DISEÑO

VII. INTEGRACIÓN DE INFORMACIÓN (GENERAR UN HIDROGRAMA)

- Estimaciones preliminares o empíricas
- Gastos máximos (método de las envolventes de Creager y Lowry y fórmula racional)
- Hidrogramas unitarios sintéticos

VIII. MÉTODOS DE PROTECCIÓN Y TÉCNICAS DE REDUCCIÓN DEL ESCURRIMIENTO

- Prácticas de disminución de escurrimiento en cuencas rurales
- Almacenamiento de lluvia en exceso

CONCLUSIONES

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

Desde el inicio, las sociedades agrícolas han hecho uso y buscado entender el ciclo hidrológico con el fin de controlar y aprovechar los aspectos a su alcance, además se realizan observaciones, mediciones y registros de los volúmenes de lluvia y escurrimientos de ciertas zonas. Los estudios han evolucionado y se han especializado hasta el grado de predecir tormentas con precisión de horas y estimación de avenidas máximas cercanas a las extraordinarias.

En la mayoría de las cuencas rurales, si no es que en todas, se tienen zonas urbanas de diferentes tamaños y distribución, que crecen en proporciones incontrolables según el desarrollo regional. Además, en general las cuencas rurales cuentan con áreas de cultivos, ganaderas y zonas de producción agrícola, que alteran el ciclo hidrológico de la cuenca, modificando la calidad y forma en la que transita el escurrimiento.

Entre más crezcan las zonas urbanas, mayores serán las áreas impermeables como calles, azoteas, estacionamientos, entre otros, así los colectores, arroyos o cuerpos de agua receptores, serán insuficientes para evacuar el incremento en el gasto; porque al momento de una tormenta, los volúmenes de agua, necesariamente, deberán ser evacuados de las calles de manera eficiente para evitar inundaciones y problemas aguas abajo.

Dependiendo de las previsiones que se tengan en cuanto a los buenos manejos del agua de tormenta. También será posible aprovechar parte de los escurrimientos; y dependiendo de las dimensiones de la cuenca y su localización hidrológica, se beneficiará desde actividades agrícolas mínimas o se podrán abastecer grandes cuerpos de agua.

La base del presente estudio son los requerimientos básicos que instituciones encargadas del diseño de obras hidráulicas utilizan para la generación de estudios hidrológicos mismos que se han desarrollado a lo largo del tiempo y que han sido recopilados y estructurados en manuales y libros técnicos. Este trabajo no sólo hace una selección de autores sino de métodos que utilizan información de datos de lluvia y que no requieren información hidrométrica.

Se desarrollará una metodología base para conocer las debilidades y fortalezas hídricas de una cuenca agrícola de pequeñas dimensiones, además de mostrar diferentes técnicas de reducción del escurrimiento.

Tomando como base los datos de registros de lluvias en una zona determinada, en un tiempo considerable (más de 15 años), se realizará el análisis hidrológico para conocer la cantidad de agua que en promedio cae en la zona de estudio, de ésta manera se estimará el gasto que escurre en el cauce (generando hidrogramas unitarios), así como la predicción de una probable avenida máxima para cierto periodo de retorno, haciendo uso de modelos probabilísticos; la geografía de la zona; las características fisiográficas de la cuenca, las cartas hídricas y la delimitación de áreas de captación para los diferentes tipos y usos del suelo. Con la integración de estos datos se obtienen las curvas de intensidad- duración- periodo de retorno, de importancia fundamental en el cálculo del gasto máximo y la estimación de la avenida de diseño. Que a su vez son vitales para el futuro diseño de tormentas y para el dimensionamiento de obras de protección y almacenamiento.

Las técnicas de reducción del escurrimiento, como son: la protección de suelos y cauces, restauración ecológica y promoción de un mejor aprovechamiento de suelos agrícolas, se estudian con el fin de tener un mejor drenaje y aprovechamiento de la cuenca.

La ventaja de conocer las características hidrológicas de una zona desempeña un papel importante en la toma de decisiones, así como en la dirección que pueda tomar un estudio de ingeniería, donde se involucran un gran número de variables, siendo complejo el control de todas ellas.

I. HIDROLOGÍA EN CUENCAS RURALES

“La Hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el ambiente, incluyendo a los seres vivos”. (Chow, V.T. 1964).

La ingeniería se encarga de la parte de la Hidrología que comúnmente se llama Ingeniería Hidrológica o Hidrología Aplicada, que incluye aquellas partes del campo de la Hidrología que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del agua.

En el ciclo hidrológico, el agua inicia su camino sobre la cuenca desde el punto donde cae en el suelo, inmediatamente comienza a escurrir, ya sea de manera superficial o de manera subterránea. En su camino la mayor parte se infiltra, otra gran parte se evapora, otra se queda en la vegetación y la restante continúa escurriendo hasta llegar a los cauces para finalmente almacenarse o salir de la cuenca.

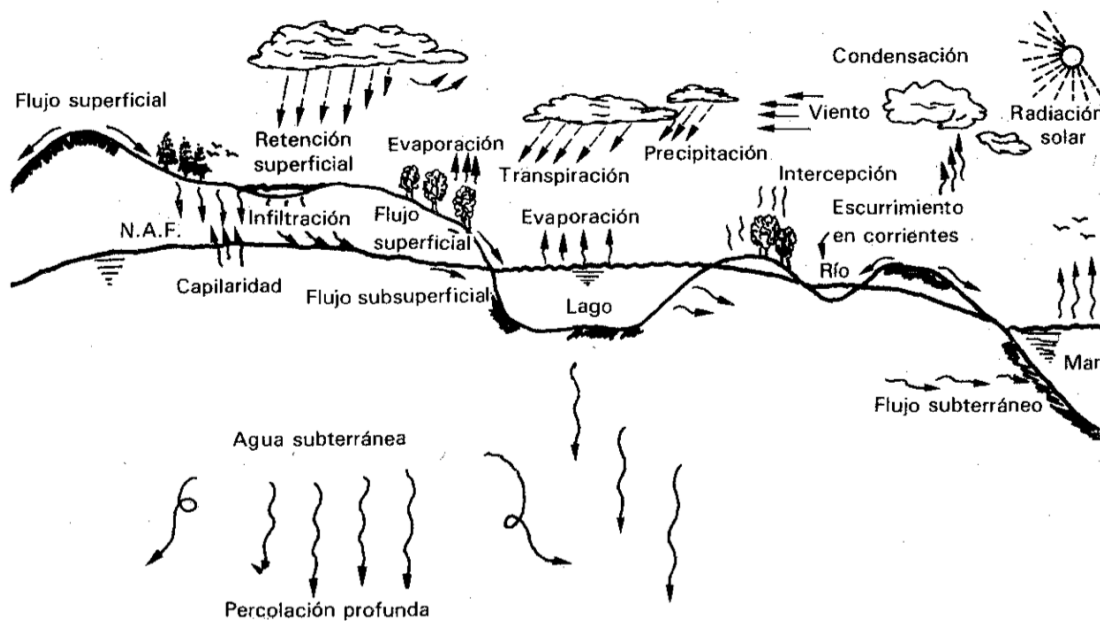


Figura 1.1 El ciclo hidrológico (Aparicio, 1992)

El análisis hidrológico consiste de manera general en la estimación de ciertas variables como lluvia, escurrimiento o crecientes, que son necesarias para el

dimensionamiento y diseño mismo de diversas obras hidráulicas. Así como para la demarcación de planicies de inundación; las áreas de riesgo o factibilidad de zonas de aprovechamiento; el pronóstico de niveles o gastos a tiempo real, etc. Este proceso de eventos hidrológicos en sistemas urbanos y naturales se apoya en los registros climáticos e hidrométricos, que se han recabado a lo largo de los años. (Campos, 2010).

Una cuenca es una zona de la superficie de la tierra, que si se supone impermeable, al caer alguna precipitación (agua, granizo o nieve) escurrirá o será drenada por un sistema de corrientes a un mismo punto de salida con determinada velocidad y tiempo de escurrimiento. Está delimitada por el *parteaguas*, que es la línea imaginaria que une los puntos con mayor altitud de la cuenca. Las cuencas que orográficamente forman una salida para el agua se denominan exorreicas y las que no tienen una salida física, endorreicas.

La característica principal de un cuenca es su tamaño, en este caso se hablará de cuencas pequeñas, según Chow una cuenca pequeña es aquella que es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración, es decir, que predominan las características fisiográficas de la cuenca sobre las del cauce. Chow fijó como límite para considerar una cuenca pequeña aquella que fuera menor de 25 km², sin embargo, para I – Pai – Wu y Sprigall este límite es de 250 km², (Aparicio 1992) Para cuencas grandes el efecto de almacenamiento en el cauce es muy importante, por lo cual deberá darse mayor atención a las características de éste.

Tabla 1.1 Clasificación de una cuenca con respecto a su área (Aparicio, 1992)

Área de la cuenca en km ²	Descripción
<25	Muy pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia – pequeña
500 a 2500	Intermedia – grande
2500 a 5000	Grande
> 5000	Muy grande

Además de la clasificación por área, las cuencas, también se clasifican en rurales o urbanas, de acuerdo con el INEGI, una población se considera rural cuando

tiene menos de 2500 habitantes, mientras que la urbana es aquella donde viven más de 2500 personas. (Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática [INEGI], 2012).

Los indicadores mundiales estadísticos muestran que actualmente más de la mitad de la población vive en áreas urbanas y en los países “en desarrollo”. Esta proporción alcanza el 90 % o más, en México poco más del 50% de la población se encuentra asentada en zonas urbanas. Sin embargo, muchas ciudades tienen zonas de transición en las periferias que se pueden considerar rurales (Campos, 2010).

Por lo tanto, una cuenca rural es aquella en la que se tiene una mínima o nula concentración de población, que aunque no tendrá calles pavimentadas, drenajes, ni demasiadas azoteas que capten el agua, sí tiene una modificación de su estructura natural o primaria. La vegetación se ha modificado; la composición del suelo es diferente; existen cambios en los cauces originales, de tal manera estas alteraciones provocan variantes de los escurrimientos finales.

II. CARACTERÍSTICAS FISIográfICAS DE LA CUENCA

Una cuenca se entiende como un sistema que puede analizarse a partir de sus entradas, salidas y pérdidas. Siguiendo la clasificación de cuencas por el destino final de su escurrimiento, se consideran dos tipos; endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca, generalmente es un lago, aunque pudiera ser la entrada a un río subterráneo o simplemente a una zona con alta permeabilidad que induzca la infiltración. En las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca, es una “abertura” en el parteaguas que continúa hacia otra corriente o al mar.

El área de la cuenca es el parámetro más importante para conocer el promedio del gasto máximo anual de escurrimientos y el volumen de sedimentos ya que está directamente relacionado con ambos. El área está definida como: La superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas. Para conocer las dimensiones de una cuenca es necesario contar con cartas topográficas de escala tal, que permitan trazar el parteaguas de la cuenca. Para dicho trazo es necesario unir los puntos perimetrales más elevados de la topografía de la zona, siguiendo una línea imaginaria que es perpendicular a las curvas de nivel. Dependiendo de las dimensiones y objetivos del proyecto que se esté analizando, será como se discretice el terreno en diferentes cuencas y subcuencas que alimentan cauces principales y tributarios.

En cuencas pequeñas el cauce principal o colector de la cuenca, es muy simple de identificar. Sin embargo, cuando la cuenca crece en magnitud ya no es tan obvio; por lo tanto, se realiza un mapa con todos los cauces o *red de drenaje* y se asigna el número uno a las corrientes iniciales, que se encuentren aguas arriba, cuando se unen dos de éstas corrientes forman una de orden dos, cuando se juntan dos de orden dos forman una de orden tres y así sucesivamente hasta llegar a la corriente que cruza el sitio de interés o la salida de la cuenca, se observa en la figura 2.1. El *colector principal* se define como el cauce que va desde la salida de la cuenca hacia aguas arriba, siendo la corriente de mayor orden, cuando se llega a una bifurcación con dos corrientes del mismo orden se toma la que tiene mayor área de drenaje.

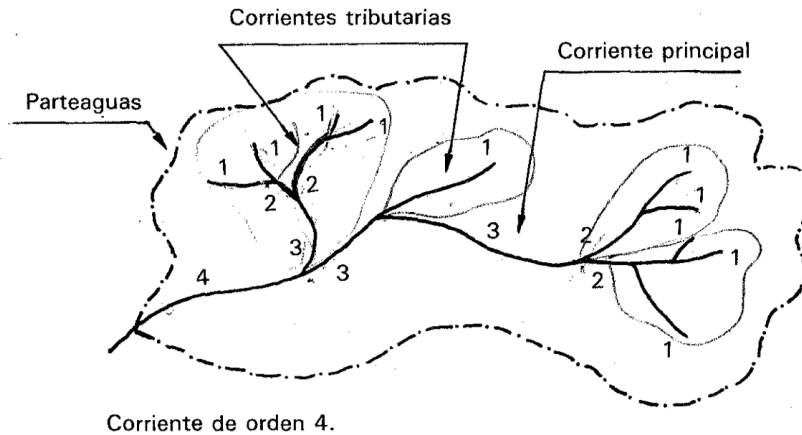


Figura 2.1 Características de la cuenca

Cuenca hidrológica

Definido el cauce o colector principal, se traza su *perfil* con base en las parejas de valores de distancia y cotas. Se toma como origen la salida de la cuenca o el sitio de interés y se realiza un levantamiento topobatométrico hacia aguas arriba con las distancias medidas en kilómetros anotadas en las abscisas y las respectivas altitudes en metros sobre el nivel del mar en las ordenadas.

Obtenida la gráfica del perfil, se definen otros dos parámetros físicos importantes; la longitud total del cauce o del colector principal, L_c y su desnivel total en metros, H .

Conocidos los valores de L_c y H es posible conocer otro parámetro físico de mucha utilidad, que es la pendiente promedio del cauce principal, S_c . Fundamentalmente existen dos métodos para la obtención de la pendiente media. El primero es el *método de la recta*, que se basa en igualar el área por encima del perfil del cauce con el área debajo del perfil del cauce, delimitándolas con una línea recta que se apoya en el extremo aguas abajo, siendo la pendiente de la línea la pendiente media del cauce, S_c . Se describe en la figura 2.2.

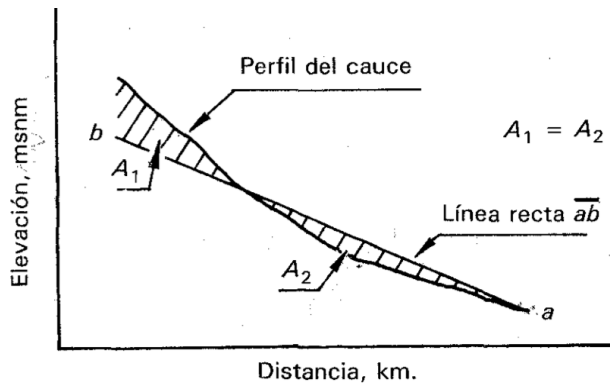


Figura 2.2 Pendiente compensada

El segundo método es la fórmula de Taylor – Schwarz y consiste en dividir en m tramos iguales el colector o cauce principal, lo suficientemente pequeños en longitud, para que sea aceptable como pendiente promedio, s_i , como se muestra en la figura 2.3. Donde s_i es el cociente h/l , h es su desnivel y l su longitud común, ambas en metros. La fórmula de Taylor - Schwarz es la siguiente:

$$S_c = \left(\frac{m}{1/\sqrt{S_1} + 1/\sqrt{S_2} + 1/\sqrt{S_3} + \dots + 1/\sqrt{S_m}} \right)^2 \quad 2.1$$

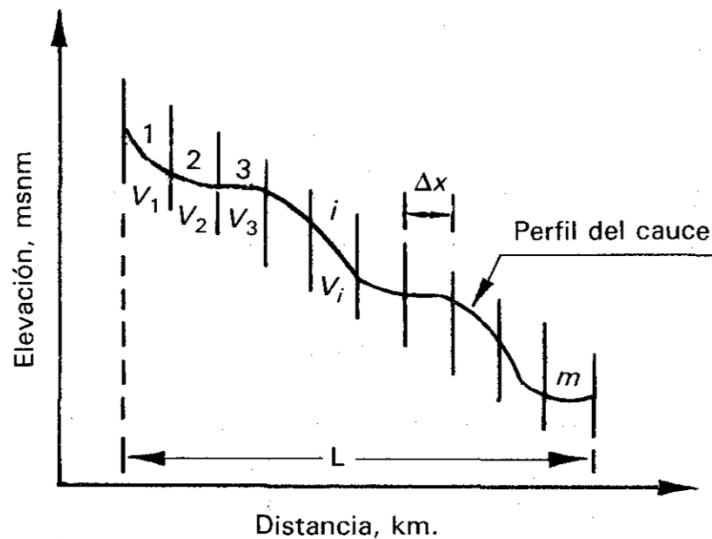


Figura 2.3 Método de Taylor – Schwarz

A partir de dichos métodos es posible obtener la pendiente promedio del cauce, que es el principal parámetro para estimar la velocidad promedio del agua en el cauce y por lo tanto la capacidad de drenaje de la cuenca.

III. PRECIPITACIÓN

La precipitación se presenta en diferentes formas, puede ser lluvia, nieve, granizo, etc. Para la Ingeniería Hidrológica, la lluvia es el punto de partida para el estudio de escurrimientos, uso y control del agua. Sin embargo, en algunas regiones del mundo la fusión de la nieve es la que puede ocasionar las avenidas más grandes o máximas.

Las principales características de la precipitación que se deben conocer son:

Altura promedio de precipitación, P ; cantidad de agua que se precipita en una tormenta en determinado tiempo, se le llama también lámina de lluvia. Tiene dimensiones de longitud y se expresa en mm.

Intensidad de precipitación, i ; agua que se precipita en un determinado tiempo, se expresa en mm/h.

Duración, d ; intervalo de tiempo en el que se presenta la lluvia, comúnmente se expresa en horas.

Para realizar las mediciones de la precipitación, ocurrida en una lluvia o determinado tiempo (normalmente 24 horas), los dispositivos más utilizados en México son los *pluviómetros*, que son dispositivos formados por un recipiente cilíndrico graduado de área transversal al que descarga un embudo que capta el agua de lluvia, y cuya área de captación es A . El área de captación A es normalmente diez veces mayor que el área del recipiente a , el objetivo es que, por cada milímetro de lluvia, se deposite un centímetro en el recipiente. De este modo, es posible hacer lecturas a simple vista hasta de una décima de milímetro de lluvia, que corresponde a un milímetro depositado en el recipiente.

Además existen los *pluviógrafos*, que registran continuamente el incremento de lluvia almacenada en cierto tiempo. Existen de tipo mecánico o electrónico, de tal manera que generan un registro de la lluvia acumulada a lo largo del tiempo llamado *pluviograma*. En la figura 3.1 se muestran los resultados de una tormenta que comenzó a las 16 horas y media y terminó a las 6 horas del día siguiente, con una altura de precipitación de 26 mm de columna de lluvia. Cada línea vertical indica que la aguja vuelve al cero habiendo acumulado 10 mm de lluvia.

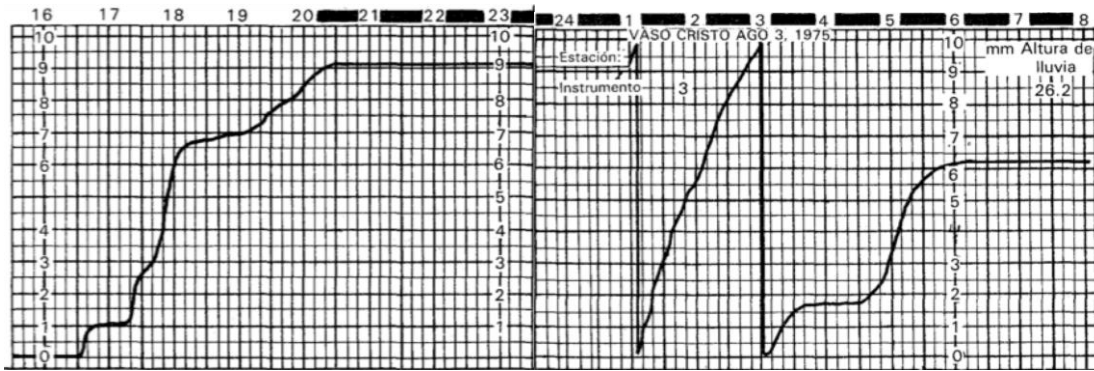


Figura 3.1 Registro de un pluviógrafo de flotador y sifón. (Aparicio 1994)

De la gráfica del *pluviograma*, quitando los descensos, se obtiene una gráfica de precipitación acumulada contra el tiempo llamada *curva masa de precipitación*. La siguiente figura representa una *curva masa de precipitación* con una duración de lluvia de 6 horas y 38 mm de lluvia.

