

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
 DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

DIA 15/01/96

DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE

1.2.1 Estructura OBRAS HIDRAULICAS

1.2.2 Estructuras mayores.

1.2.3 Datos para el diseño

MÓDULO II: HIDROLOGIA

CIENCIA HIDROLÓGICA

2.1. Precipitación

2.1.1 Análisis de Precipitación

2.1.2 Cálculos de escorrentía

2.1.3 Diagrama de la precipitación

2.1.4 Diagrama de la precipitación

2.1.5 Diagrama de la precipitación

2.1.6 Diagrama de la precipitación

2.1.7 Diagrama de la precipitación

2.1.8 Diagrama de la precipitación

INTRODUCCION

2.1.9 Diagrama de la precipitación

2.1.10 Diagrama de la precipitación

2.1.11 Diagrama de la precipitación

2.1.12 Diagrama de la precipitación

2.1.13 Diagrama de la precipitación

2.1.14 Diagrama de la precipitación

Aplicaciones en los capítulos 1 y 2.

ANÁLISIS DE LA DISTRIBUCIÓN

3.1.1 Fórmula factorial.

3.2.1 Fórmulas para distribuciones.

3.2.2 Fórmulas para distribuciones.

3.2.3 Fórmulas para distribuciones.

3.2.4 Fórmulas para distribuciones.

3.2.5 Fórmulas para distribuciones.

3.2.6 Fórmulas para distribuciones.

3.2.7 Fórmulas para distribuciones.

3.2.8 Fórmulas para distribuciones.

3.2.9 Fórmulas para distribuciones.

3.2.10 Fórmulas para distribuciones.

1996

4. INTEGRACIÓN DE EVENTOS HIDROLÓGICOS.

- 4.1 Tránsito de avenidas en vasos.
4.2 Tránsito de avenidas en cauces.

5 h. Mie. J. Carrillo.

5. FUNCIONAMIENTO DE VASOS.

- 5.1 Generación de registros sintéticos

1.3.1
1.3.2
1.3.3

5 h. Jue. R. Domínguez

6. DIMENSIONAMIENTO DE EMBALSES.

- 6.1 Consideraciones de operaciones
6.2 Determinación de la capacidad de un embalse.

2.1

2.1.1

2.1.2

2.1.3

5 h. Vie. J. Osnaya.

Aplicaciones de los capítulos 3 a 6.

1 INTRODUCCION

El gasto que conduce una corriente natural es variable, ya que depende de la lluvia que cae sobre la cuenca, tanto en el tiempo como en el espacio. Cuando se presentan grandes avenidas la capacidad del cauce se puede rebasar con lo que se provocan inundaciones en la región aledaña a él, en ello la topografía juega un papel importante ya que condiciona el tamaño del área inundable y porque el agua al seguir la pendiente de fondo del río vuelve al cauce aguas abajo o se mueve hacia otro afluente o llega al mar o alimenta lagunas o queda retenida en la zona baja.

El objetivo de este capítulo es el de presentar algunos de los criterios que se usan para definir la avenida de diseño que puede llegar a presentarse en una zona de interés; además, la forma en que ella es modificada en su avance por la presencia de un vaso de almacenamiento o de un tramo de río.

La elección de la avenida de diseño para una obra de protección se ve influenciada por el costo y beneficio esperado por la construcción de ésta. Si se desea tener una protección casi total contra las inundaciones, para evitar daños a las propiedades localizadas cerca del cauce que sigue la avenida, se necesitan obras muy costosas ya que al evitar que la creciente exceda la capacidad de la estructura implica

construir obras grandes. Como recomendación fundamental en algunas obras debe aceptarse un cierto riesgo de que se presente una avenida máxima que provoque un cierto daño, cuya magnitud debe estar basada en consideraciones cuidadosas de las características de la misma, peligro de pérdida de vidas humanas y materiales, tipo de área que se desee proteger (de cultivo y/o urbana), limitaciones de tipo económico, etc. Entre los factores hidrológicos más importantes a tomar en cuenta en el diseño de las obras de protección está la precipitación y el escurrimiento.

La precipitación es definida como el agua, en estado sólido o líquido, que proviene de lo alto de la atmósfera y que alcanza la tierra. La lluvia, nieve o granizo son distintas formas de precipitación.