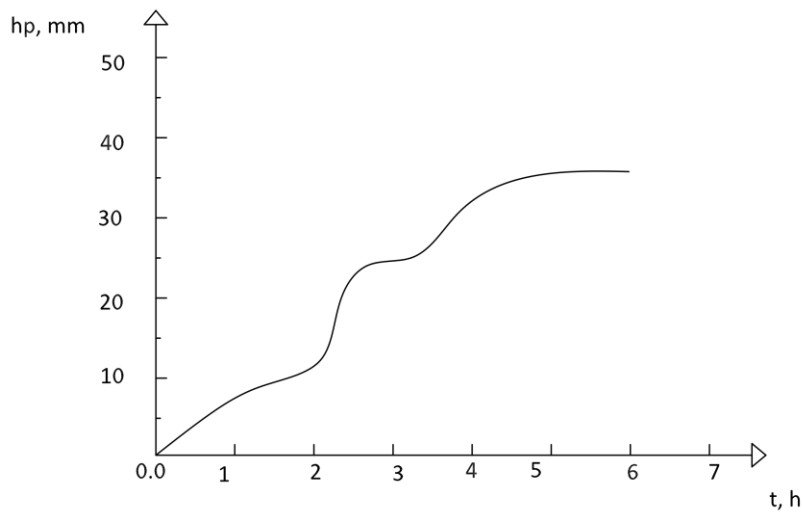


Figura 3.2 Curva masa de precipitación

Si se observa el gráfico, siempre tiene una pendiente positiva, en el caso que la lluvia cesara, tendría una pendiente cero debido al no existir incremento de lluvia. Además, dicha pendiente es en cualquier tiempo igual a la intensidad de la lluvia (altura de precipitación por unidad de tiempo) en ese instante.

A partir de la *curva masa de precipitación* es posible dibujar diagramas de barras que representen las variaciones de la altura de precipitación o de su intensidad en

intervalos de tiempo previamente establecidos, a estos diagramas de barras se les llama *hietogramas*.

Los *hietogramas* se construyen dividiendo el tiempo que duró la tormenta en n intervalos (que pueden ser iguales o no) y midiendo la altura de precipitación que ocurrió en cada intervalo de tiempo. La siguiente figura representa un *hietograma* de precipitación de 9 horas de duración dividido en 9 intervalos.

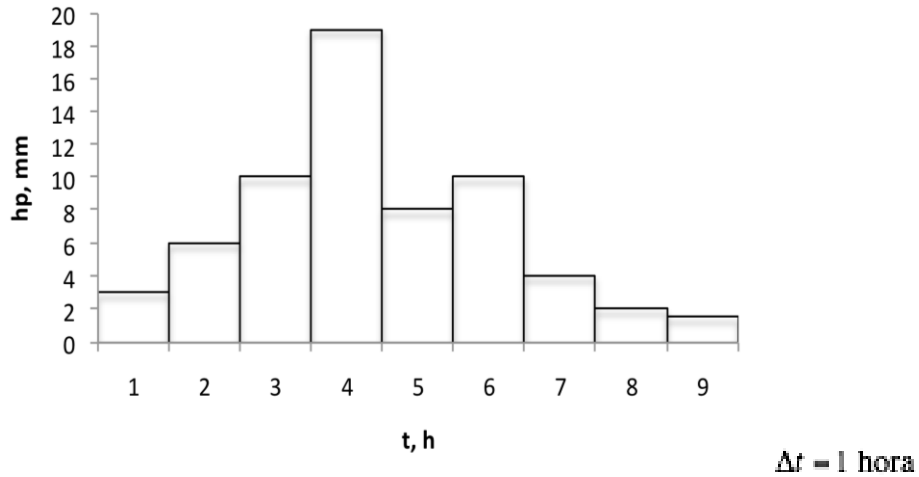


Figura 3.3 Hietograma de precipitaciones

En el siguiente *hietograma* (figura 3.4) se registró la intensidad de la tormenta en cada intervalo de tiempo, se obtuvo dividiendo la altura de precipitación de cada barra entre el tiempo Δt , en éste caso $\Delta t = 1 \text{ hora}$. Ambos *hietogramas* son equivalentes, pero cada uno tiene aplicaciones diferentes.

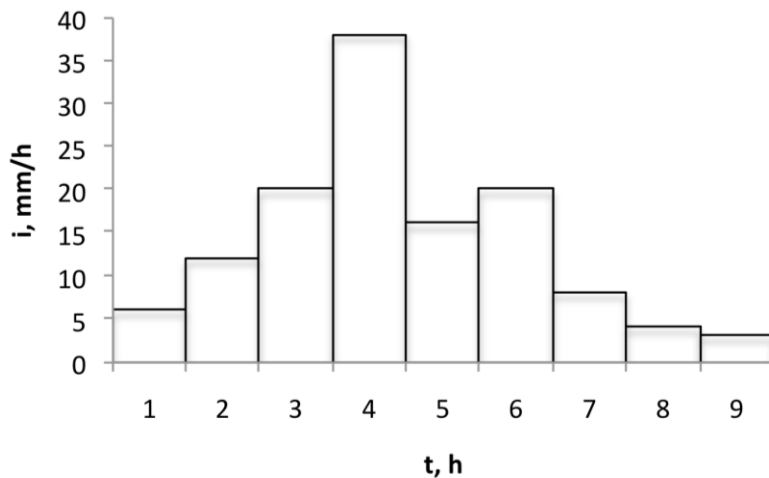


Figura 3.4 Hietograma de intensidades

La selección del intervalo Δt es muy importante, dado que arrojará información más o menos detallada en los *hietogramas*, ya que dependerá de la cantidad de información con la que se cuente.

- **Precipitación media**

Para conocer la precipitación media en una cuenca, es necesario analizar los registros pluviométricos de las estaciones climatológicas dentro de la zona de estudio y su vecindad. Se recomienda tomar datos de estaciones a una distancia menor de 5 km al *parteaguas* de la cuenca. O bien utilizar métodos que corrijan los datos de precipitación de cuencas aledañas.

Básicamente existen tres métodos para determinar la precipitación media: *Promedio aritmético*, método de las *isoyetas* y *polígonos de Thiessen*, el método que tiene una mejor aproximación es el *método de las isoyetas*.

Cada tormenta será diferente y tendrá características particulares. Conociendo la precipitación media es posible estimar la cantidad de agua que lloverá en cierta zona en promedio, sin embargo para conocer como se comporta una tormenta en particular a lo largo del tiempo es necesario saber la intensidad y duración de la misma, y de ésta manera trazar gráficos que representen la intensidad de la lluvia a lo largo del tiempo, y el gasto que generan en cierto tiempo, son los gráficos llamados *hidrogramas* y son la base para conocer el comportamiento de una tormenta.

En zonas tropicales que tienen valores de precipitaciones muy altas son comunes las tormentas de larga duración pero muy poca intensidad, a diferencia de las zonas de montañas altas, donde se presentan tormentas de muy corta duración pero de gran intensidad. Quizá en los dos ejemplos la precipitación media sea la misma, sin embargo son zonas con lluvias muy diferentes que presentan diferentes formas de escurrimiento en sus cauces.

- **Periodo de retorno**

El periodo de retorno T de un evento es el valor esperado de τ , $E(\tau)$, su valor promedio medido sobre un número de ocurrencias suficientemente grande.

En otras palabras; el intervalo de recurrencia, periodo de retorno, o frecuencia, se define como el tiempo o número de años en el que, en promedio, se presenta un evento extremo. Por definición un evento extremo ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual que un cierto nivel x_τ . El intervalo de recurrencia τ es el tiempo entre ocurrencias de $X \geq x_\tau$. Se puede decir que “el periodo de retorno de la precipitación máxima en 24 h de 500 mm es de 25 años” cuando, en promedio, se presenta una precipitación de esa magnitud o mayor una vez cada 25 años. No significa que dicha precipitación se presente exactamente una vez cada 25 años, sino que en *promedio* ocurre una vez cada 25 años (Aparicio, 1994).

De ésta manera se logra asociar una frecuencia de ocurrencia de cierto evento hidrológico (precipitación máxima, gasto máximo de escurrimiento, duración máxima, etc.) al diseño de obras, en particular a las obras hidráulicas. Tomando en cuenta, que el periodo de retorno que define las dimensiones del diseño de la obra, será función del riesgo que exista para la población, en caso de presentarse dicho evento catastrófico. Normalmente es el número de pobladores que se pone en riesgo, lo que rige el periodo de retorno asignado al diseño. Por ejemplo; cuando se diseña un drenaje pluvial en zonas urbanas con población de menos de 100 000 habitantes se asigna un periodo de retorno de 5 años. O en el diseño de presas derivadoras para zonas de riesgo grande (población de más de 10 000 habitantes) el periodo de retorno asignado es de entre 500 a 1000 años (Campos Aranda, 2010).

Se han hecho intentos de legislar y crear una normatividad para definir las pautas hidrológicas, que definan los periodos de retorno (Tr) en años, para las crecientes de diseño de las diferentes obras hidráulicas.

- **Curvas de intensidad-duración-periodo de retorno**

El cálculo de las curvas de intensidad- duración- periodo de retorno, es una herramienta más para la estimación de la avenida de diseño y el cálculo del gasto máximo, tiene una importancia fundamental en la Hidrología Superficial, ya que se basa en las *precipitaciones medias*, en las *cartas de isoyetas* y en el *tiempo de concentración* de una cuenca. Con ellas se obtiene información suficiente para el *diseño de una tormenta* y por lo tanto para el diseño de obras de protección y almacenamiento.

Usualmente, cuando se tienen datos de un cierto periodo, y se desea aplicar algún método estadístico para extrapolar dichos datos a periodos de retorno mayores al de las mediciones, es necesario asignar un valor de T a cada dato registrado.

Además hay que tomar en cuenta que se trabaja con variables aleatorias continuas, cuyo dominio de definición es:

$$0 \leq x \leq \infty$$

Siempre habrá una probabilidad no nula de que se presente un valor menor o igual que un valor cualquiera en éste rango, no importa qué tan pequeño o grande sea dicho valor. De aquí la necesidad de usar una fórmula que asigne una probabilidad no nula a cualquier evento. Otra manera de hacer lo anterior es suponiendo que la frecuencia observada de un evento es la misma que la población de frecuencias de ese evento. Lo que conduce a la fórmula:

$$P(X \geq x) = 1 - \frac{m}{n+1} \tag{3.1}$$

El periodo de retorno de m-ésimo evento de los n registros es entonces:

$$T = \frac{n+1}{m} \tag{3.2}$$

donde m , es el número de orden en una lista de mayor a menor de los datos y n , es el número de datos.

Para la obtención de las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno existen básicamente dos métodos que relacionan dichas variables. El primero, relaciona

las variables de intensidad y periodo de retorno para cada duración por separado mediante alguna de las funciones de distribución de probabilidad que se usan comúnmente en hidrología. El segundo método relaciona simultáneamente las tres variables en una familia de curvas cuya ecuación es:

$$i = \frac{KT^m}{(d+c)^n} \quad 3.3$$

donde, k , m , n y c son constantes que se calculan mediante un análisis de correlación lineal múltiple.

Si se toman logaritmos de la ecuación I.3 se llega a:

$$\log i = \log K + m \log T - n \log(d + c)$$

o bien:

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad 3.4$$

donde:

$$\begin{aligned} y &= \log i \\ a_0 &= \log k \\ a_1 &= m \\ x_1 &= \log T \end{aligned}$$

La ecuación 3.4 es la de una familia de líneas rectas de pendiente a_2 , ordenada al origen a_0 y espaciamiento a_1 .

Si los datos registrados de i , d y T se dibujan en papel logarítmico, usualmente se agrupan en torno a líneas rectas. Cuando las curvas resultan ser demasiado curvas se puede corregir agregando a las duraciones un valor constante c , o bien, en algunos casos, cuando la pendiente de las líneas varía mucho, dividiendo la línea para cada periodo de retorno en dos rectas. En caso de que los datos se alineen lo suficiente se puede tomar el valor de c como cero.

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

$$\begin{aligned} \sum y &= Na_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 \\ \sum (x_1 \cdot y) &= a_0 \sum x_1 + a_1 \sum (x_1^2) + \sum (x_1 \cdot x_2) \\ \sum (x_2 \cdot y) &= a_0 \sum x_2 + a_1 \sum (x_1 \cdot x_2) + a_2 \sum (x_2^2) \end{aligned} \quad 3.5$$

donde N es el número de datos y las incógnitas son a_0 , a_1 y a_2 ; x_1 , x_2 y y son, respectivamente, los logaritmos del periodo de retorno, los logaritmos de la duración (con valor de c de ser necesario) y de la intensidad, que se obtienen de un registro de datos de precipitación. Ya calculados los valores de a_0 , a_1 y a_2 , es posible valuar los parámetros k , m y n de la ecuación 3.3.

El procedimiento para la obtención de las curvas mediante la relación de las tres variables (intensidad, duración y periodo de retorno), es el siguiente.

Se toman como base los datos de una estación *pluviográfica*, de alturas de precipitación a diferentes duraciones, que, para cada año de registro, representen la mayor altura de precipitación para cada duración en cuestión. Lo más común es que estas alturas máximas de precipitación correspondan a sólo una o dos de la tormentas máximas del año. Las estaciones seleccionadas deben de tener al menos 25 años de registro para que el análisis sea confiable.

El primer paso es transformar las alturas de precipitación a intensidades, dividiéndolas entre sus respectivas duraciones. La tabla de datos de intensidades y duraciones debe ser ordenada de mayor a menor intensidad sin importar que sean de una misma fecha. Posteriormente, asignar a cada orden un periodo de retorno de acuerdo a la ecuación I.2. Ahora, se calculan los parámetros x_1 , x_2 y y , además de sus productos, cuadrados y sumatorias. Por último, sustituir en las ecuaciones y resolver el sistema de ecuaciones para obtener los valores de a_0 , a_1 y a_2 y por último, los parámetros k , m y n con la ecuación I.3. Así, se obtiene una ecuación de forma:

$$i = \frac{KT^n}{(d+c)^n} \quad 3.6$$

donde, d , está en minutos, T , en años, i , en mm/h

Cada una de las rectas, para cada periodo de retorno dado, se interpreta como una curva masa de precipitación. Esto se hace multiplicando por la duración convertida a minutos.

$$hp = i \frac{d}{60} = \frac{KT^n}{(d+c)^n} \cdot \frac{d}{60} \quad 3.7$$

Teniendo curvas como estas, que representan tormentas específicas a determinado tiempo y cierta probabilidad de ocurrencia, es posible construir *hietogramas* o gráficas de intensidades de lluvia o alturas de precipitación contra tiempo, que son utilizadas como tormentas de diseño.

Otra posibilidad para obtener los datos máximos de intensidades a diferentes duraciones y periodos de retorno es utilizando las *cartas* que emite la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Las *cartas* son mapas que dividen al país en diferentes zonas hidrológicas y muestran curvas de isoyetas que representan áreas de igual intensidad de tormentas en diferentes duraciones y probabilidades de ocurrencia.

A continuación, en la figura 3.5 y 3.6, se muestran ejemplos de las cartas de isoyetas del centro del país a un periodo de retorno de 50 años y duraciones de 60 y 120 minutos respectivamente. Los puntos azules representan las estaciones climatológicas:



Figura 3.5 Curva de isoyetas (SCT, 2012)



Figura 3.6 Curva de isoyetas (SCT, 2012)

- **Curvas de altura de precipitación máxima en 24 horas – periodo de retorno**

Conociendo los valores de precipitación media es posible determinar curvas que relacionan la precipitación máxima probable con una duración de 24 horas a distintos periodos de retorno. Para conocer las curvas se necesita relacionar las alturas de precipitación máximas anuales, su periodo de retorno y ajustar una función de distribución de probabilidad para obtener las curvas deseadas.

Finalmente, se obtiene una gráfica de altura máxima de precipitación contra periodo de retorno, donde las ordenadas están en escala logarítmica.

Estos datos son de gran utilidad cuando se desea aprovechar la lámina de agua probable para una ocurrencia o periodo de retorno determinado.

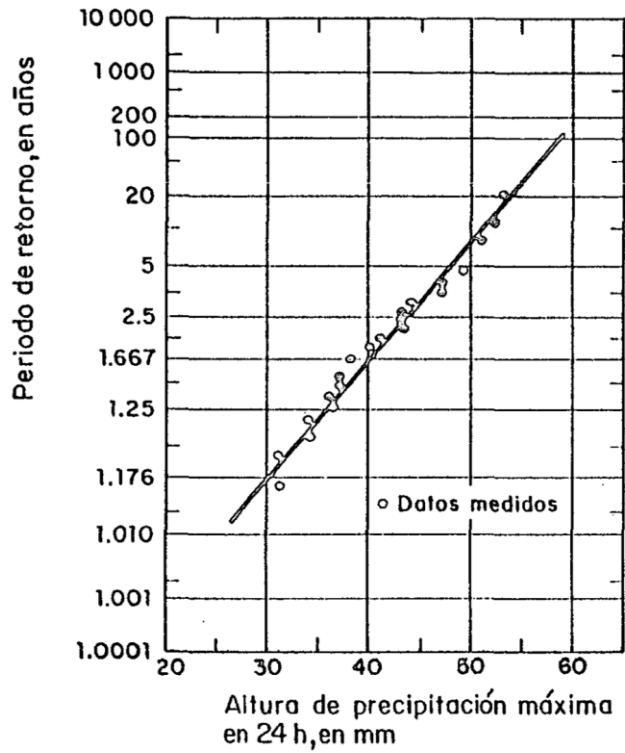


Figura 3.7 Gráfica de altura de precipitación periodo de retorno (Fuentes y Franco, 1997)

Para que los resultados del análisis probabilístico de estimación de valores máximos asociados a una determinada probabilidad de excedencia, sean teóricamente válidos, la serie de datos o muestra debe satisfacer ciertos criterios estadísticos que son: aleatoriedad, independencia, homogeneidad y estacionalidad.

IV. ESCURRIMIENTO

Se entiende por escurrimiento al agua proveniente de la precipitación que corre sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a un cauce formando una corriente que finalmente es drenada a la salida de la cuenca, o un lago o almacenamiento.

Para comprender mejor el proceso de escurrimiento en una cuenca, conviene separar los diversos caminos que puede tomar el agua proveniente de la precipitación en tres: *superficial*, *subsuperficial* y *subterráneo*.

Haciendo un repaso por la trayectoria del agua: la precipitación tiene contacto con la superficie terrestre y comienza a infiltrarse hasta saturar las capas de suelo. Posteriormente, se empiezan a llenar las depresiones del terreno hasta donde les permite el suelo, al mismo tiempo el agua comienza a escurrir sobre su superficie. Éste proceso, desde que la lluvia tiene contacto con el suelo hasta que llega a un cauce bien definido, se denomina *flujo en la superficie del terreno* o en inglés: *overland flow*. En ésta trayectoria hacia la corriente más próxima, el agua fluye por el terreno, una parte se infiltra, otra se queda en la vegetación y otra parte se evapora, en diferentes cantidades. Una vez que el flujo llega a un cauce bien definido se convierte en *escurrimiento en corrientes*. Tanto el *escurrimiento en corrientes*, como el *flujo sobre el terreno*, forman el *escurrimiento superficial*. La parte de agua que se infiltra pero que queda en las capas de suelo próximo a la superficie, se le denomina *escurrimiento subsuperficial*. La otra parte que se infiltra hasta niveles inferiores al freático se denomina *escurrimiento subterráneo*.

El *escurrimiento superficial* es el flujo de agua que más rápido llega hasta la salida de la cuenca, está relacionado directamente con una tormenta en particular, así que el tiempo en el que permanece el flujo puede ir desde unos minutos a unos días, dependiendo de las características de las tormentas y de la cuenca. Dicho flujo de agua es producto de la lluvia efectiva o en exceso y origina el *escurrimiento directo*.

El *escurrimiento subterráneo*, puede tardar días o hasta años en llegar al final de la cuenca, depende de la composición del suelo y es muy difícil asociarlo a una tormenta en particular. Es este escurrimiento el que permite que algunos ríos continúen con agua durante temporadas sin lluvias, y está asociado directamente con el *escurrimiento base*.

Por otro lado, el escurrimiento subsuperficial puede tener velocidades casi como el superficial o como el subterráneo, dependiendo de la permeabilidad de los

estratos superiores del suelo. Dependiendo de esto, es cómo se considera en los análisis. Es claro que la clasificación es completamente arbitraria y con fines de modelación para lograr un mejor análisis.

El gasto, se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo, que transita por la sección transversal de un río. Si el nivel del río es medido y dibujando contra el tiempo se obtendrá una figura llamada *limnograma*. La relación que existe entre la elevación libre del agua con el gasto que pasa en una *sección de control* se describe con una curva de elevaciones – gasto, que se construye a partir de los datos obtenidos de varios aforos. con esta información es posible conocer el gasto del río en diferentes momentos y posteriormente realizar registros *hidrométricos*. A las curvas que se generan a partir de recopilar información del gasto de un flujo durante cierto tiempo, se le llaman *hidrograma*, representa la variación del gasto en un río a lo largo del tiempo, ya sea en un día o en un año, describirá el comportamiento del escurrimiento. Los hidrogramas son siempre diferentes, dependen de las diferencias entre un cauce y otro y las características de cada lluvia, es decir, están directamente relacionados con la forma de la cuenca y con la distribución de la lluvia en el tiempo.

La siguiente figura representa un *hidrograma* con una escala de tiempo muy corta, en donde se observa el comportamiento de una sola tormenta, con duración de unas horas.

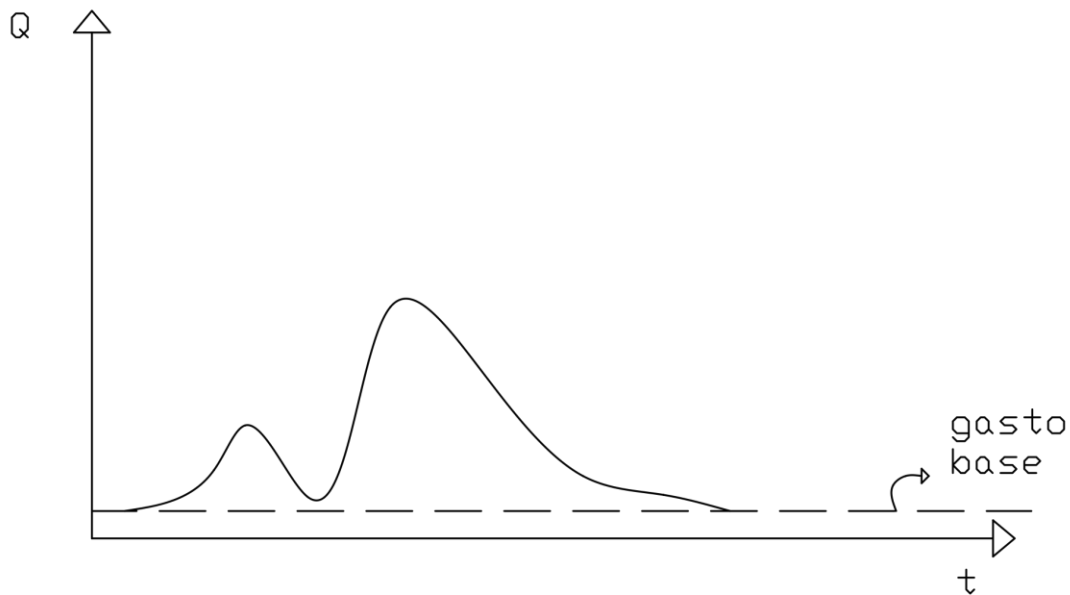


Figura 4.1 Hidrograma

El escurrimiento directo es producto de la precipitación de una tormenta en particular y aporta la mayoría del gasto en un *hidrograma*, a diferencia del escurrimiento base que es resultado de varias lluvias. Es muy difícil determinar con precisión en qué punto del *hidrograma* se divide el escurrimiento base del directo y es muy raro que se tenga noción de la variación del nivel freático durante varias tormentas e identificar el escurrimiento base y su comportamiento.

En cuencas pequeñas, el escurrimiento base no presenta grandes variaciones durante una tormenta y es posible determinarlo. El método más sencillo consiste en trazar una línea recta horizontal a partir del punto de levantamiento de la rama ascendente de la curva del *hidrograma*. El método tiene buena aproximación, sin embargo sobreestima el tiempo base y el volumen de escurrimiento directo. El mayor problema para dividir el escurrimiento base del directo es identificar el punto final de escurrimiento directo.

Las partes más importantes por distinguir en un *hidrograma*, son las siguientes, se muestran en la figura 4.2:

- Punto de levantamiento: es el inicio de la curva del *hidrograma* de escurrimiento directo y representa el momento en el que el agua proveniente de la tormenta comienza a salir de la cuenca.
- Pico: es el gasto máximo que se produce durante la tormenta.
- Tiempo pico (t_p): es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento y el gasto pico del *hidrograma*.
- Tiempo base(t_b): el tiempo del escurrimiento directo, o sea, el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo. Puede ser desde unos minutos, unas horas, hasta varios días.

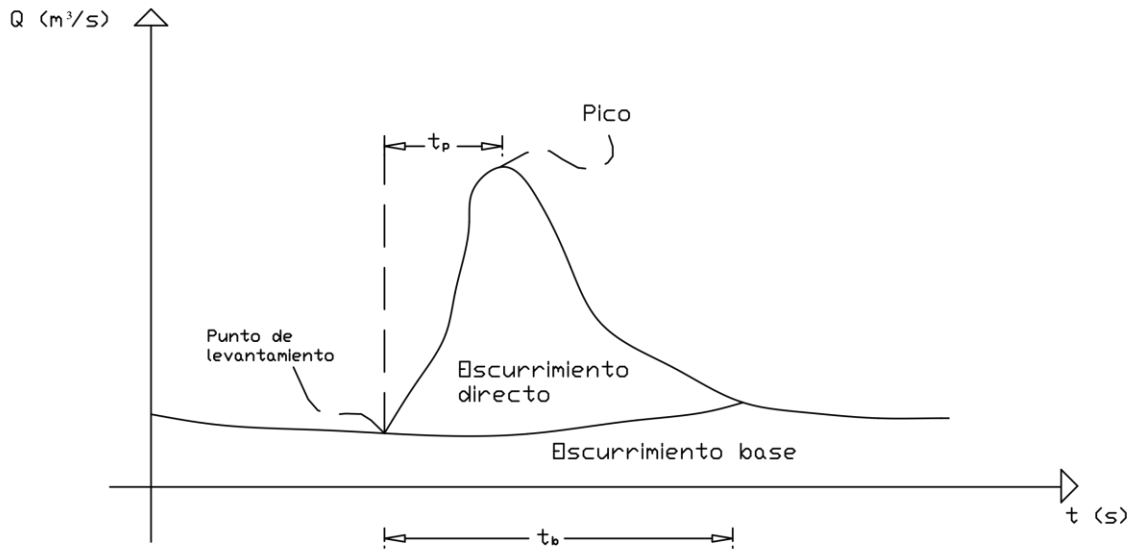


Figura 4.2 Partes de un *hidrograma*

El área del *hidrogramas*, considerando el gasto base, representa el volumen total escurrido. El área debajo del *hidrogramas* y la línea que separa el escurrimiento base del directo, será el volumen de escurrimiento directo. $\int_0^t (Q - Q_b) dt$

V. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DE LA CUENCA

Son estimaciones que relacionan varias propiedades físicas de la cuenca y que tienen aplicación directa en los cálculos hidrológicos y las características de respuesta de una cuenca ante una tormenta. Algunos de estos parámetros son el tiempo y velocidad de concentración, la duración de la tormenta, el número N que caracteriza numéricamente el suelo – y la cubierta vegetal en la estimación del escurrimiento directo, así como los coeficientes de escurrimiento, principalmente.

- **Tiempo de concentración**

Cuando ocurre una tormenta, el hidrograma de escurrimiento directo de una cuenca, producto de una intensidad de lluvia en exceso presenta siempre un retraso con respecto al inicio de la tormenta, debido al tiempo que le toma al escurrimiento recorrer el terreno y la red de cauces. Este retraso es función de las dimensiones y características físicas de la cuenca, es una variable que condiciona la transformación de la lluvia en escurrimiento.

A esta variable se le conoce como tiempo de concentración, T_c , y se define como “el tiempo que tarda el escurrimiento de una tormenta en viajar desde el punto hidráulicamente más distante hasta la salida de la cuenca o sitio del proyecto, o bien el tiempo transcurrido desde el final de la tormenta hasta el término de su hidrograma de escurrimiento superficial” (Campos, 1992).

Estimación del tiempo de concentración:

En cuencas rurales se tienen principalmente dos enfoques para la determinación del tiempo de concentración. Uno utiliza la velocidad promedio estimada para la onda de creciente (V_c) y el otro se basa en diferentes formulas empíricas.

Para el primer enfoque, por definición se tiene que :

$$T_c = \frac{L_c}{V_c} \tag{5.1}$$

donde L_c , es la longitud total del cauce principal, en km y V_c , en km/h. La estimación de V_c se puede realizar a través de criterios empíricos, como el presentado en la figura 5.1, que relacionan el área de la cuenca y la pendiente promedio del cauce principal, S_c , calculada como el cociente de H/L_c expresada en porcentaje, siendo H el desnivel total en km.

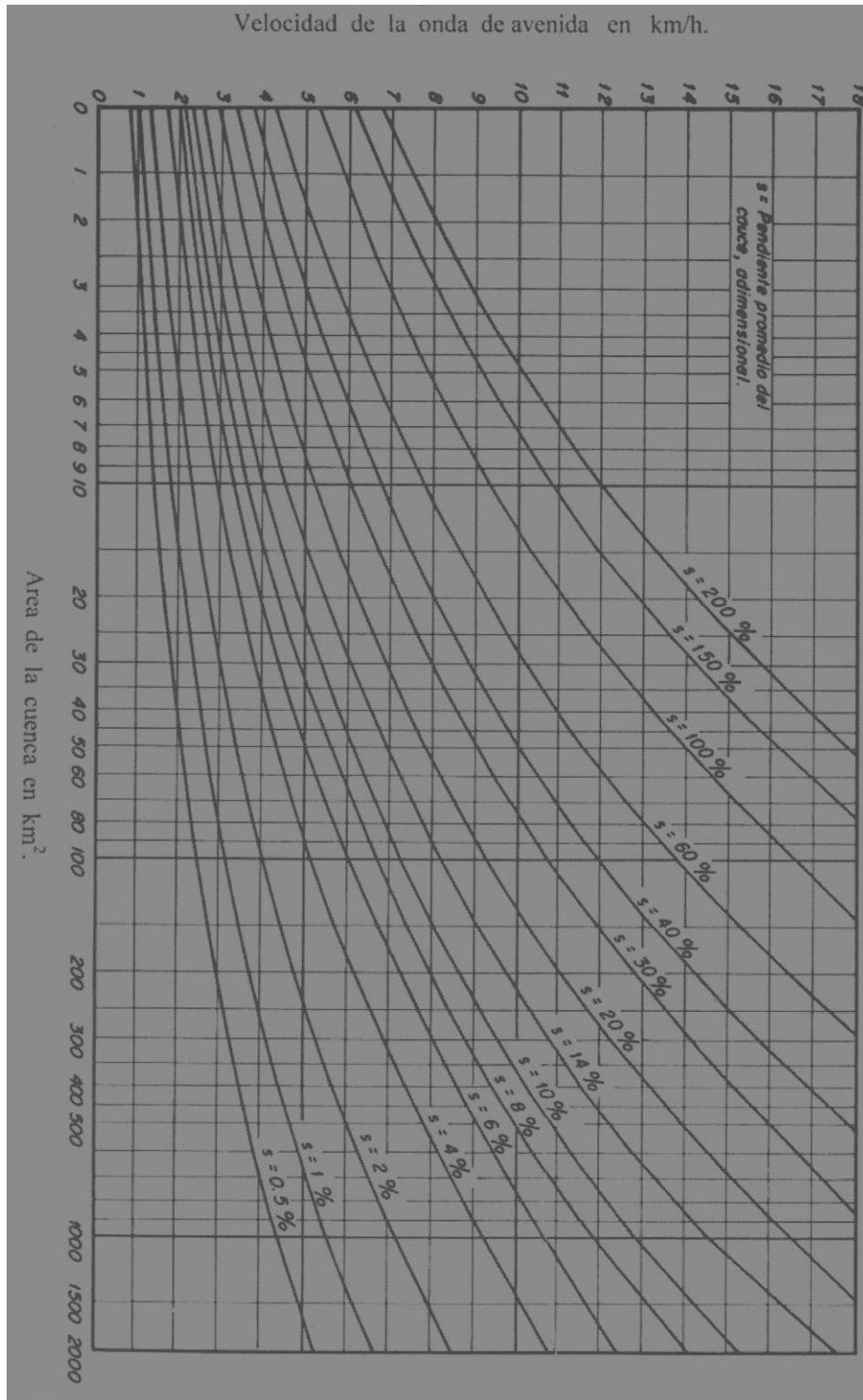


Figura 5.1 Gráfica para expresar la velocidad de la onda de avenida (Campos 2004)

Otro método para estimar el tiempo de concentración es utilizando los valores propuestos por el *Bureau of Reclamation*, de los Estados Unidos, quien propone

valores promedio de la velocidad del agua en ciertos cauces a diferentes pendientes. Se muestran los valores en la siguiente tabla.

Tabla 5.1 Velocidad media en cauces principales

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

Tabla 5.2 Velocidad media

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

En el segundo enfoque. Se utilizan las siguientes fórmulas empíricas para determinar el tiempo de concentración, donde L_c , se expresa en km, H en metros y T_c en horas.

I. *California Highways and Public Works*

$$T_c = \left[\frac{0.8708 \cdot L_c^3}{H} \right]^{0.385} \quad 5.2$$

II. *Kirpich* (la más aceptada)

$$T_c = 0.0663 \left(\frac{L_c}{\sqrt{H/L_c}} \right)^{0.77} \quad 5.3$$

En donde el valor de $\left(\frac{L_c}{\sqrt{H/L_c}} \right)$ debe ser menor de 305, o bien el $T_c < 5h$

III. *Támez*

$$T_c = 0.3 \left[\frac{L_c}{\left(\frac{H}{L_c} \right)^{0.25}} \right]^{0.76} \quad 5.4$$

IV. *Giandotti*

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.8\sqrt{H}} \quad 5.5$$

El valor de T_c debe estar entre $0.185L_c$ y $0.280L_c$

V. *U.S. Corps of Engineers*

$$T_c = 0.2733 \left(\frac{L_c \cdot L_{cg}}{\sqrt{S}} \right)^{0.38} \quad 5.6$$

donde L_{cg} es la distancia, en km, sobre el cauce principal desde la salida de la cuenca hasta el punto más cercano al centro de gravedad de ésta y S es la pendiente promedio adimensional.

Estimación del tiempo de concentración por tramos de flujo:

En el caso de cuencas relativamente pequeñas, o que se cuente con información de los tipo de cobertura vegetal del terreno y de sus usos, es posible estimar las velocidades de flujo en cada área, utilizando la fórmula de Manning simplificada, que utiliza el coeficiente de retardo, k .

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad 5.7$$

donde

$$K = \frac{1}{n} R^{2/3} \quad 5.8$$

entonces

$$V = kS^{1/2} \quad 5.9$$

La velocidad se estima en m/s. Los valores de K dependen del tipo y uso de cobertura del terreno, se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 5.3 Coeficiente de retardo *k*

Cobertura del terreno (tipo de flujo)	<i>k</i>
Bosque con bastantes residuos en el piso. Heno o paja en praderas. (sobre el terreno)	0.76
Hojarasca de descanso o cultivos de labranza mínima. Cultivos en surcos o fajas de contorno. Monte. (sobre el terreno)	1.52
Pastizal de pasto corto, prados. (sobre e terreno)	2.13
Cultivos en surcos rectos. (sobre el terreno)	2.74
Suelo casi desnudo o sin cultivo. (sobre el terreno). Abanicos aluviales al pie de montañas.	3.05
Zanjas o canales empastados. (somero concentrado)	4.57
Sin pavimento. (somero concentrado)	4.91
Areas pavimentadas. (somero concentrado). Cárcavas pequeñas de terrenos altos.	6.19
Cunetas pavimentadas. (somero concentrado)	14.11

Por lo tanto, utilizando la ecuación 5.9, los coeficientes de la tabla 5.3 y la longitud del cauce principal, se logra determinar el tiempo de concentración.

De igual manera, en cuencas rurales medianas y grandes, cuando se pretende estimar el tiempo de concentración y velocidad en cauces o colectores definidos, se utiliza la ecuación de Manning (5.7), se puede calcular para canales y tuberías

en las que se cuente con información de rugosidad de la conducción (n de Manning), pendiente (S) y el radio hidráulico (R), que, de ser el cauce de un río, debe ser estimado a través de una relación empírica regional.

- **Duración de tormentas y lluvia en exceso**

Cada lluvia presenta diferentes duraciones, van desde algunos minutos a algunas horas y en algunos casos hasta días. Todo dependerá de las condiciones geográficas y de altitud. En cuencas pequeñas y para el diseño de estructuras menores, se recomienda usar duraciones menores o iguales a 6 h, de ésta manera la intensidad de la tormenta se verá sobreestimada y se estará del lado de la seguridad. También se suele considerar que la duración sea igual al tiempo de concentración.

Cuando ocurre una precipitación, parte del agua queda atrapada en la vegetación, otra es interceptada en la superficie del suelo y otra más se infiltra, a éste volumen de lluvia se le conoce como “pérdida de precipitación”. Como resulta muy difícil valuar por separado las diferentes pérdidas, se considera que corresponden a la infiltración, por ser el concepto que más volumen representa.

Desde el punto de vista de la altura de precipitación, si se resta la altura de pérdidas a la total, resulta una altura de precipitación efectiva o en exceso y es la que da origen al escurrimiento directo. Es decir

$$V_p = V_{LL} - V_{ED} \quad 5.10$$

dónde

V_p , Volumen de pérdidas, m^3

V_{LL} , Volumen total de lluvia, m^3

V_{ED} , Volumen de escurrimiento directo, m^3

El volumen total de lluvia se obtiene al multiplicar la altura de precipitación media por el área de la cuenca. La altura de precipitación corresponde a la suma de las ordenadas del hietograma de precipitaciones medias en la cuenca.

Por otro lado el volumen de escurrimiento directo, es igual al producto del área de la cuenca por la lluvia en exceso.

- **Estimación de lluvia efectiva a través del número “N”**

En la década de los años setenta, los hidrólogos del *Soil Conservation Service* (SCS) de los Estado Unidos, propusieron un método para la estimación de la lluvia en exceso ocurrida durante una tormenta sobre suelos específicos. El método se basa en el parámetro “N” o *número de la curva de escurrimiento*, que permite a través del tipo, uso y tratamiento del suelo, describir numéricamente las características hidrológicas del terreno, además considera el estado de humedad del suelo y la pendiente del terreno. A ésta clasificación del suelo se le denomina complejo hidrológico suelo-cobertura. En función de ellos y de la lluvia total se calcula la lluvia efectiva.

Grupos hidrológicos

Éstos se refieren al potencial del suelo para absorber humedad y generar precipitación en exceso al final de tormentas de larga duración, que ocurre después que los suelos se han mojado y que han tenido oportunidad de expandirse, y que además no cuentan con una cubierta vegetal protectora. La velocidad de infiltración es la rapidez con la cual el agua entra por la superficie del suelo y es controlada por las condiciones de éste; en cambio, la velocidad de transmisión es la velocidad con la cual el agua se desplaza dentro del suelo y es controlada por los horizontes de éste. Los grupos hidrológicos de suelo definidos por el SCS son:

Grupo A: (Bajo potencial de escurrimiento). Suelos que tienen altas velocidades de infiltración cuando están mojados, está constituido principalmente de arenas y gravas profundas, con drenaje buen a excesivo. Las velocidades de transmisión del agua en éstos suelos es alta (>7.6 mm/h).

Grupo B: Suelos con moderadas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente en suelos con cantidades moderadas de texturas finas a gruesas, con drenaje medio y algo profundos. Son básicamente suelos arenosos. Tienen moderadas velocidades de transmisión del agua. (3.8 a 7.6 mm/h).

Grupo C: Suelos que tienen bajas velocidades de infiltración cuando están mojados, con la característica de tener un estrato que impide el flujo del agua, constituido por texturas finas. Tienen bajas velocidades de transmisión del agua. (1.3 a 3.8 mm/h)

Grupo D: (alto potencial de escurrimiento). Suelos que tienen muy bajas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos arcillosos con alto potencial de hinchamiento, suelos con nivel freático alto

y permanente, con altos estratos arcillosos cerca de su superficie, o bien, suelos someros sobre horizontes impermeables. Tienen muy bajas velocidades de transmisión del agua (0 a 1.3 mm/h).