Parte del agua de la precipitación queda atrapada por las plantas (lluvia interceptada), otra parte llega a la superficie del suelo y puede quedar detenida en depresiones del terreno formando charcos (lluvia retenida). Otra parte puede entrar al suelo (infiltración). La restante (lluvia en exceso) drena hacia las zonas bajas, donde se puede juntar, y formar arroyos o bien llegar a lagos. Los cursos de agua en la superficie se alimentan también con el agua que proviene del subsuelo.

Sobre la superficie del terreno el agua, resultado de la precipitación y de filtraciones subterráneas, corre en forma de arroyuelos y luego se junta para formar arroyos y ríos. El agua que fluye se le llama escurrimiento. El debido a la lluvia en exceso se le llama escurrimiento directo, mientras que aquel que se lleva a cabo en forma intermitente en la superficie, originado por el agua subterránea, se le llama escurrimiento base.

1.1 Periodo de retorno

El periodo de retorno T_r , expresado en años, se define como el número promedio de años en que un evento puede ser igualado o excedido.

Por ejemplo, si se diseña una obra para un gasto de $700 \text{ m}^3/\text{s}$ que tiene asignado un periodo de retorno de 10 años, ello significa que el tiempo que transcurre para que vuelva a presentarse un gasto mayor o igual a él puede ser 8 ó 12 ó 13 o bien 7 años, nótese que el promedio de ellos es precisamente 10 años.

Por otra parte la probabilidad de que un evento con un periodo de retorno T_r ocurra en cualquier año es igual a

$$q = \frac{1}{T_r} \quad (1.1)$$

En un conjunto de eventos máximos anuales, ya sean gastos o lluvias, el periodo de retorno que se asocia a cada uno de ellos puede ser estimado con la fórmula de Weibull (Viessman et al, 1977).

$$T_r = \frac{n + 1}{m} \quad (1.2)$$

donde m es número de orden y n el número total de años del registro. Esta expresión no toma en cuenta el número de elementos del conjunto, es decir, la longitud del registro. Una fórmula que sí lo hace es la propuesta por Gringorten (Viessman et al, 1977), que se escribe como

$$T_r = \frac{n+1 - 2a}{m - a} \quad (1.3)$$

El valor de a, que está comprendido entre 0 y 1, depende del valor de n y se encuentra en la tabla 1.1

TABLA 1.1 Valores de a, fórmula de Gringorten

n	10	20	30	40	50
a	0.448	0.443	0.442	0.441	0.440
n	60	70	80	90	100
a	0.440	0.440	0.440	0.439	0.439

La ec 1.2 es la más eficiente para calcular la posición gráfica de los datos para cualquier función de distribución de probabilidad y es la más comunmente usada.

Para eventos máximos anuales los datos se ordenan de mayor a menor y el lugar que ocupan dentro de la lista, cada uno de ellos, corresponde al valor de m; así, por ejemplo, el mayor valor tiene una m=1, mientras que en el más pequeño m = n.

Cuando se tiene un conjunto de eventos mínimos los valores que lo forman se ordenan del más pequeño hasta el más grande, en este caso el periodo de retorno debe entenderse como el número promedio de años en que el evento tiene valores menores o iguales a él.

Para conocer el riesgo en eventos máximos anuales para una obra hidráulica se puede utilizar la ecuación siguiente

$$r = 1 - (1 - q)^L$$

(1.4)

donde r es la probabilidad o riesgo de que ocurra el evento máximo al menos una vez en L años de la vida útil de la obra.

Eligiendo un valor del periodo de retorno y conociendo L se puede calcular el riesgo. En la tabla 1.2 se anotan algunos valores de riesgo para diferentes condiciones de vida útil y periodo de retorno.

TABLA 1.2 Periodo de retorno asociado a varios niveles de riesgo y vida útil de la obra

Riesgo, en %	Vida útil, en años				
	5	30	50	70	100
	Periodo de retorno, en años				
40	10.3	59.2	98.4	137.5	196.3
50	7.7	43.8	72.6	101.5	144.8
60	6.0	33.2	55.1	76.9	119.6
80	3.6	19.1	31.6	44.0	62.6
99	1.7	7.0	11.4	15.7	22.2

El periodo de retorno con el cual debe calcularse la avenida de diseño para una estructura se escoge en la tabla 1.3 en función de tipo de zona a proteger.

Por otra parte en la selección de la avenida de diseño se deben considerar los beneficios que se esperan obtener con la construcción de la obra, los problemas constructivos que influyen particularmente en la protección de zonas agrícolas y/o urbanas, los beneficios por la disminución en las pérdidas materiales y humanas, etc.