Tabla 5.4 Grupos hidrológicos de los suelos

Grupo hidrológico de suelos	Características
Grupo A	Arenas con poco limo y arcilla de tamaño medio (escurrimiento mínimo)
Grupo B	Arenas finas y limos orgánicos e inorgánicos, mezcla de ambos
Grupo C	Arenas muy finas, limos y bastante arcilla
Grupo D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables (escurrimiento máximo)

Otras características de la relación suelo – cobertura para la determinación del parámetro “*N*” son; *Las clases de uso del terreno y tratamientos*: Clases en los terrenos cultivados, Clases de praderas naturales (pastizales) y Clases de bosques.

Con base en la información recabada en las visitas de campo; las apreciaciones en las cartografías específicas; los datos cuantitativos, que actualmente es posible obtener de las fotografías satelitales y a través de los sistemas de información geográfica, es posible determinar los tipos de suelo y sus coberturas. Finalmente, se utilizan los valores del número “*N*”, en cuencas agrícolas y rurales. En la tabla 5.5 se hace un resumen para la selección del número “*N*”.

Tabla 5.5 Valores del número “N” (Campos, 2004)

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Pendiente del terreno, en %	Grupo hidrológico del suelo			
			A	B	C	D
Bosque (sembrado y cultivados)	Ralo, baja transpiración	---	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	---	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	---	25	55	70	77
Caminos	De tierra	---	72	82	87	89
	superficie dura	---	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	---	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	---	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	---	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	---	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	---	15	44	54	61
Descansos (sin cultivos)	Surcos rectos	---	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Surcos en curvas de nivel (contornos)	>1	69	79	84	88
	Surcos en curvas de nivel (contornos)	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
	Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o praderas con rotación	Surcos rectos	>1	66	77	85
Surcos rectos	<1	58	72	81	85	
Surcos en curvas de nivel	>1	64	75	83	85	
Surcos en curvas de nivel	<1	55	69	78	83	
Terrazas	>1	63	73	80	83	
Terrazas	<1	51	67	76	80	
Pastizal	-----	>1	68	79	86	89
	-----	<1	39	61	74	80
	Contorneo	>1	47	67	81	88
	Contorneo	<1	60	65	70	79
	Potrero permanente	-----	---	30	58	71
Cereales	Surcos rectos	>1	65	76	84	88
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87
	Contorneo	>1	63	74	82	85
	Contorneo	<1	61	73	81	84
	Terrazas	>1	61	72	79	82
	Terrazas	<1	59	70	78	81
	Superficie	-----	---	100	100	100

Como la mayoría de las cuencas consta de variados tipos de suelos y coberturas, además de diferentes usos para el suelo, dentro de las mismas áreas de captación, se determina el valor de N , realizando un promedio pesado por medio de la expresión siguiente:

$$N = \frac{N_1A_1 + N_2A_2 + N_3A_3 + \dots + N_nA_n}{A_c} \quad 5.11$$

El número de escurrimiento N , se debe afectar por un factor que considera la lluvia antecedente. Es decir, si hubo lluvia cinco días antes se hace una corrección de acuerdo con la cantidad de lluvia que se haya registrado, esto se hace utilizando la tabla 5.6. donde aparecen los factores por el que se debe afectar el valor de N dependiendo el tipo de corrección.

Tabla 5.6 corrección si hubo lluvia 5 días antes

N	Corrección A	Corrección B
10	0.4	2.22
20	0.45	1.85
30	0.5	1.67
40	0.55	1.5
50	0.62	1.4
60	0.67	1.3
70	0.73	1.21
80	0.79	1.14
90	0.87	1.07
100	1	1

Menor de 2.5 cm de lluvia \Rightarrow Corrección A

Entre 2.5 cm y 5 cm de lluvia \Rightarrow Sin corrección

Mayor de 5 cm de lluvia \Rightarrow Corrección B

Conocidos los valores de N corregidos y de la lluvia total P se calcula el de la lluvia efectiva, P_e , con la ecuación siguiente.

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad 5.12$$

donde P y P_e están en cm.

El rango de aplicación según Chow (1964), de ésta fórmula es para valores de

$$P_e > \frac{508}{N - 5.08} \quad 5.13$$

Dibujando la expresión 5.12, se observa la variación de la altura de la lluvia efectiva en relación a la altura de lluvia total y al número N. Se observa que entre mayor es el número N la lluvia total se aproxima al valor de la lluvia efectiva, hasta el caso donde el valor de N es igual a 100 y los valores de lluvia total y efectiva son los mismos. Ver figura 5.2.

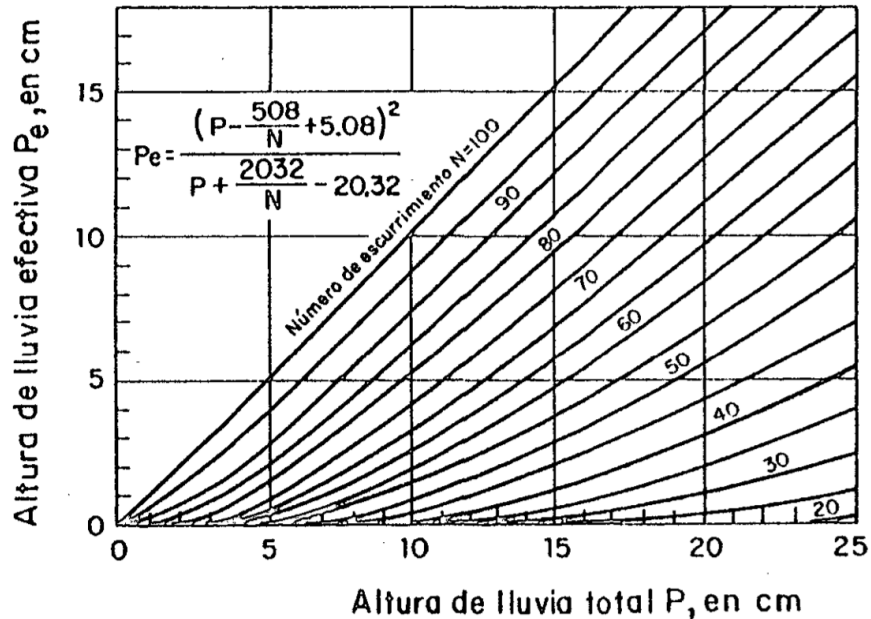


Figura 5.2 Precipitación efectiva (Fuentes y Franco, 1997)

- **Coefficiente de escurrimiento**

En éste caso se considera que las pérdidas son proporcionales a la altura de precipitación media. El coeficiente de escurrimiento C, se define como el cociente del volumen de escurrimiento directo entre el volumen de escurrimiento total de lluvia.

$$C = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad 5.14$$

Cuando el área de la cuenca o área de drenaje en estudio está constituida por diferentes tipos de cobertura, el coeficiente de escurrimiento C puede obtenerse en función de las características de cada porción del área como un promedio pesado, como lo describe la relación siguiente.

$$C = \frac{C_1A_1 + C_2A_2 + C_3A_3 + \dots + C_nA_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad 5.15$$

donde

C_i coeficiente de escurrimiento que corresponde al área parcial A_i

A_i área parcial i que tiene un cierto tipo de cobertura y suelo

En la tabla 5.7 se dan algunos valores del coeficiente de escurrimiento según sea el tipo de área de drenaje.

Tabla 5.7, coeficientes de escurrimiento. (Fuentes y Franco, 1997)

Tipo de área drenada	Coeficiente de escurrimiento	
	Mínimo	máximo
Zonas comerciales		
Zonas comerciales	0.7	0.95
Vecindarios	0.5	0.7
Zonas residenciales		
Unifamiliares	0.3	0.5
Multifamiliares, espaciados	0.4	0.6
Multifamiliares, compactos	0.6	0.75
Semiurbanos	0.25	0.4
Casas habitación	0.5	0.7
Zonas industriales		
Espaciado	0.5	0.8
Compacto	0.6	0.9
Cementerios, parques	0.1	0.25
Capos de juego	0.2	0.35
Patios de ferrocarril	0.2	0.4
Zonas suburbanas		
Calles		
Asfaltadas	0.7	0.95
De concreto hidráulico	0.8	0.95
Adoquinadas	0.7	0.85
Estacionamiento		
Techados	0.75	0.95
Praderas		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02)	0.05	0.1
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.1	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.2
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

VI. Tormentas de diseño

Las tormentas de diseño son el punto de partida de las estimaciones hidrológicas de crecientes, tanto en cuencas rurales como urbanas, cuando no existe información hidrométrica. En la mayoría de las cuencas rurales que no están cerca de algún cauce importante, embalse u obra hidráulica, no se tiene información.

Fundamentalmente, se conocen dos tipos de tormentas de diseño; las históricas y las sintéticas o hipotéticas. Las primeras, son eventos extraordinarios que han ocurrido en el pasado y de las cuales se realizó un registro de las características de las tormentas y en algunos casos de los daños y consecuencias que provocó en los sistemas de drenaje o en la infraestructura de alguna población. Las segundas, se obtienen a partir del análisis y generalización de un gran número de tormentas severas observadas y registradas, con el objetivo de estimar un *hietograma* que represente a las tormentas en la zona.

Para la construcción de las tormentas de diseño sintéticas, son necesarios cuatro pasos:

a) *Selección de la duración total y de los intervalos*

La duración total así como los intervalos de la tormenta deben estar relacionados con el tamaño y el tipo de cuenca donde se pretenda realizar el diseño, la duración total está directamente relacionada con el tiempo de concentración de la cuenca (T_c), que es el parámetro físico que corresponde al tiempo desde que comienza la lluvia hasta que se llega al gasto en equilibrio, o dicho de otra forma, hasta que el escurrimiento a recorrido la longitud del cauce principal. Para garantizar que todas las porciones de la cuenca contribuyan al gasto directo que se pretende estimar, es necesario que la duración total seleccionada corresponda con el tiempo de concentración. La duración total varía comúnmente entre 3, 4, 5, 6 ó 12 horas, uno o más días.

Por ejemplo, en cuencas con grandes zonas pantanosas o amplias planicies de inundación, la duración total debe incrementarse para tomar el efecto atenuador de estas áreas de almacenamiento natural.

Por otro lado, el intervalo de discretización de la tormenta, debe ser lo suficientemente pequeño para lograr definir con exactitud el hidrograma de la avenida y así, conocer el gasto máximo. La experiencia ha demostrado que el intervalo que origine al menos tres puntos en la rama ascendente del hidrograma es el adecuado para definir con precisión a éste y su pico. O lo que es lo mismo,

dividir el tiempo de concentración en tres y redondear al valor inferior. Si se está subdividiendo la cuenca, se debe tomar el menor de los tiempos de concentración de las subcuencas.

b) Selección de los periodos de retorno y obtención de las lluvias de diseño

Dependiendo del uso y análisis que se esté realizando se elegirá el periodo de retorno que tendrá la tormenta de diseño que se construye. Partiendo de las curvas de intensidad – duración – periodo de retorno, se selecciona una curva con dicho periodo de retorno, se obtienen las lluvias (hietograma) para duraciones que sean múltiplos del intervalo seleccionado anteriormente y se obtienen todas las lluvias hasta alcanzar la duración total de la tormenta. Las lluvias así calculadas, tienen magnitud creciente.

c) Ajuste por magnitud de cuenca

Dado que las lluvias obtenidas a partir de las curvas i-d.T son puntuales, deben ser ajustadas, es decir reducidas, para adecuarlas al tamaño de la cuenca en la cual se utilizará la tormenta de diseño, ya que todos los aguaceros son menos intensos entre más área abarcan.

En México, el factor por reducción de área que ha tenido resultados aceptables está definido por la expresión siguiente;

$$FRA = 1.0 - 0.3549 D^{-0.42723} (1.0 - e^{-0.005794 \cdot A}) \quad 6.1$$

donde, D; es la duración de la precipitación en horas y A; es el área de la cuenca en km².

d) Arreglo de los incrementos de lluvia (tormenta balanceada)

Los incrementos de lluvia relativos a cada intervalo de la tormenta se obtienen restando a cada lluvia acumulada hasta n intervalos la correspondiente $n-1$; los incrementos así definidos son de magnitud decreciente .

La tormenta balanceada, consiste en colocar el valor máximo (primer incremento) en el centro de la tormenta, el segundo en magnitud se ubica adelante y el tercero después del mayor. Se continúa igual con los incrementos restantes.

VII. INTEGRACIÓN DE INFORMACIÓN (GENERAR UN HIDROGRAMA)

El primer paso de un estudio hidrológico, es la localización del sitio o sección transversal del río, arroyo o cauce donde se quiere realizar la estimación hidrológica. Llamado *sitio del proyecto*. Se localiza en cartas topográficas e hidrológicas disponibles, en una escala mínima de 1:250,000. De tal manera que permita definir de manera aproximada la magnitud de cuenca, y definir si es mediana o pequeña. Entre más pequeña sea la cuenca se necesitará una escala menor para lograr localizar su parteaguas y los cauces. Obtenido el valor del área y localizado el sitio de proyecto, se ubica en las cartas hidrológicas y se agrupa la información.

Los mapas disponibles en los boletines de CONAGUA y las cartas hidrológicas de aguas superficiales del INEGI, permiten ubicar el sitio del proyecto y con ello conocer la región hidrológica a la que pertenece, así como los valores de coeficientes y parámetros establecidos para cada región.

El trabajo más importante para realizar un estudio hidrológico es la recopilación y clasificación de la información. Ésta se divide en; meteorológica, hidrométrica (cuando es posible) y la información física de la cuenca, que se refiere al área que drena al sitio donde se realiza tal estimación.

Con respecto a los valores meteorológicos, básicamente son de dos tipos, la información pluviográfica y la pluviométrica. Los datos pluviométricos son básicamente los datos de lluvias máximas diarias y se obtienen de las bases de datos del servicio meteorológico nacional o del sistema ERIC (*Extractor Básico de Información Climatológica*, del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua).

En el caso que sea posible conocer los datos hidrométricos, se podrán obtener del sistema BANDAS y consisten fundamentalmente en los registros de gastos máximos anuales. Cuando se tienen pocos años de registro es posible realizar un procesamiento probabilístico de gastos arriba de un valor umbral o excedencias. Es de gran utilidad asociar los datos hidrométricos a datos de volúmenes de precipitación, para generar hidrogramas más precisos.

La recopilación de datos se ve complementada con una visita de campo al sitio de proyecto, en la que se toman datos generales de la cuenca, como son: geología regional, topografía general y local, características generales de su red de cauces,

tipos y usos del suelo, cantidad y tipo de vegetación y grado de desarrollo económico o turístico así como el nivel de urbanización.

Otro aspecto importante es la observación e inspección de marcas o huellas que anteriores avenidas extraordinarias o catastróficas han dejado en la cuenca o en cuencas aledañas, se les conocen como estimaciones indirectas. De ésta manera, la información recabada puede ser contrastada con los parámetros hidrológicos, o bien, para caracterizar sus valores extremos dentro de la región. En resumen, estos niveles máximos alcanzados por las aguas, son identificados como evidencia física debido a la basura, sedimento y erosión que dejan marca en los propios cauces cuando son encañonados; en sus planicies de inundación; en puentes o alcantarillas; en tramos de carretera que funcionan como vertedores de cresta ancha y de manera directa, en los vertedores de las presas y en sus obras de toma (Campos, 2010).

- **Estimaciones preliminares o empíricas**

Para conocer y recopilar toda la información hidrológica es conveniente tener una idea aproximada de la magnitud de la creciente que se estima. El primer acercamiento a la magnitud del gasto de la avenida que se desea conocer es a partir del tamaño de la cuenca, que por sí sólo conduce a una apreciación del problema.

Además del área de la cuenca y de las evidencias físicas o estimaciones indirectas se tiene otro enfoque, el de las envolventes regionales. Que se ve más adelante.

Para conocer el gasto de diseño de operación de cualquier obra hidráulica es necesario estimar el valor del gasto máximo ocasionado por una tormenta extraordinaria. Sin embargo, es muy común que en cuencas de pequeñas dimensiones no se cuente con valores de medición de escurrimiento o bien, hay cambios en las condiciones de drenaje de la cuenca, como son; la deforestación, construcción de caminos, urbanización, cambio de uso del suelo, erosión, etc. Además, en muchas ocasiones resulta muy difícil realizar mediciones en campo de los gastos que se presentan en los cauces que drenan las cuencas. Para resolver lo mencionado, se cuenta con métodos empíricos que relacionan las condiciones fisiográficas de las cuencas y los datos de precipitación. A éstos métodos se les conoce como modelos de precipitación – escurrimiento.

A partir de relaciones de precipitación – escurrimiento conocidas en algunas cuencas se han propuesto ecuaciones que estiman el gasto máximo en cierta avenida máxima. Tomando en cuenta las características fisiográficas de la cuenca;

como la pendiente del terreno, longitud o pendiente del cauce principal, así como información sobre el uso y tratamientos de la tierra, condiciones del suelo y la intensidad o altura de precipitación total que provocó tal avenida.

- **Gastos máximos** (*método de las envolventes de Creager y Lowry y fórmula racional*)

Se presentan dos modelos para generar el escurrimiento a partir de la precipitación, son métodos más aceptados en México y son los que tienen una mejor aproximación. Dichos métodos sólo proporcionan el gasto pico.

La idea fundamental de de éstos métodos es relacionar el gasto máximo Q con el área de la cuenca A_c , en la forma:

$$Q = \alpha A_c^\beta \tag{7.1}$$

donde Q es el gasto máximo y α y β son parámetros empíricos que pueden ser función de A_c .

Método de envolventes de Creager y Lowry:

Las curvas envolventes regionales de gastos máximos permiten obtener una estimación rápida de la crecida máxima factible de ocurrir en tal cuenca debido a su magnitud y ubicación dentro de una Región Hidrológica. Las curvas se formaron observando las lluvias máximas en varias regiones del mundo y analizando el gasto de avenida que provocaron. En la República Mexicana, recientemente se han actualizado las curvas envolventes regionales de Creager y Lowrey; además se han incluido las envolventes de Matthai, Crippen y Francou-Rodier para complementar dichas envolventes. Las ecuaciones de las curvas envolventes mencionadas son las siguientes: (Campos, 2010).

Creager $Q = 1.303 * C_c (0.386 * A_c)^{0.936 * A_c^{-0.048}}$ 7.2

Lowry $Q = \frac{C_c * A_c}{(A_c + 259)^{0.85}}$ 7.3

Matthai $Q = \alpha * A_c^{\beta+1}$ 7.4

$$\text{Crippen} \quad Q = k_1 * A_c^{k_2} * (\sqrt{A_c} + 5)^{k_3} \quad 7.5$$

$$\text{Francou - Rodier} \quad Q = 10^6 * \left(\frac{A}{10^8} \right)^{1-0.1k} \quad 7.6$$

Para las ecuaciones, el valor del área está definido en km^2 y C_C , C_L , α , β , k_1 , k_2 , k_3 , y k son coeficientes que corresponden a cada región hidrológica. Éste trabajo se enfoca en las envolventes de Lowry y Creager.

Los valores de C_C y C_L , de las envolventes de Lowry y Creager respectivamente, se determinan por regiones hidrológicas, llevando a una gráfica logarítmica los gastos unitarios máximos q que fueron registrados, contra sus respectivas áreas de cuenca y seleccionando el valor de C_C y C_L que envuelva a todos los puntos medidos. Donde q es el gasto máximo por unidad de área; $q = \frac{Q}{A_c}$

En el caso de la envolvente de Lowry, se utiliza como envolvente mundial el valor de $C_L=3500$, siendo el valor que envuelve a los gastos máximos unitarios correspondientes a cada magnitud de cuenca. Se muestra en la figura siguiente:

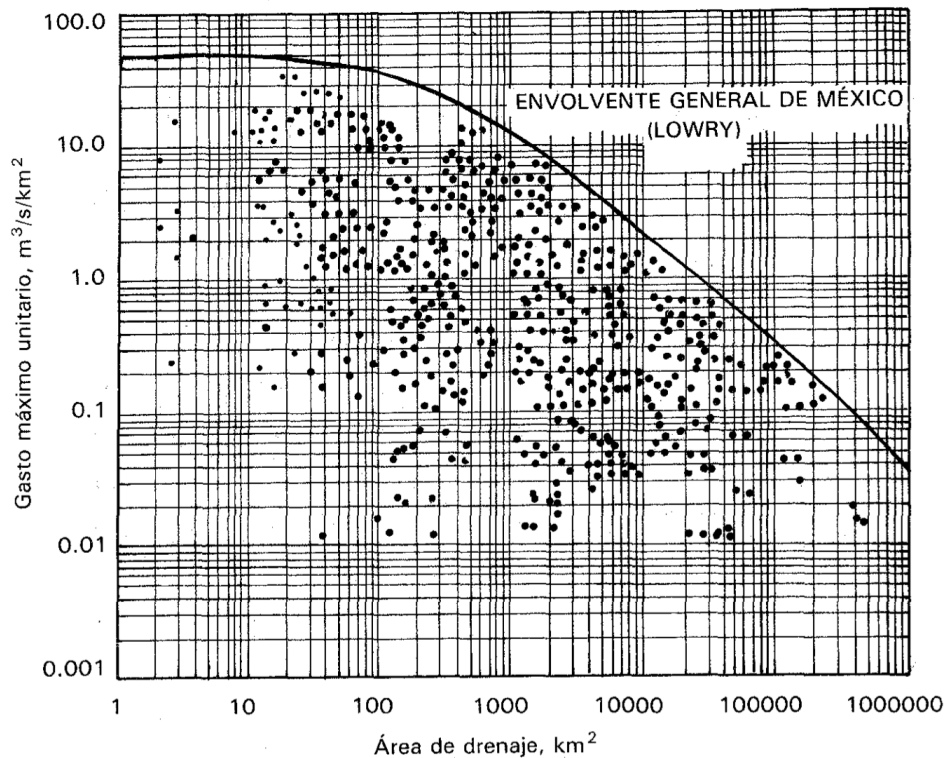


Figura 7.1 Envolvente de Lowry (Aparicio, 1994)

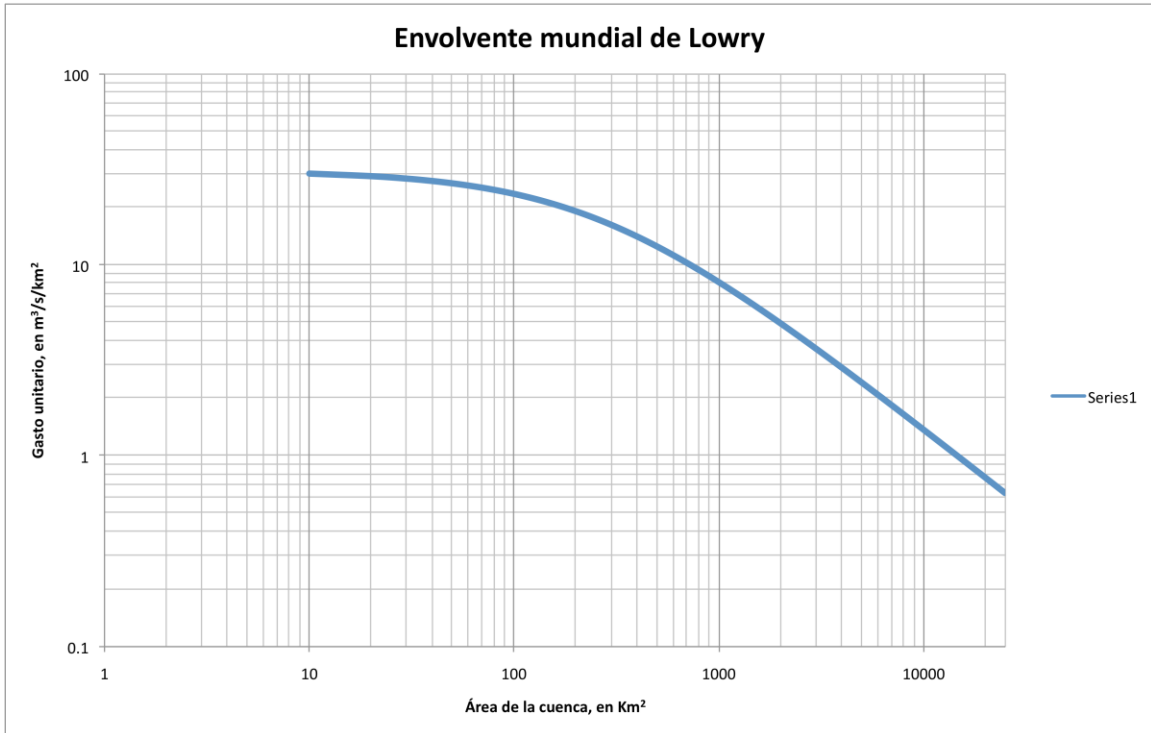


Figura 7.2 Envolverte de Lowry con el valor de $C_L=3500$

Para el caso de la envolvente de Creager, después de analizar lluvias en todo el mundo, se seleccionó el valor de C_C igual a 200, para todos los puntos que analizó, aunque con el coeficiente $C_C=100$ se obtienen valores menos exagerados y mucho más razonables. En el la figura siguiente se muestra la envolvente de Creager:

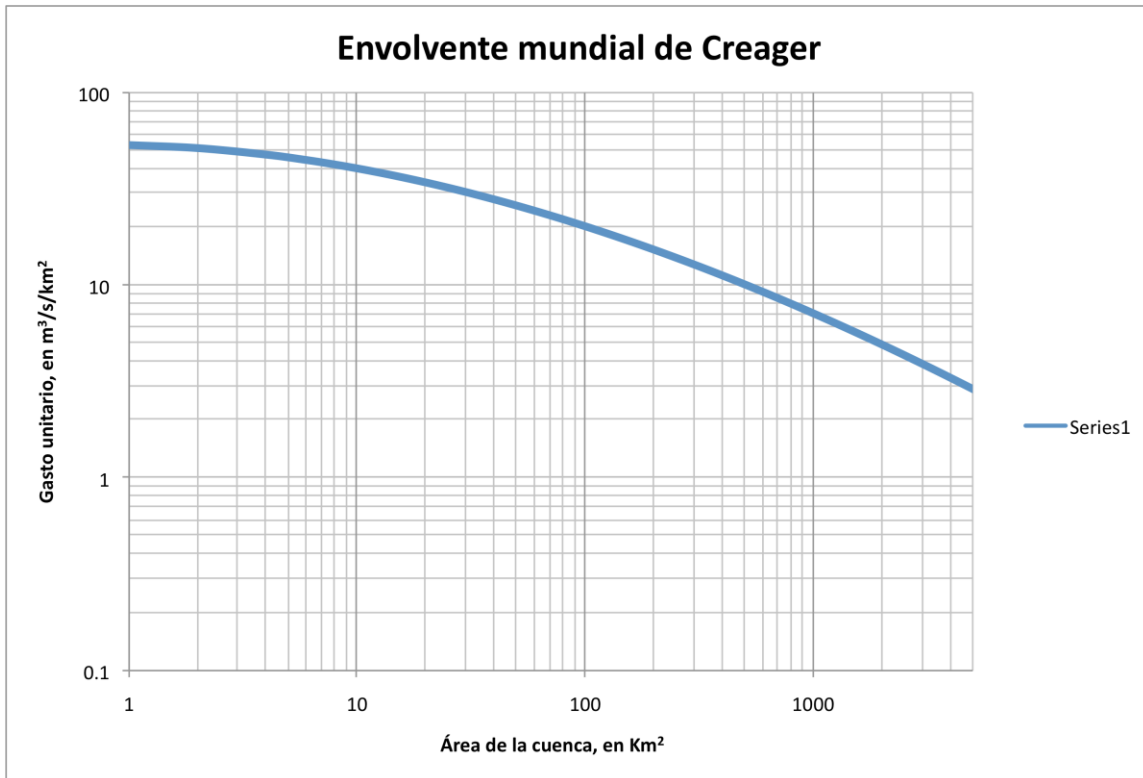


Figura 7.3 Envolvente mundial de Creager

donde la ecuación que describe la curva es la siguiente, con el valor de $C_c=100$.

$$\begin{aligned}
 q &= 1.303 * C_c * (0.386 * A)^\alpha \\
 \alpha &= 0.936 * A^{0.045}
 \end{aligned}
 \tag{7.7}$$

donde

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

La extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos se dio a la tarea de dividir a la Republica Mexicana en 37 regiones hidrológicas, que corresponden a una zona con mismas características de lluvias y respuesta de la cuenca (generación del escurrimiento). Para las diferentes regiones, se calcularon diferentes parámetros hidrológicos entre ellos, los valores de la constante de Lowry, C_L , para la generación del gasto pico en una cuenca en específico.

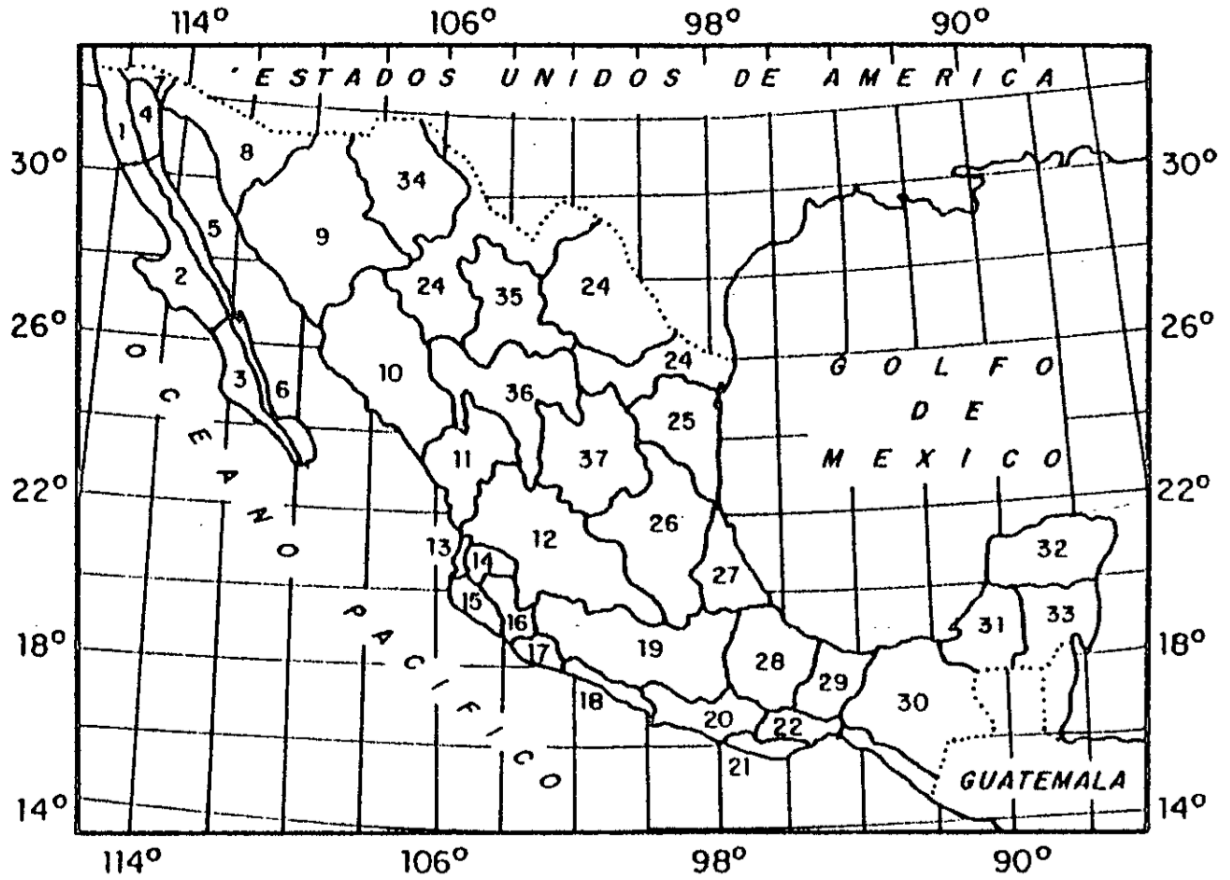


Figura 7.3 Regiones hidrológicas (Fuentes y Franco, 1997)

Las tablas de los valores de los valores de las 37 zonas se muestran en la tabla siguiente. Para su generación se tomaron datos de registro de lluvia desde que se tiene información hasta el año de 1975.

Tabla 7.1 Coeficiente C_L de Lowry (Aparicio, 1994)

Número de Región	Descripción	CL
1	Baja California noroeste (Ensenada)	980
2	Baja California centro (El Vizcaíno)	530
3	Baja California suroeste (Magdalena)	2190
4	Baja California noreste (Laguna Salada)	1050
5	Baja California centro este (Sta. Rosalía)	990
6	Baja California sureste (La Paz)	5120
7	Río Colorado	1050
8	Sonora norte	760
9	Sonora sur	2140
10	Sinaloa	3290
11	Presidio - San Pedro zona costera	4630
11	Presidio - San Pedro zona alta	470
12	Lerma - Santiago	1290
13	Huicicila	760
14	Ameca	600
15	Costa de Jalisco	5270
16	Armería - Coahuayana	4940
17	Costa de Michoacán	2100
18	Balsas Alto	1090
18	Balsas medio y bajo	4450
19	Costa Grande	2100
20	Costa Chica - Río Verde	3180
20	Alto Río Verde	390
21	Coata de Oaxaca (Pto. Ángel)	3000
22	Tehuantepec	2170
23	Costa de Chiapas	1190
24 A	Alto Bravo - Conchos	1020
24 B	Medio Bravo	5170
24 C	Río Salado	1410
24 D	Bajo bravo	2130
25	San Fernando- Soto la Marina	2330
26 A	Alto Pánuco	1360
26 B	Bajo Pánuco	3010
26 C	Valle de México	760
27	Tuxpan - Nautla	2450
28	Papaloapan	1750
29	Coatzacoalcos	1840
30	Grijalva Usumacinta	2130
30	Alto Grijalva	610
31	Yucatán Oeste (Campeche)	370
32	Yucatán norte (Yucatán)	sin datos
33	Yucatán este (Quintana Roo)	sin datos
34	Cuencas cerradas del norte (Casas Grandes)	230
35	Mapimí	sin datos
36	Nazas	1510
36	Aguanaval	380
37	El Salado	1310

Además, se analizaron las regiones hidrológicas para la constante de Creager (C_C). Los valores estimados de las 37 regiones hidrológicas se muestran a continuación:

Tabla 7.2 Coeficiente C_C de Creager

Región hidrológica	Estación	Corriente	Cc
1	Cerca de Nestor californi	Río Tijuana	2.947
3	El ojo de Agua	Río Purísima	1.163
8	Pitiquito I	Río la Asunción	5
	Santa Teresa	Río Altar	12
9	El Águila	Río Yaquí	16
	El Oregano	Río Sonora	6
	Punto de Agua	Río Mátape	5
	Tres Hermanas	Río Mayo	33
10	Huites	Río Fuerte	58
	Bodiguarato	Río Bodiraguato	59
11	Baluarte	Río Baluarte	99
	Acaponeta	Río Acaponeta	110
12	Los Fresnos 39	Río Andamácuaro	14
	Pañuelitos 20	Río de la Erre	14
	Yago	Río Santiago	19
	Paso de Analco	Río Santiago	13
	La Cuña	Río Verde	6
	La boquilla	Río Huicicila	5
	El Caimán	Río Bolaños	5
	Huayanamota II	Río Huyanamota	11
	Tarandacuao	Arroyo Tarandacuao	10
13	Jumatán	Río Ingenio	3
	El Refilión	Río Huicicila	5
	Paso de Arocha	Río Huicicila	27
14	Puente Ameca	Río Ameca	1
	La Vega	Río Ameca	1
	Pijinto	Río Ameca	7
	Las Gaviotas	Río Ameca	9
	Puentes FFCC	Río Ahualulco	3
	El Salitre	Río Cocula	1
	San Martín Hidalgo	Río San Martín	5
	Corrinichis	Río Mascota	7
	La Desenbocadura	Río Mascota	9
18	A - 9 El Molino	Río Ixtlahuaca	23
19	Tecpan	Río Tecpan	46
20	El Salitre	Río Omilán	64
22	Ostuta	Río Ostuta	49
23	Suchiate	Río Suchiate	53
24	Oriente cerca del río	Arroyo Pinto	91
	Sabinas	Río Sabinas	12
24	Poniente El Cuchillo	Río San Juan	37
25	La Esperanza	Río San Rafael o El Carrizal	73.6
26	Temporal	Río Temporal	41
	Terrerijillas	Río Calabozo	37
	El Pujal	Río Tampoan	32
	Temamatla	Río Amajac	29
	Magiscatzin	Río Guayalejo	23
	Pánuco	Río Panuco	21
	Los Adjuntas	Río Panuco	21
	C. México-Laredo	Río Guayalejo	75
	C. Tampico-Mante	Río Guayalejo	54
	Galindo	Río Galindo	15
	Venados	Río Meztitlán	37
	Tepeji	Río Tepeji	7
	Tiautla	Río Tiautla	6
	Las Rosas	Río Las Rosas	7
27	Poza Rica	Río Cazones	61
	Atepathua	Río Atepathua	85
	Martínez de la Torre	Río Bobos	53
	Raudal	Río Misantla	47
28	Jalcomulco	Río La Antigua	38
29	Las Perlas	Río Coatzacoalcos	38
30	Canasayab	Río Champoton	13
34	La Trasuilla	Río del Carmen	3
36	Presa Lásaro Cárdenas	Río Nazas	28
37	Los pilares	Arroyo La Pradera	0.9
	El Grito	Arroyo Grande	6
	El Tule	Arroyo El Tule	2
	Tula	Río Tula	3
	Presa el Peaje	Arroyo Grande	19
	Presa San José	Río Santiago	17
	Presa Alvaro Obregón	Arroyo Aloquines	42

*No se tienen datos por no existir corrientes superficiales de importancia.

Fórmula Racional:

La fórmula racional se desarrolló en Irlanda en la segunda mitad del siglo XIX, la cual aparece citada por Mulvaney en sus trabajos. Es posible que sea el modelo más antiguo de la relación precipitación escurrimiento y de donde se derivan la mayoría de los métodos empíricos de la relación precipitación escurrimiento. (Chow, 1964)

Éste modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la forma y tipo de la cuenca y la altura de precipitación a través del tiempo o intensidad de lluvia. Hoy día, es el método más utilizado, particularmente en el diseño de drenajes urbanos.

El método toma como hipótesis lo siguiente: Se supone una cuenca impermeable y se hace caer una tormenta uniforme sobre toda la cuenca durante un largo tiempo. Al inicio, el gasto que sale de la cuenca irá creciendo con el tiempo, sin embargo llegará un momento en el que se llegue a un punto de equilibrio, es decir, en el que el volumen de agua, producto de la lluvia que entra por unidad de tiempo sea el mismo que el gasto de salida; esto sucederá cuando el suelo se encuentre saturado y no se incremente el volumen infiltrado ni retenido por la vegetación a lo largo del tiempo o dicho de otra forma, que no varíe la capacidad de infiltración en la cuenca a lo largo del tiempo de la tormenta.

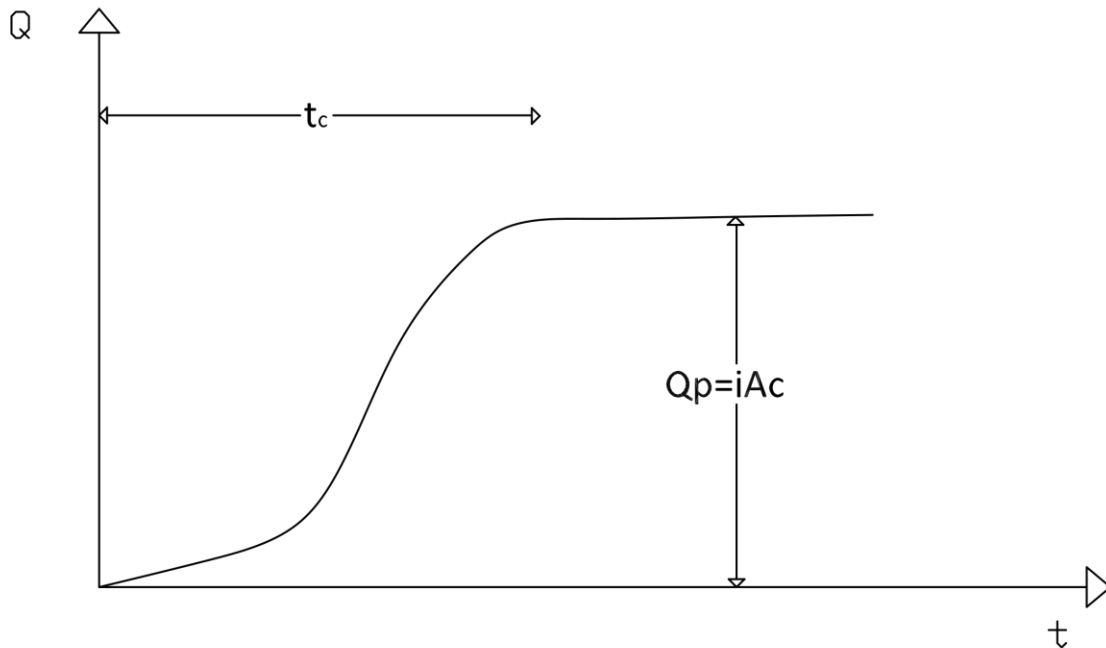


Figura 7.4 Fórmula Racional

El tiempo que transcurre desde que inicia la lluvia hasta que se llega al punto de equilibrio, es el tiempo de concentración. El cual se determina como se explicó en el capítulo 5.