TABLA 1.3 Período de retorno en función de la zona por proteger

Características de la zona por proteger	Período de retorno, en años
Parcelas agrícolas aisladas, sin posibles pérdidas de vidas humanas	5
Districtos de riego, sin riesgo de pérdidas de vidas humanas	25
Zonas agrícolas, poco pobladas	50
Zonas agrícolas con poblados	100
Zona industrial y urbana	500
Zona densamente poblada	1000
Ciudades	1000

1.2 SELECCION DEL CRITERIO A SEGUIR

Los métodos para definir la avenida de diseño, tanto para estructuras mayores o menores, se presentan en los incisos 3.3 y 3.5.

Para la selección de la avenida de diseño se requiere por una parte un análisis hidrológico que lo fundamente y con base en éste hacer el análisis económico del problema. Conforme se incrementa el tamaño de la avenida de diseño, el costo de la obra aumenta y al mismo tiempo, la probabilidad de exceder la avenida disminuye.

No obstante, de que en la selección final del período de retorno para una estructura en particular interviene el criterio del ingeniero, es recomendable tener en cuenta lo siguiente

- . Importancia de la obra
- . Magnitud de la estructura, por ejemplo la altura de los bordos, la capacidad del cauce de alivio, etc
- . Posible daño a propiedades adyacentes
- . Costo de mantenimiento
- . Costos de reparaciones a la obra
- . Amortización del costo de la estructura de la obra
- . Inconvenientes por suspensión de su operación
- . Riesgo por pérdida de vidas humanas

En este subcapítulo sólo se menciona la manera de proceder para los

tipos de estructuras menor y mayor.

1.2.1 Estructuras menores

En este tipo quedan comprendidas, por ejemplo, los bordos, presas pequeñas, alcantarillas que cruzan carreteras, drenaje urbano, etc. Los pasos para definir la avenida de diseño son los siguientes

a) Se calcula la duración de la tormenta de diseño, ver 1.3.4, que, generalmente, se hace igual al tiempo de concentración.

b) De acuerdo con las características de la zona por proteger y con el tipo de obra se selecciona un periodo de retorno, ver tablas 1.3 y 1.4.

En la tabla 1.4 se encuentran los valores recomendados para estructuras menores, pero se observa que, por ejemplo, para el drenaje de carreteras se tiene un periodo de retorno grande ya que por una insuficiencia de él, los daños económicos pueden ser de consideración.

TABLA 1.4 Periodo de retorno para estructuras menores

Tipo de estructura	Periodo de retorno, en años
Bordos	2 a 50
Zanja para drenaje	5 a 50
Drenaje de aguas pluviales	2 a 10
Drenaje en aeropuertos	5
Drenaje en carreteras	50

También aquí quedan comprendidos los embalses pequeños, a los que debe dárseles especial atención cuando están construidos en zonas pobladas, ya que la falla de la cortina puede causar innumerables pérdidas materiales y humanas. El Soil Conservation Service propone la clasificación siguiente y con base en ella seleccionar el periodo de retorno cuando se tengan embalses pequeños.

Tipo A Estructuras localizadas en zonas rurales o agrícolas donde la falla pueda dañar ya sea granjas agrícolas o zonas de cultivo o terrenos públicos o caminos rurales.

Tipo B Estructuras localizadas en áreas predominantemente rurales o agrícolas donde la falla de ellas pueda dañar casas aisladas, carreteras principales o caminos rurales.

Tipo C Estructuras localizadas en sitios donde la falla de ellas pueda ocasionar pérdida de vidas humanas, fuertes daños

sobre casas, construcciones industriales y edificios comerciales, carreteras principales y edificios públicos.

Para los tipos de estructura mencionados en la tabla 1.5 se indica el periodo de retorno que debe asignarse a ellas.

En la tabla 1.5 P_{100} representa la altura de lluvia para una duración de 6 h y periodo de retorno de 100 años; PMP es la precipitación máxima probable, ver inciso 3.3 .

TABLA 1.5 Periodo de retorno para embalses pequeños

Clasificación	Lluvia de diseño para el vertedor
A	P_{100}
B	$P_{100} + 0.12 (PMP - P_{100})$
C	$P_{100} + 0.26 (PMP - P_{100})$

c) Se calcula la lluvia de diseño en función de la duración y periodo de retorno (curvas intensidad-duración-periodo de retorno, ver 3.3.3 inciso c).

d) Se calcula la lluvia en exceso, si es posible también su distribución en el tiempo, ver 3.5.

e) Se selecciona un hidrograma unitario sintético, ver 3.5.2 inciso e .

f) Se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo, usando una de las relaciones lluvia-escurrimiento propuestas en 3.5.