Por lo tanto, el gasto máximo de la tormenta con intensidad i , se presentará cuando la duración de la tormenta sobrepase al tiempo de concentración t_c .

En una cuenca permeable, sólo una parte de la lluvia con intensidad i escurre directamente hasta la salida de la cuenca. La expresión que describe la relación que convierte la precipitación en escurrimiento es la siguiente:

$$Q_p = C \cdot i \cdot A_c \quad 7.8$$

donde; Q_p es el gasto máximo posible con una intensidad de tormenta i en una cuenca con un área A_c y un coeficiente de escurrimiento C , que representa la fracción de lluvia que escurre en forma directa, como se explicó en el capítulo 5.

El coeficiente de escurrimiento directo, C , es un coeficiente adimensional que varía de 0 a 1 y que puede llegar a ser muy diferente en una cuenca y otra y de una tormenta a otra dependiendo de las condiciones de humedad ocasionadas por lluvias anteriores reciente. Es común tomar valores representativos de C dependiendo de características físicas de la cuenca como tipo y uso del suelo. Los valores de C se pueden consultar en la tabla 5.7.

La intensidad de la tormenta se determina a partir de las curvas intensidad – duración – periodo de retorno. Con una curva de periodo de retorno correspondiente a una frecuencia de ocurrencia de dicha tormenta, que dependerá del tipo de estructura y del grado de seguridad. Además de una duración de tormenta correspondiente a un valor igual o mayor que el tiempo de concentración.

La formula racional con valores de unidades corregidas se expresa:

$$Q_p = 0.2778 \cdot C \cdot i \cdot A_c \quad 7.9$$

donde;

Q_p gasto máximo, en m^3/s

C coeficiente de escurrimiento, adimensional

i intensidad de lluvia para una duración, igual a t_c , en mm/h

A_c área de la cuenca, en km^2 .

- **Hidrogramas unitarios sintéticos**

A partir de un hidrograma obtenido del registro de lluvias de duración conocida, en un sitio donde se conocen los valores simultáneos de precipitación y escurrimiento, se genera un hidrograma unitario. Definido como, “la relación de gasto contra tiempo del escurrimiento directo producido por 1 mm de lluvia en exceso, que cae con intensidad uniforme sobre toda la cuenca durante un tiempo conocido como duración en exceso”.

Se basan en la hipótesis de que las lluvias con una misma duración y misma distribución espacial producen hidrogramas unitarios semejantes. Así, resulta que las ordenadas del hidrograma son proporcionales al volumen de escurrimiento directo. Por lo tanto, el área bajo la curva del hidrograma es el volumen de escurrimiento directo de ése hidrograma.

Comúnmente está calibrado mediante ciertos parámetros hidrológicos para lograr referir sus valores a otras cuencas en donde no se tengan valores simultáneos, siempre y cuando se conozcan las características físicas de la cuenca. De ésta forma, es posible aplicar los métodos del hidrograma triangular y el hidrograma del SCS que son los métodos más utilizados en los medios Mexicanos.

Hidrograma triangular

Es un método para estimar el hidrograma unitario en la salida de cuencas pequeñas cuando se presenta cierta tormenta, requiere se conozcan las características fisiográficas de la cuenca. Como se dijo anteriormente, se basa en un hidrograma unitario obtenido en otro lugar y ajustado a las características físicas de la cuenca. Su forma es triangular y lo primero que se hace es obtener el gasto pico en base al área de la cuenca y los tiempos de concentración, tiempo pico y tiempo de retraso, esto con las siguientes expresiones:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad 7.10$$

donde;

- A área de la cuenca, en km²
- t_p tiempo pico, en h
- q_p gasto pico unitario, m³/s/mm

además

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6t_c \quad 7.11$$

$$t_r = 1.67t_p \quad 7.12$$

donde;

t_r tiempo de retraso, en horas

t_c tiempo de concentración, en horas

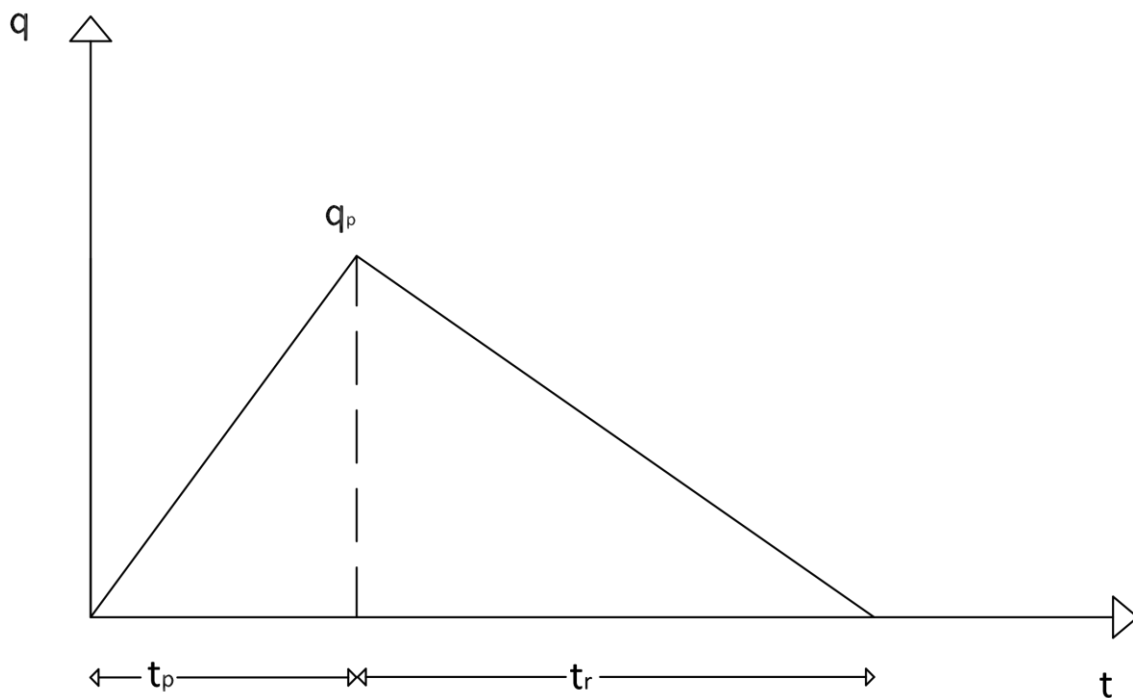


Figura 7.5 Hidrograma unitario triangular

El hidrograma de escurrimiento directo en la cuenca se calcula multiplicando las ordenas del Hidrograma Unitario triangular por la lluvia efectiva, P_e , expresada en mm. La lluvia efectiva se calcula como se menciona en el capítulo 5.

Hidrograma del SCS:

El Soil Conservation Service de Estados Unidos (SCS 1975) propone usar el hidrograma unitario adimensional de la forma siguiente:

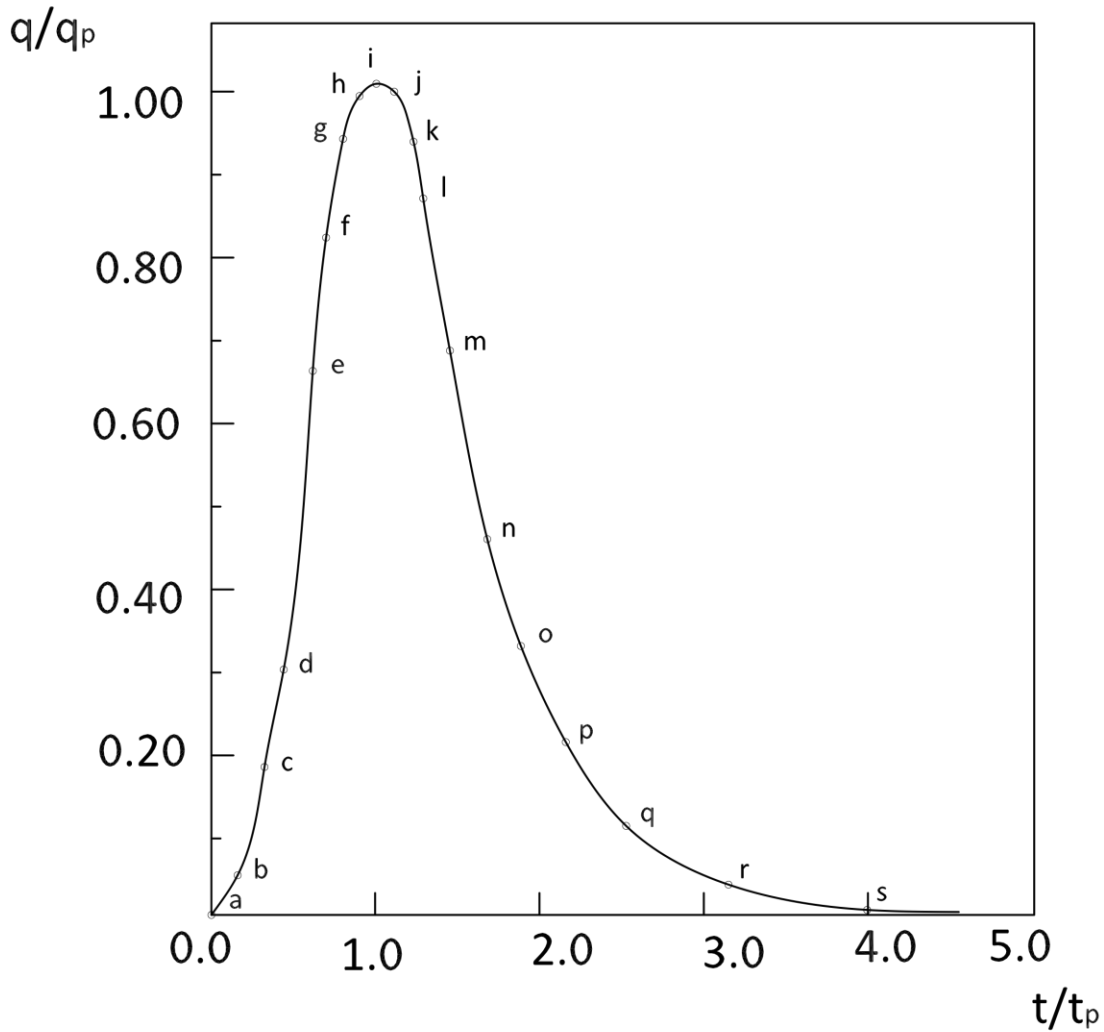


Figura 7.6 Hidrograma unitario sintético del SCS

Para determinar el hidrograma de la cuenca en estudio se calcula primeramente el gasto pico con la expresión siguiente:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p}$$

$$t_p = \sqrt{t_c + .6t_c}$$

donde;

A área de la cuenca, en km²

t_p tiempo pico, en h

- q_p gasto pico unitario, $m^3/s/mm$
 T_c tiempo de concentración, en h

La forma de la curva del hidrograma unitario del SCS, se define al multiplicar los valores de las ordenadas y las abscisas, que defino el SCS en la tabla siguiente, correspondientes a la curva antes expuesta.

Tabla 7.3 Hidrograma del SCS

Punto	t/t_p	q/q_p
a	0	0
b	0.1	0.03
c	0.3	0.19
d	0.4	0.31
e	0.6	0.66
f	0.7	0.82
g	0.8	0.93
h	0.9	0.99
i	1	1
j	1.1	0.99
k	1.2	0.93
l	1.3	0.86
m	1.5	0.68
n	1.7	0.46
o	1.9	0.33
p	2.2	0.21
q	2.6	0.11
r	3.2	0.04
s	5	0

Se seleccionan los valores en la tabla de t/t_p y q/q_p , luego con los valores obtenidos de tiempo pico y gasto unitario máximo con las ecuaciones antes mencionadas, se despeja el valor de q y de t para cada punto, así es posible graficar el hidrograma unitario.

Al igual que en el hidrograma triangular, para obtener el hidrograma de escurrimiento directo se multiplica cada una de las ordenadas del hidrograma unitario por la lluvia efectiva P_e , expresada en mm.

Por las hipótesis en las que se basa el método del hidrograma unitario, se tienen las siguientes limitantes; Los hidrogramas mencionados no toman en cuenta la variación de la intensidad de la lluvia con respecto al tiempo. Sólo es posible aplicarlo a hietogramas de lluvia efectiva que tengan la misma duración en exceso para la cual fue deducido.

VIII. MÉTODOS DE PROTECCIÓN Y TÉCNICAS DE REDUCCIÓN DEL ESCURRIMIENTO

El enfoque tradicional que se había manejado en la operación de las aguas de tormentas en ciudades y, en general, en cualquier zona urbana, consistía en recolectar el escurrimiento superficial y, conducirlo al cauce, o cuerpo de agua, o plantas de tratamiento más cercano y lo más rápido que fuera posible. Por lo tanto las ciudades se han equipado en general con cunetas, sumideros, tuberías de drenaje y alcantarillado (atarjeas, colectores pluviales, emisores, etc.)

En la actualidad se ha demostrado que dicho enfoque tradicional, tiene varios impactos negativos, en los que destacan principalmente los siguientes:

1. Los problemas de inundación son trasladados hacia aguas abajo
2. Se altera notablemente el balance hídrico, creando una sobrecarga de agua y contaminantes que da origen al mal funcionamiento de las plantas de tratamiento, sobre todo en sistemas de alcantarillado combinado
3. Al tener mayor flujo de agua se incrementan los problemas de erosión en cauces.
4. Se reduce considerablemente la infiltración y recarga de acuíferos debido a la impermeabilidad de las cuencas y la rápida descarga de las aguas de tormenta.

Buscando una solución a dichas problemáticas, los nuevos desarrollos urbanos fomentan disminuir el escurrimiento producido por las aguas de tormenta. Esto se realiza promoviendo que parte del escurrimiento se infiltre en el suelo. Se busca hacer las ciudades más “permeables”. En donde los beneficios de infiltrar el agua incluyen, recargar los acuíferos, la reducción del flujo en cauces al momento de una tormenta, el mejoramiento de la calidad del agua y la reducción del volumen total de escurrimiento.

A estas nuevas técnicas llamadas “*mejores prácticas de manejo (Best Management Practices)*” fueron adoptadas a partir de los años setenta, para designar las acciones y construcciones que pueden ser utilizadas para reducir el gasto y el volumen del escurrimiento, así como sus concentraciones de contaminantes.

Las *BMP*, por sus siglas en inglés, pueden ser clasificadas como *estructurales* y *no estructurales*. Las primeras son instalaciones diseñadas para detener temporalmente, reorientar la trayectoria, o bien tratar las aguas pluviales antes de su descarga en el cuerpo de agua receptor. Ejemplos de éstas son: Los estanques

de detención y retención, los pavimentos porosos, las franjas filtrantes, pozos de infiltración, las zanjas empastadas y todas las áreas con vegetación a las que se induce el escurrimiento para su infiltración. Dichas estructuras se diseñan de manera que trabajen de forma pasiva, por lo cual no tienen partes móviles y no requieren de un operador. Sin embargo, necesitan de un mantenimiento periódico.

Las *BMP* no estructurales incluyen una variedad de acciones institucionales y de educación de la comunidad, orientadas para reducir las aportaciones de contaminantes que entran al sistema de drenaje. Algunas de éstas son: orientar el desarrollo correcto del terreno, educar a los ciudadanos para modificar su comportamiento y evitar que tiren contaminantes dentro de los sistemas de drenaje, eliminar las descargas ilícitas de aguas residuales, evitar los derrames accidentales de contaminantes y reforzar la legislación sobre las violaciones y prevención de la descarga de contaminantes en las zonas urbanas.

Se debe entender que dichas prácticas y diferentes dispositivos de control de las aguas de tormenta, deben ser manejadas en conjunto de tal manera que conduzcan a un *tren de manejo* de las aguas pluviales. Se debe trabajar con una secuencia establecida de tal manera que se atienda al problema y se busque una solución tan cerca de su origen como sea posible.

En resumen, las prácticas de infiltración reducen el escurrimiento, generan recarga del agua subterránea produciendo aumentos en el gasto base en los cauces, remueven los contaminantes que se producen en las cuencas urbanas y minimizan los impactos térmicos en la fauna acuática de los ríos o cuerpos de agua receptores.

El objetivo fundamental de los manejos de agua de tormenta es mantener la característica del escurrimiento generado por las nuevas condiciones lo más parecido como sea posible a las que tenía antes del desarrollo.

Cuencas rurales

En las cuencas rurales con procesos de urbanización, ocurre básicamente el mismo problema; por un lado se busca evacuar el agua de tormenta de las parcelas de cultivo, zanjas, carreteras, caminos, techumbres, etc. lo más rápido posible. Por otro lado, se requiere conducir el escurrimiento de aguas de tormenta a los cauces principales para recargar presas y lagos para el aprovechamiento del recurso, utilizándolo para diferentes necesidades; riego, generación de electricidad, consumo doméstico, industrial, recreación, etc.

Sin embargo, suceden complicaciones similares a los problemas de las cuencas urbanas, además de diferentes perjuicios, como son: erosión en cauces y laderas, formación de cárcavas, pérdida del suelo fértil y capas vegetales, entre otras. Creando complicaciones ecológicas e inutilizando la zona para el cultivo.

Las mismas obras de protección son aplicables para zonas rurales, realizando prácticas de infiltración, obras estructurales y no estructurales, sólo con las dimensiones adecuadas. Además, se tiene la ventaja de estar en contacto con las grandes extensiones de suelos naturales, como áreas boscosas y páramos que sirven para atenuar los perjuicios de las tormentas. Por lo tanto, se busca almacenar el agua de tormenta y retener la humedad en los cauces y cuerpos de agua, en la vegetación en general, en la tierra y en el subsuelo (donde más se almacenará). Promoviendo el aumento del gasto base en los ríos, la mejora de la flora y la fauna de la zona y por lo tanto, recuperando ecológicamente la zona y ganando zonas de cultivo con mayor productividad.

En términos hidrológicos, lo que se busca para contrarrestar dicha problemática, es disminuir los gastos pico en una tormenta. Obviamente, no se pueden variar las características de las lluvias, los valores de altura de precipitación y duración de la tormenta, sin embargo, se pueden alterar las condiciones fisiográficas de la cuenca, con el fin de aumentar los tiempos de concentración reduciendo las velocidades de escurrimiento.

Las diferentes técnicas, prácticas y obras que se realizan en la cuenca tienen la función de retener el volumen de escurrimiento y minimizar el gasto extraordinario en un cauce. De tal manera que se eviten los problemas de erosión, se tenga una mejora ecológica y se rescaten zonas de producción agrícola.

- **Prácticas de disminución de escurrimiento en cuencas rurales**

Reforestación constante. Consiste en tener planes de reforestación en áreas específicas, preferentemente con vegetación endémica de la región y que la población conozca y pueda aprovechar.

Ordenamiento territorial. Reubicando las zonas de cultivo, zonas de bosque, áreas naturales, encauzamiento del escurrimiento, delimitando las zonas urbanas, etc.

Obras atenuadoras de tormenta. Estanques de detención y retención, pozos filtrantes, zanjas que redirigen el escurrimiento, barreras con gaviones o muros de concreto (presas).

Uso adecuado del agua. Tanto en las viviendas, como en industria y en la utilización del agua de riego (técnicas especializadas de riego).

- **Almacenamiento de lluvia en exceso**

Almacenamiento en cuerpos de agua (superficial y subterráneo): Es el método de almacenamiento que resulta más costoso por ser grandes inversiones para cuerpos de agua de volúmenes reducidos, sin embargo se tiene una disponibilidad inmediata al recurso y su calidad se puede conservar para consumo humano.

Almacenamiento en el suelo: Es el medio en el que se conserva grandes cantidades de agua a costos muy bajos, la disponibilidad resulta difícil y su calidad aunque puede llegar a ser muy buena para agricultura difícilmente se conserva con calidad potable.

Almacenamiento del agua en los recursos biológicos y en la generación de microclimas: Se logran almacenar grandes volúmenes de agua aunque no tan grandes como en los suelos. La disponibilidad del agua se consigue mediante los frutos, raíces, flores y todos los medios biológicos en los que se captura el agua.

Tabla 8.1 Comparación de los diferentes tipos de almacenamiento de agua en el paisaje

<i>Almacenamiento</i>	<i>Costo</i>	<i>Calidad (consumo humano)</i>	<i>Volúmen</i>
MAYOR	Cuerpos de agua (presas y cisternas)	Cuerpos de agua (presas y cisternas)	Suelo
↓	Recursos biológicos	Recursos biológicos	Recursos biológicos
MENOR	Suelo	Suelo	Cuerpos de agua (presas y cisternas)

CONCLUSIÓN:

Con la metodología antes descrita se logra facilitar y agilizar el trabajo de un análisis hidrológico en cuencas de pequeñas dimensiones, en donde no se cuenta con datos de registros hidrométricos.

A partir del análisis hidrológico en zonas con problemáticas ambientales y uso agrícola, se observan los parámetros hidrológicos y fisiográficos, como área de la cuenca, tipo y uso de coberturas, longitud y pendiente de los cauces, además de las estimaciones de lluvias medias, lluvias máximas, intensidades de lluvia, gastos máximos y la generación de hidrogramas sintéticos. Además, se logra identificar las oportunidades y las debilidades de las áreas de captación, cauces principales y escurrimientos tributarios, para el correcto drenaje de la cuenca.

Observando los hidrogramas generados y los valores de las velocidades en los cauces, se identifica la problemática a resolver y, según sea el caso, elaborar un plan para reducir el tiempo de concentración con diferentes técnicas de reducción de escurrimiento desde correctas prácticas ambientales, hasta obras de protección como presas “rompepicos”. Con la intención de proteger a las poblaciones que se encuentran aguas abajo de posibles inundaciones y crecientes de los ríos, al igual que salvaguardar la cuenca de erosión, asolvamiento de cauces y barrancas, generación de cárcavas y deterioro ambiental en general.

En el caso en que la lluvia en exceso se necesite aprovechar, y las condiciones lo permitan, se analizará la posibilidad de realizar derivaciones en los cauces para aprovechamiento; riego directo de parcelas y almacenamiento del agua en las diferentes modalidades (superficial, subterráneo, en el suelo y vegetación y generando microclimas). De igual manera, construyendo almacenamientos de volúmenes pequeños con la intención de no modificar el terreno y aprovechar la topografía, para realizar presas de contorno y presas en las barrancas y boquillas de los ríos. Para el diseño y correcta ejecución del aprovechamiento del escurrimiento se necesitará realizar un funcionamiento de vaso, en el que se analicen todas las entradas y salidas de agua de los almacenamientos.

Con toda la información recabada, se propone un *Ordenamiento hidrológico*, donde la intención es definir cada una de las zonas de la cuenca con características fisiográficas similares, y determinar el uso que se debe de dar a cada zona o área de captación. De tal manera que por un lado se limite el uso que se le da a la tierra y por otro se determinen las acciones por realizar para el correcto drenaje de la

cuenca como son, prácticas de restauración ambiental u obras de protección. Definiendo las zonas en las cuales es conveniente realizar prácticas agrícolas, en las que es necesaria reforestación, construcción de almacenamiento de agua, inutilizar la zona, realizar prácticas de reducción de escurrimiento, obras de protección, entre otras, para lograr, beneficios como un mejor comportamiento hidráulico de la región, generar microclimas, aumentar la productividad agrícola, y evitar el deterioro ambiental.

ANEXOS

Ejemplo del análisis hidrológico básico de una cuenca pequeña

Se analizarán los registros de lluvia y la capacidad de respuesta de una cuenca para estimar la cantidad de agua que escurrirá con una lluvia promedio y con una tormenta máxima. Se tienen cinco corrientes de orden 1, en las que se proyectan cinco presas de tierra.

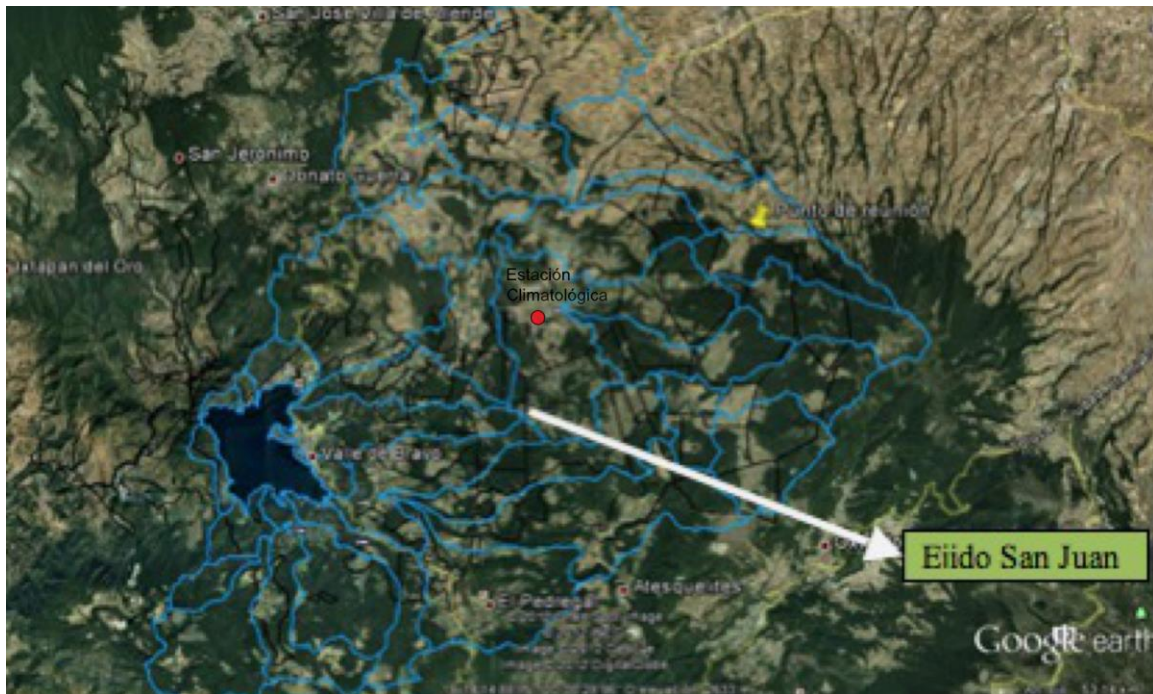


Figura 1 imagen satelital de la cuenca de Valle de Bravo y sus microcuencas

La microcuenca de San Juanito es parte de la cuenca de Valle de Bravo en el Estado de México, las coordenadas geográficas del centro de la cuenca son: latitud $19^{\circ}13'28.64''N$, longitud $100^{\circ} 3'12.74''O$ y altitud 2,413 msnm. A continuación se presenta un plano de ubicación de la microcuenca de San Juanito, ver figura 2.

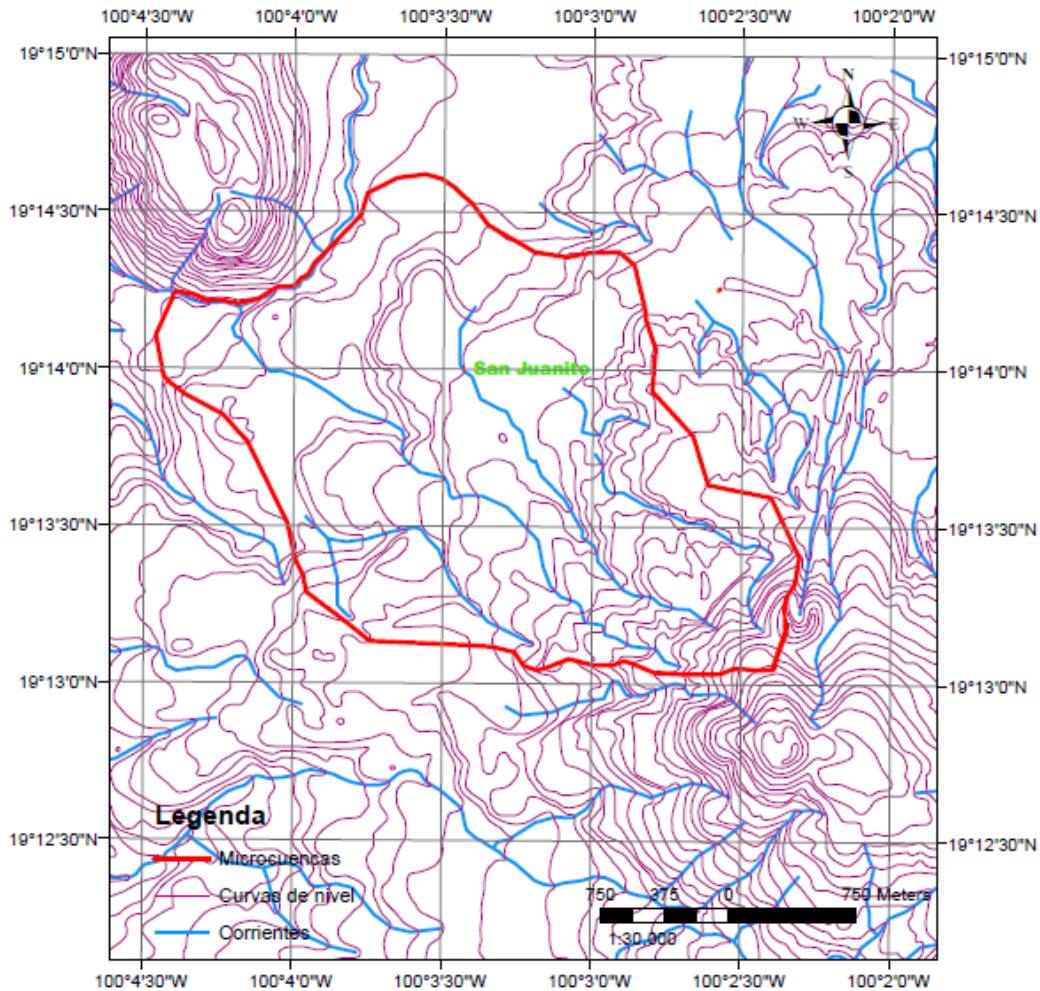


Figura 2 parteaguas y red de drenaje de la cuenca San Juanito.

I. Precipitación media

- Polígonos de Thiessen

Después de ubicar geográficamente la zona en estudio, se identificaron las diferentes estaciones climatológicas y sus datos de precipitación. Enseguida, se aplicó el método de los polígonos de Thiessen para conocer la precipitación media, ver figura 3. En éste caso se observa que el ejido cae dentro de uno de los polígonos correspondientes a la estación “Amanalco de Becerra” con clave 15005, se encuentra a 4.5 km de la cuenca en estudio. Así que, únicamente se analizarán los registros de dicha estación.

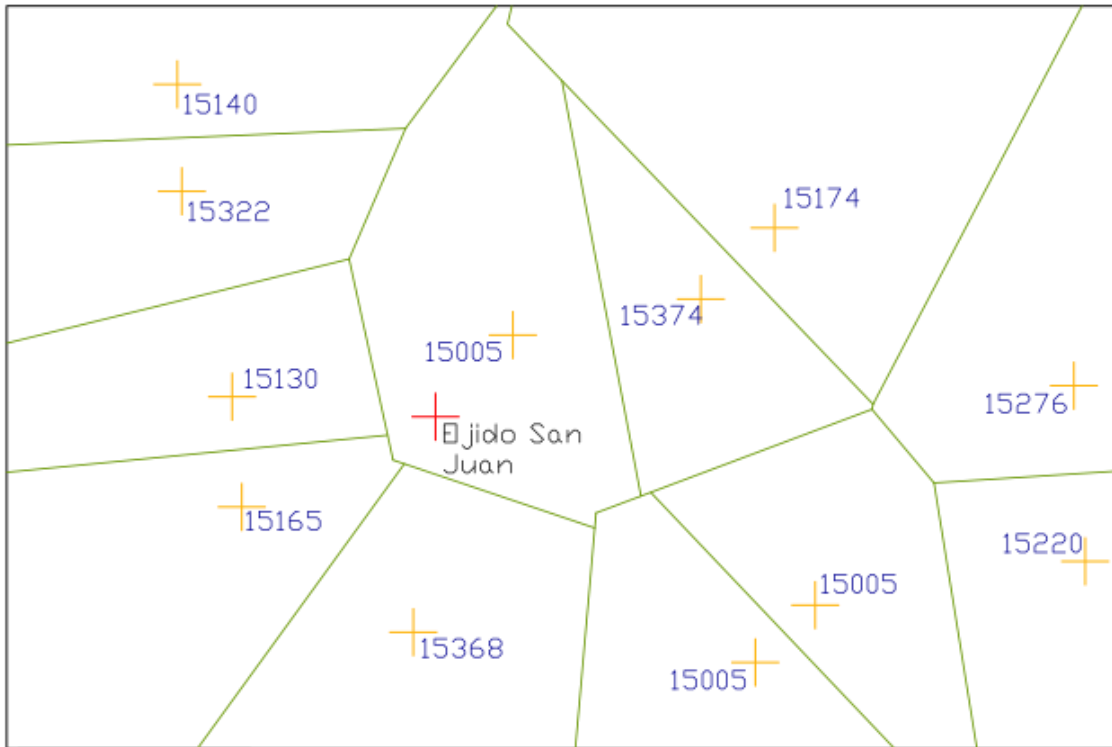


Figura 3 polígonos de Thiessen

Se ordenó y seleccionó la información, como se muestra en la tabla siguiente.

Tabla1. Estación climatológicas.

Clave	15005						
Estación	Amanalco de Becerra						
Mes	Precipitación [mm]			Evaporación total [mm]	Temperatura [°C]		
	Normal	Máxima mensual	Máxima diaria	Normal	Normal	Máxima mensual	Máxima diaria
Enero	35.6	239.5	80	90	12.3	21.6	29
Febrero	11.3	53	19.2	102.8	12.7	22.2	32
Marzo	10.1	59.1	38	152.2	14.2	24.3	32
Abril	19.2	62	30	155.6	15.6	25.2	33
Mayo	82.8	164.9	40.8	152.7	16.3	25.4	33
Junio	211.2	401.2	47.3	121.4	15.9	23.3	31
Julio	296.8	532.8	60.3	112.2	14.9	21.6	29
Agosto	253.5	378.9	44	109.3	15	22.1	29
Septiembre	187.4	258.4	45.6	104.3	14.9	22.2	32
Octubre	99	240	40.5	103.9	14.5	22.6	32
Noviembre	17.8	72.1	40.5	83.9	13.7	22	34
Diciembre	18.5	82.8	39	79	12.2	21.1	21
Anual	1,243.20			1,367.30	14.4		

- Coberturas (tipos y usos del suelo)

Con base en la información cartográfica, ortográfica y de visitas de campo se obtuvieron las áreas de las diferentes coberturas, observando el tipo y uso del suelo. Se midieron las longitudes y desniveles de los cauces principales y se agrupo la información en la Tabla 2. Se identificaron principalmente dos tipos de suelo y 5 cauces de orden 1 con sus respectivas áreas de captación.

Tabla 2. Coberturas y cauces.

Áreas de captación	Área total	Área por cobertura	Tipo de suelo	Longitud del cauce	desnivel del cauce	Pendiente del cauce
	[m ²]	[m ²]		[m]	[m]	[m/m]
Captación 1	487895.0	445952.0	bosque	1,294.0	230	0.178
		41943.0	cultivo			
Captación 2	450107.0	379,615.0	bosque	1,310.0	250	0.191
		70,492.0	cultivo			
Captación 3	197409.0	158,742.0	bosque	952.0	160	0.168
		38,667.0	cultivo			
Captación 4	46002.0	42,242.0	bosque	372.0	80	0.215
		3,760.0	cultivo			
Captación 5	55673.0	53,544.0	bosque	199.0	20	0.101
		2,129.0	cultivo			

En la Figura 4, se muestra la localización de las coberturas y de los cauces, las áreas de captación se proyectan en un escenario desfavorable. Además se ubican las 5 presas. En el caso de la captación 4, se considera que el cauce no esta bien definido.

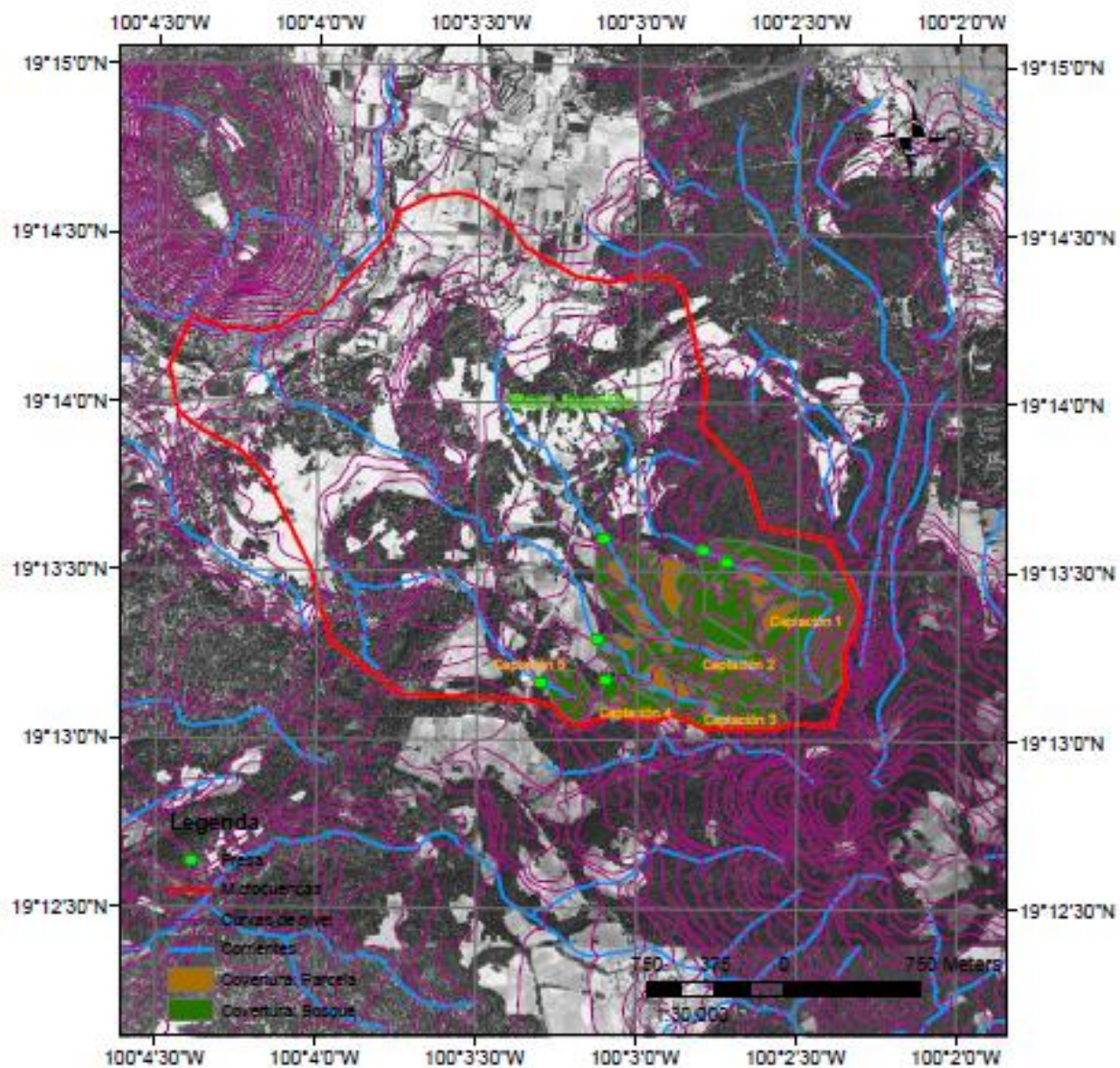


Figura 4. Zona de estudio, coberturas, cauces y presas.

Para la cobertura boscosa, se tiene un suelo medianamente permeable (Tipo B), siendo las zonas de bosque con cobertura más del 75% y las zonas de pasto con cobertura del bosque de menos del 25%. La cobertura de cultivos, también se considera un suelo permeable con surcos rectos y pendientes menores al 1%. Los valores del número N se presenta en la Tabla 3. El valor de N , se obtuvo mediante la Tabla 5.5 y la ecuación 5.11.