Todos los conceptos mencionados en la secuencia anterior se describen ampliamente a lo largo de este capítulo.

1.2.2 Estructuras mayores

Se refiere fundamentalmente al tamaño que debe darse a los vertedores que se usan en presas grandes, en este caso la determinación de la avenida de diseño es más compleja ya que la magnitud de ella va a influir en la capacidad de la obra de excedencias, la altura de la cortina y el volumen de regulación del vaso, sin embargo el factor económico juega un papel muy importante en la decisión final, ya que también con el aprovechamiento se van a satisfacer otras demandas como son, por ejemplo, el abastecimiento de agua potable, el agua para riego, generación de energía, etc., sin olvidar el grado de protección, que se va a dar aguas abajo, tanto en vidas humanas como en

propiedades, todo esto implica un beneficio económico.

En la tabla 1.6 se muestran los valores de periodos de retorno recomendables para estas estructuras en función de la altura de la cortina.

TABLA 1.6 Selección del periodo de retorno de una avenida de diseño en función de la altura de la cortina

Categoría	Almacenamiento, en m ³	Altura, en m	Pérdida de vidas	Daños	Avenida de diseño
Grande	> 60	>18	Considerables	Catastró <u>f</u> icos	Relación llu <u>v</u> ia-escurre <u>m</u> iento usando la precipita <u>c</u> ión máxima probable
Interme <u>d</u> ia	1.2 a 60	12 a 30	Pequeña	5 a 10 veces el co <u>s</u> to de la presa	Relación llu <u>v</u> ia-escurre <u>m</u> iento basada en la tormenta más severa re <u>g</u> istrada en el pasado, maximi <u>z</u> ada por punto de rocío, o pe <u>r</u> iodo de retor <u>n</u> o de 1000 años
Pequeña	< 1.2	<15	Ninguna	Mismo orden de magni <u>t</u> ud que el costo de la presa	Periodo de re <u>g</u> reso de 50 a 100 años

1.2.3-Datos para el diseño

En el diseño de cualquier estructura se requiere de información, la cual para los fines de este capítulo es de dos tipos, una corresponde a la fislográfica y la otra es la hidrológica .

-Tipos de datos.

Los datos hidrológicos ya sean lluvias o gastos, se presentan en orden cronológico, en ocasiones sólo algunos de los valores originales tienen aplicación ya que el análisis de los mismos es regido por una condición crítica, es decir frecuentemente se basa en usar dos tipos de datos, a unos se les llama serie de valores máximos o extremos y el otro serie

de excedentes o de duración parcial.

La serie de valores máximos sólo toma en cuenta al valor más grande o más pequeño que estén en el registro para un determinado intervalo constante de tiempo, así, por ejemplo, si este intervalo es de un año y contiene los valores más grandes o pequeños se le designa como una serie de máximos o mínimos anuales, respectivamente.

La serie de excedentes está formada por un conjunto de datos los cuales se seleccionan de tal forma que su magnitud sea mayor a un cierto valor de referencia, es decir, el número de datos de la serie debe de ser igual al número de años del registro.

La serie de máximos anuales se utiliza cuando el diseño debe estar regido por las condiciones más desfavorables y la de excedentes cuando el segundo valor más grande en el año puede influir en el diseño.

El periodo de retorno para los máximos se obtiene con la ec 1.2 y para los excedentes con la expresión siguiente

$$T_e = \frac{n}{m} \quad (1.4a)$$

Las ecs 1.2 y 1.4a están relacionadas por

$$T_e = \frac{1}{\log_e \frac{Tr}{Tr - 1}} \quad (1.4b)$$

Del análisis de esta ecuación se tiene que para valores de Tr mayores de 10 años éste es semejante a T_e , por lo que se puede decir que al contar con un registro mayor de 10 años el análisis hidrológico de los datos no cambia en forma importante si se usa una serie de máximos o una de excedentes.

-Datos fisiográficos

Son el área, tipo de terreno y cobertura vegetal de la cuenca, pendiente y longitud del cauce principal, topografía y geología de la zona, etc; en Springall (abril 1970) se puede consultar ampliamente una descripción acerca de estas características fisiográficas y la manera de calcularlas. En los proyectos preliminares se pueden usar para la determinación de estos datos las cartas que publican el Instituto Nacional de Economía, Geografía e Informática de la Secretaría de Programación y Presupuesto o la Secretaría de la Defensa Nacional.