Tabla 3. Coberturas y número “N”

Cobertura	N	A [m²]
Bosque cultivado en condición normal, con transpiración media.	60	1185293
Cultivos en surcos rectos con pendiente	78	193529
	62.53	

Para el cálculo de la lluvia efectiva se utilizó la ecuación 5.6 y los valores medios de la precipitación, desglosados en la Tabla 1.

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (5.6)$$

Tabla 4. Precipitación efectiva

Mes	Precipitación [mm]	
	Precipitación, P	Precipitación efectiva, Pe
Enero	35.6	22.2
Febrero	11.3	2.9
Marzo	10.1	2.2
Abril	19.2	8.3
Mayo	82.8	67.0
Junio	211.2	194.0
Julio	296.8	279.3
Agosto	253.5	236.1
Septiembre	187.4	170.3
Octubre	99	82.8
Noviembre	17.8	7.3
Diciembre	18.5	7.8
Anual	1,243.20	1,080.13

En éste caso no se hizo ninguna corrección por lluvias anteriores.

El coeficiente de escurrimiento se selección de la Tabla 5.6, tomando valores mínimos. Se tiene un suelo principalmente arenoso, escarpado con pendientes mayores al 7%. Por lo tanto Ce=0.15. Ver Tabla 5.7.

A continuación se presenta un resumen de las áreas de captación en la presa número 4.

Tabla 5. Áreas por cobertura.

Presa	Área			
	Cultivo	Bosque	Camino	Embalse
	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]
4	70492	379615	0	1900

- Volúmenes captados.

Para el análisis de volúmenes captados se utilizaron los valores de las precipitaciones efectivas mensuales, las respectivas áreas de cobertura y sus coeficientes de escurrimiento. A continuación se presenta un resumen de los volúmenes captados a lo largo del año en la captación número 3. Se considera que el embalse se encuentra vacío y tiene una capacidad mayor a 15 000 m³.

Tabla 6. Volúmenes captados.

Mes	Captación				Volumen captado
	Cultivo	Bosque	Camino	Embalse	
	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]
Enero	320.64	625.79	0.00	42.15	988.57
Febrero	41.96	81.89	0.00	5.52	129.36
Marzo	32.30	63.03	0.00	4.25	99.58
Abril	120.23	234.65	0.00	15.80	370.68
Mayo	968.04	1,889.32	0.00	127.25	2,984.60
Junio	2,803.69	5,471.96	0.00	368.54	8,644.19
Julio	4,036.82	7,878.66	0.00	530.64	12,446.11
Agosto	3,412.71	6,660.60	0.00	448.60	10,521.92
Septiembre	2,461.47	4,804.05	0.00	323.56	7,589.07
Octubre	1,197.06	2,336.30	0.00	157.35	3,690.70
Noviembre	104.98	204.88	0.00	13.80	323.66
Diciembre	112.55	219.65	0.00	14.79	346.99

48,135.44

Por lo tanto la presa que se encuentra en el cauce 4, tendrá una captación promedio a lo largo del año de 48,135 m³ de agua. Para conocer el volumen almacenado durante el año se tendría que hacer un funcionamiento de dicho vaso.

II. Tormentas extraordinarias

- Curvas de intensidad – duración – periodo de retorno.

A partir de las curvas de isoyetas de la región, se seleccionó la intensidad de lluvia para 7 duraciones diferentes en 5 diferentes periodos de retorno.

Tabla 7. Intensidades de tormenta

Número de orden	Tr, años	Duración, minutos						
		5	10	20	30	60	120	240
1	10	180	150	110	85	60	35	150
2	20	250	190	130	100	60	32	20
3	25	270	210	190	95	60	32	20
4	50	420	240	170	120	70	40	28
5	100	480	300	200	120	80	40	22

Tabla 8. Operaciones.

	x2	y	x1y	x2y	x1 ²	x2 ²	x1x2
1	0.70	2.26	2.26	1.58	1.00	0.49	0.70
2	0.70	2.40	3.12	1.68	1.69	0.49	0.91
3	0.70	2.43	3.40	1.70	1.95	0.49	0.98
4	0.70	2.62	4.46	1.83	2.89	0.49	1.19
5	0.70	2.68	5.36	1.87	4.00	0.49	1.40
6	1.00	2.18	2.18	2.18	1.00	1.00	1.00
7	1.00	2.28	2.96	2.28	1.69	1.00	1.30
8	1.00	2.32	3.25	2.32	1.95	1.00	1.40
9	1.00	2.38	4.04	2.38	2.89	1.00	1.70
10	1.00	2.48	4.95	2.48	4.00	1.00	2.00
11	1.30	2.04	2.04	2.66	1.00	1.69	1.30
12	1.30	2.11	2.75	2.75	1.69	1.69	1.69
13	1.30	2.28	3.19	2.96	1.95	1.69	1.82
14	1.30	2.23	3.79	2.90	2.89	1.69	2.21
15	1.30	2.30	4.60	2.99	4.00	1.69	2.60
16	1.48	1.93	1.93	2.85	1.00	2.18	1.48
17	1.48	2.00	2.60	2.95	1.69	2.18	1.92
18	1.48	1.98	2.76	2.92	1.95	2.18	2.06
19	1.48	2.08	3.53	3.07	2.89	2.18	2.51
20	1.48	2.08	4.16	3.07	4.00	2.18	2.95
21	1.78	1.78	1.78	3.16	1.00	3.16	1.78

22	1.78	1.78	2.31	3.16	1.69	3.16	2.31
23	1.78	1.78	2.49	3.16	1.95	3.16	2.49
24	1.78	1.85	3.13	3.28	2.89	3.16	3.02
25	1.78	1.90	3.81	3.38	4.00	3.16	3.56
26	2.08	1.54	1.54	3.21	1.00	4.32	2.08
27	2.08	1.51	1.96	3.13	1.69	4.32	2.71
28	2.08	1.51	2.10	3.13	1.95	4.32	2.91
29	2.08	1.60	2.72	3.33	2.89	4.32	3.53
30	2.08	1.60	3.20	3.33	4.00	4.32	4.16
Total	41.67	61.90	92.39	81.71	69.20	64.24	61.66

Tabla 9. Resultados del análisis.

a0	0.459
a1	1.193
a2	-0.170
k	2.878
m	1.193
n	0.170

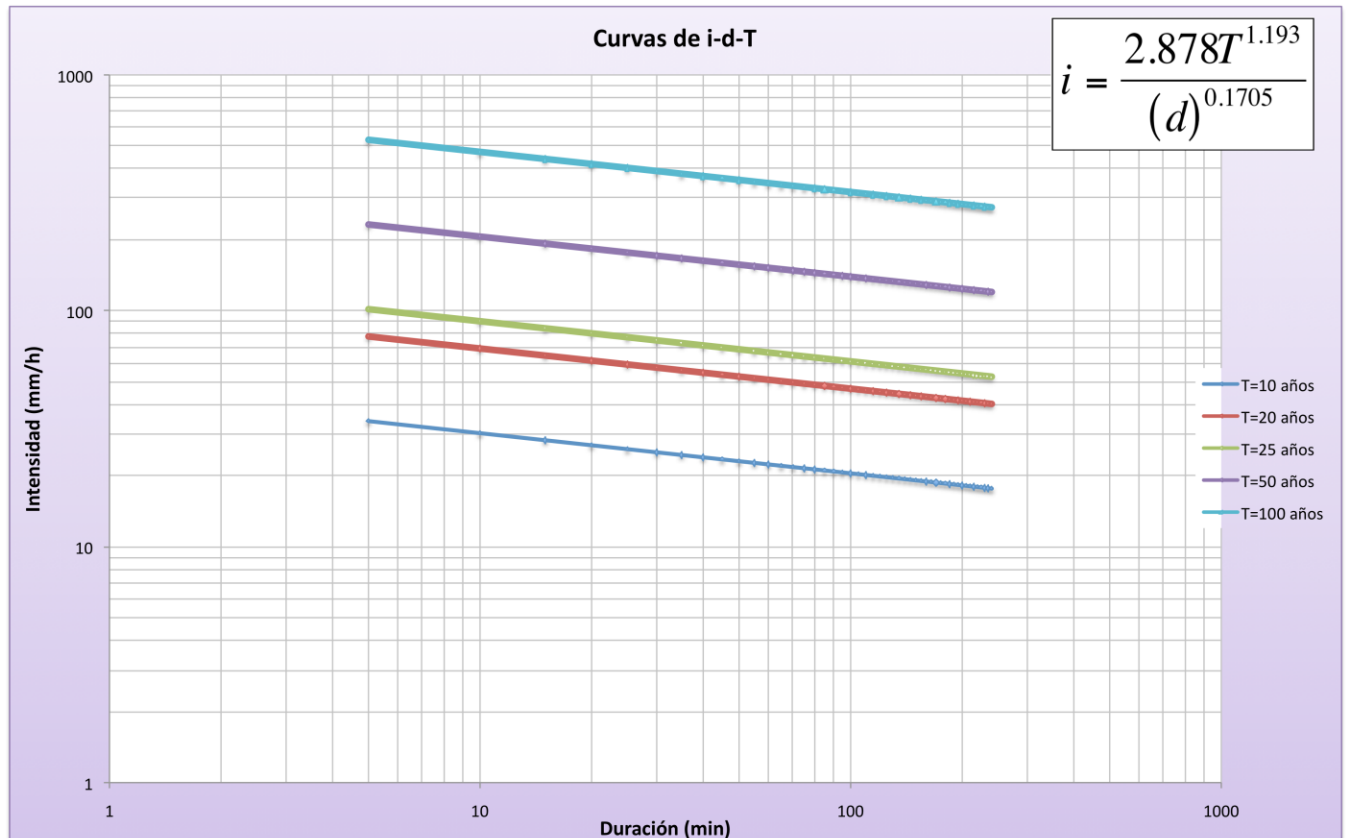


Figura 5. Curvas intensidad-duración-periodo de retorno

- Tiempo de concentración

De la captación 3 se analizaron los parámetros hidráulicos del cauce. La velocidad de la onda se dedujo a partir de la gráfica de la figura 5.1. Para éste cauce, el tiempo de concentración resulto ser de 0.44 horas o 26 minutos.

Tabla10 características de la captación 3

Presa	Parámetros					
	Ac	Lc	H	Sc	Vc	tc
	[m ²]	[m]	[m]	[1]	[km/h]	[h]
3	197409	1310	250	0.191	3	0.43666667

A partir de la ecuación de Kirpich, se calculó el tiempo de concentración, además se dedujeron los valores del tiempo pico, tiempo base y el gasto unitario pico para el hidrograma del SUCS.

Tabla 11 Cálculos de valores del hidrograma sintético

Ac	tc	tp	q_p
[km²]	[h]	[h]	[m³/s/mm]
0.45	0.15	0.29	0.32

A partir de las tablas de las tablas de gastos y tiempos unitarios del SUCS, se dedujeron los valores del hidrograma unitario y se obtuvo el gasto máximo de avenida en dicho cauce. El gasto máximo será de 2.83 m³/s.

Tabla 12 Cálculos de la curva del hidrogramas sintético del SUCS

Dato	t	q	Q
	[h]	[m³/s/mm]	[m³/s]
1	0.03	0.00	0.04
2	0.06	0.02	0.22
3	0.09	0.05	0.45
4	0.12	0.09	0.79
5	0.15	0.14	1.22
6	0.17	0.19	1.70
7	0.23	0.29	2.53
8	0.29	0.32	2.83
9	0.35	0.30	2.60
10	0.41	0.24	2.13
11	0.46	0.17	1.51
12	0.52	0.14	1.18
13	0.58	0.10	0.92
14	0.64	0.08	0.68
15	0.69	0.06	0.50
16	0.75	0.04	0.38
17	0.81	0.03	0.27
18	0.87	0.02	0.22
19	1.01	0.01	0.11
20	1.16	0.01	0.05
21	1.30	0.00	0.02
22	1.45	0.00	0.00

Para corroborar dicha información se analizará la cuenca a partir de la fórmula racional. El valor de la intensidad se toma a partir de la ecuación obtenida para las curvas intensidad – duración – periodo de retorno, utilizando la duración igual al tiempo de concentración y un periodo de retorno de 10 años.

Tabla 13. Fórmula racional.

Ac	tc	Ce	Tr	i	Q_p
[km ²]	[h]	[1]	[años]	[mm/h]	[m ³ /s]
0.45	0.15	0.15	10	62.0250653	1.16306301

El gasto máximo para un periodo de retorno de 10 años será de 1.16 m³/s.

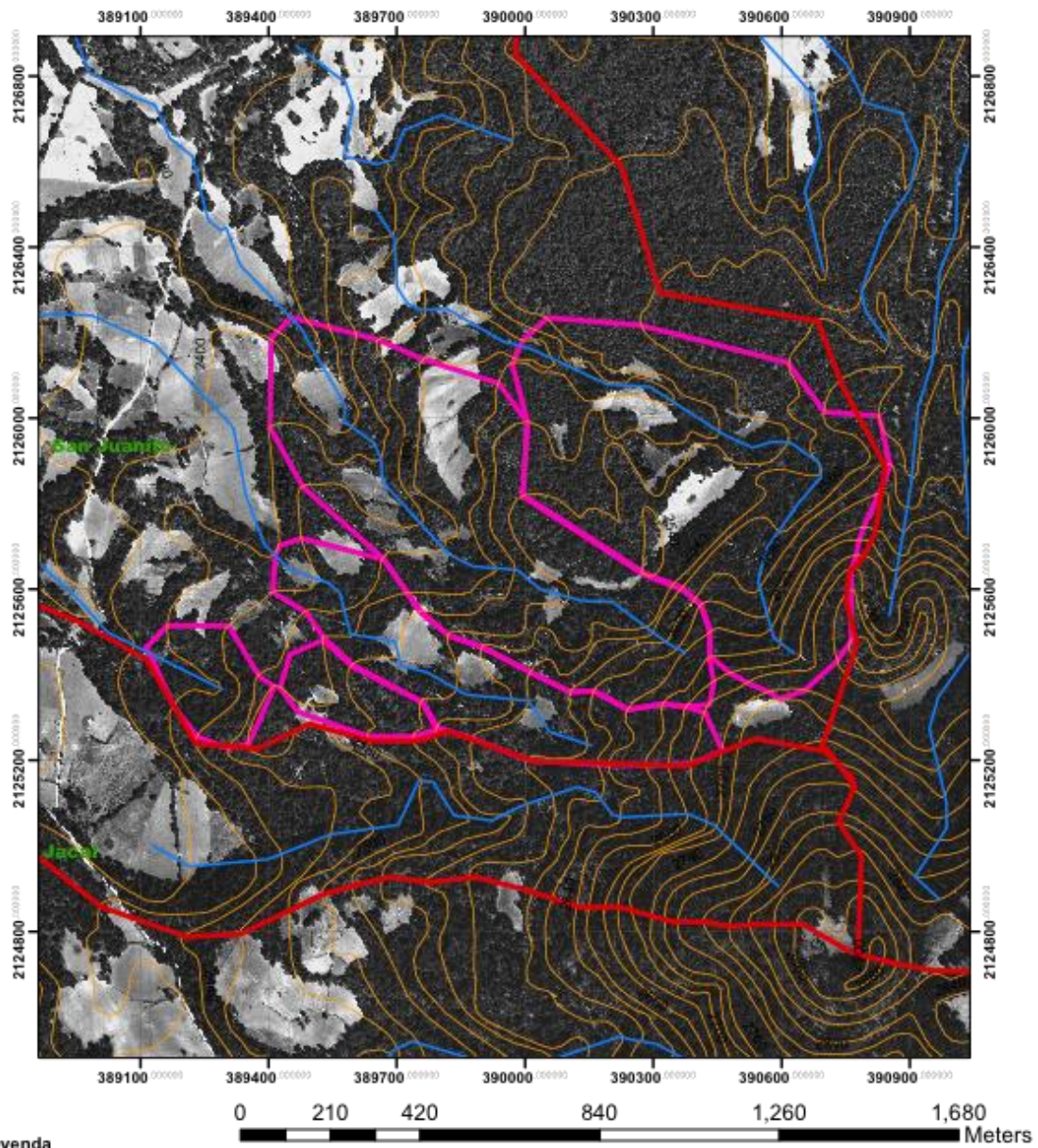
Se analizaron los gastos máximos utilizando las envolventes mundiales de Lowry y Creager. La cuenca analizada se encuentra en la región hidrológica número 12, Lerma-Santiago.

Tabla 14 estimaciones del gasto máximo a partir de las envolventes de Creager y Lowry

	Envolventes			
	Creager		Lowry	
	C_c	Q	C_L	Q
A _c	[1]	[m ³ /s]	[1]	[m ³ /s]
[km ²]	[1]	[m ³ /s]	[1]	[m ³ /s]
0.45	15.00	20.25	1290.00	5.15



Análisis Hidrológico



Leyenda

- Microcuencas
- Captación

Plano general de ubicación de microcuencas

BIBLIOGRAFÍA

APARICIO MIJARES, FRANCISCO J., *Fundamentos de hidrología de Superficie*, Limusa, Noriega Editores, México, 1992.

BARRY, E. *Hidrología Fundamental*. Ediciones Limusa. México, 1971.

BREÑA PUYOL, A. F. Y JACOBO VILLA M. A. *Principios y fundamentos de la hidrología superficial*. Universidad Autónoma Metropolitana. Formato electrónico 2010. Recuperado el 12 de mayo de 2013.

http://www.uamenlinea.uam.mx/materiales/licenciatura/hidrologia/principios_fundamentos/libro-PFHS-05.pdf

BREÑA-PUYOL A. F. *Algoritmo numérico aplicado al tránsito de avenidas en vasos*. Revista CONTACTOS, Universidad Autónoma Metropolitana, NO. 52: 23-30. México. 2004.

CAMPOS ARANDA, DANIEL FRANCISCO, *Introducción a la hidrología Urbana*, Editorial Libre, San Luis Potosí, México, 2010.

CNA, Comisión Nacional del Agua. *Estadísticas del Agua en México 2004*. “Un producto del Sistema Unificado de Información Básica del Agua”. Comisión Nacional del Agua; México. 2004.

CNA, Comisión Nacional del Agua. *El agua y sus senderos*. “Ríos, lagos y cascadas de México”, México. 1964.

CHOW, V. T. *Handbook of applied hydrology*. Mc Graw-Hill. New York, 1964

CHOW, V. T. *Hydrologic determination of waterway areas for the design of drainage structures in small drainage basins*. Bulletin 462, University of Illinois. 1962.

DINGMAN, S. L. *Physical Hydrology*. Editorial Prentice-Hall; Estados Unidos de América, 1994.

FUENTES MARILES, ÓSCAR A. Y FRANCO, VÍCTOR, *Estudio hidrológico para Obras de Protección*, Capítulo 3 del “Manual de Ingeniería de Ríos”, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1997.

HIDROLOGÍA APLICADA. Sistema hidrológico. U. De la R. - FI – IMFIA – Agosto 2010. Recuperado el 16 de mayo del 2013 de:

http://www.fing.edu.uy/imfia/cursos/hha2008/01_Sistema%20Hidrologico_2010.pdf

INEGI, Anuario Estadístico de los Estados Unidos Mexicanos 2012. Recuperado el 18 de agosto del 2013 de:

<http://www3.inegi.org.mx/sistemas/productos/default.aspx?c=265&s=inegi&upc=702825046385&pf=Prod&ef=&f=2&cl=0&tg=8&pg=0>

RAUDKIVI, A.J., Hydrology. Pergamon Press. Oxford, 1979.

SAGARPA, Subsecretaría de Desarrollo Rural, Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural, Colegio de Posgraduados, (sf), *Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas*. 20 p. Recuperado el 12 de septiembre de 2013 en:

http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/noticias/2012/Documents/FICHAS%20TECNICAS%20E%20INSTRUCTIVOS%20NAVA/INSTRUCTIVO_HIDROLOG%C3%8DA.pdf

SCS. *Soil Conservation Service de Estados Unidos*, CN Method, 1975.

SOTELO ÁVILA, G. *Hidráulica general*. Volumen 1. “Fundamentos”. Editorial Limusa-Noriega Editores; Decimosexta reimpresión; México. 1995.

VISSMAN, W., LEWIS, G.L. y KNAPP, J.W. *Introduction to Hydrology*. Editorial Harper and Row, 3ª edición; Estados Unidos de América. 1989.