-Datos hidrológicos

Una dificultad que se presenta en el diseño hidrológico es el de

disponer de información de lluvia, escurrimiento, evaporación, temperatura, etc. Ellos pueden ser obtenidos en los boletines hidrológicos que periódicamente publican la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la Comisión Federal de Electricidad, el Servicio Metereológico Nacional y la Comisión Internacional de Límites y Aguas.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO II: HIDROLOGIA

CICLO HIDROLOGICO

Presentado por : **ING. V. FRANCO**
1996

1. INTRODUCCIÓN

El agua está profundamente ligada al hombre, depende de ella para su existencia y esta sometido a los dos extremos, la abundancia (inundaciones) y su escasez (sequía), que condicionan el suministro natural del recurso hidráulico. Como resultado de esta dependencia del agua las principales civilizaciones se asentaron en las márgenes de los ríos y desde entonces se ha requerido considerar la ocurrencia transporte y desarrollos del agua.

La Hidrología es la ciencia que tiene por objeto el estudio de las aguas de la Tierra, su ocurrencia, movimiento y distribución; también trata con propiedades físicas y químicas del agua y su reacción con su medio ambiente.

La Hidrología posee una relación muy cercana con otras ciencias de la Tierra, como lo son Geología, Meteorología, Oceanografía y Climatología.

En la Ingeniería Hidrológica se analizan los aspectos de planificación, diseño y operación de proyectos de Ingeniería para control y uso del agua.

La Hidrología encuentra su aplicación en Ingeniería principalmente a través del diseño y operación de estructuras hidráulicas y de la implementación de medidas no estructurales para minimizar los impactos de ciertos fenómenos hidrológicos.

Los principales aspectos de diseño que se estudian son a) Dimensionamientos de vertedores de demasías de presas de almacenamiento. b) Obtención de los gastos de diseño de sistemas de drenaje urbano alcantarillas de carreteras y ferrocarriles. c) Dimensionamiento de presas que para asegurar el suministro adecuado de agua para diversos usos: irrigación, agua potable, generación de energía eléctrica, navegación, estabilidad de niveles de contaminación, subsistemas de vida acuática, etc.

Entre los estudios más importantes de operación de obra hidráulicas, están: a) Control de Avenidas. b) Control de sequías. c) La operación de presas.

Entre las medidas no estructurales esta la determinación de llanuras de inundación de los cauces para disminuir el riesgo de las pérdidas materiales y de vidas humanas.

La primera evidencia hidrológica que existe la constituye una pieza de cerámica en la cual se muestra al "Rey Escorpión", llamado así por el arácnido que aparece junto a él, cortando la primera acequia para inundar las tierras que serían cultivadas. La pieza tiene una antigüedad de más de 5000 años. Otra evidencia importante la constituyen las ruinas de la presa Saad el-Kafara que datan del año 2850 A.C., en las cuales se ha encontrado que falló debido a la falta de un vertedor de demasías y a que la mampostería no fue ligada con ningún cementante. Se conoce que la presa falló en la primera época de lluvias a la que estuvo expuesta, Biswas (1970).

El ciclo hidrológico consiste en el proceso continuo de recorrido del agua es transportada desde los océanos hacia la atmósfera y de ahí a los continentes y después otra vez a los océanos (figura 1.1 y 1.2).

Para describir el ciclo hidrológico se puede comenzar desde cualquiera de sus fases, por ejemplo a partir de la evaporación del agua de los océanos hacia la atmósfera. El vapor de agua es transportado hacia el cielo por masas de aire en movimiento y bajo condiciones apropiadas se condensa para formar nubes. Si las condiciones lo permiten, las nubes producirán precipitación observable al nivel del terreno. Ella se distribuye, en la mayor parte, como agua retenida (en la parte no profunda del suelo) que puede volver a la atmósfera a través de evaporación y transpiración de las plantas. Otra parte del agua llega al terreno y puede circular sobre el hacia los cauces de los ríos y arroyos y otra más penetra en el suelo y se puede convertir en agua subterránea. Estas dos partes del agua regresan finalmente a los océanos donde nuevamente se produce la evaporación.

El ciclo hidrológico es cerrado, esto es no existe pérdida ni ganancia sólo transferencias espaciales y de estado, las cuales constituyen las fases del ciclo.

El ciclo hidrológico es una simplificación para entender su proceso extremadamente complejo del que todavía no existe una representación adecuada.

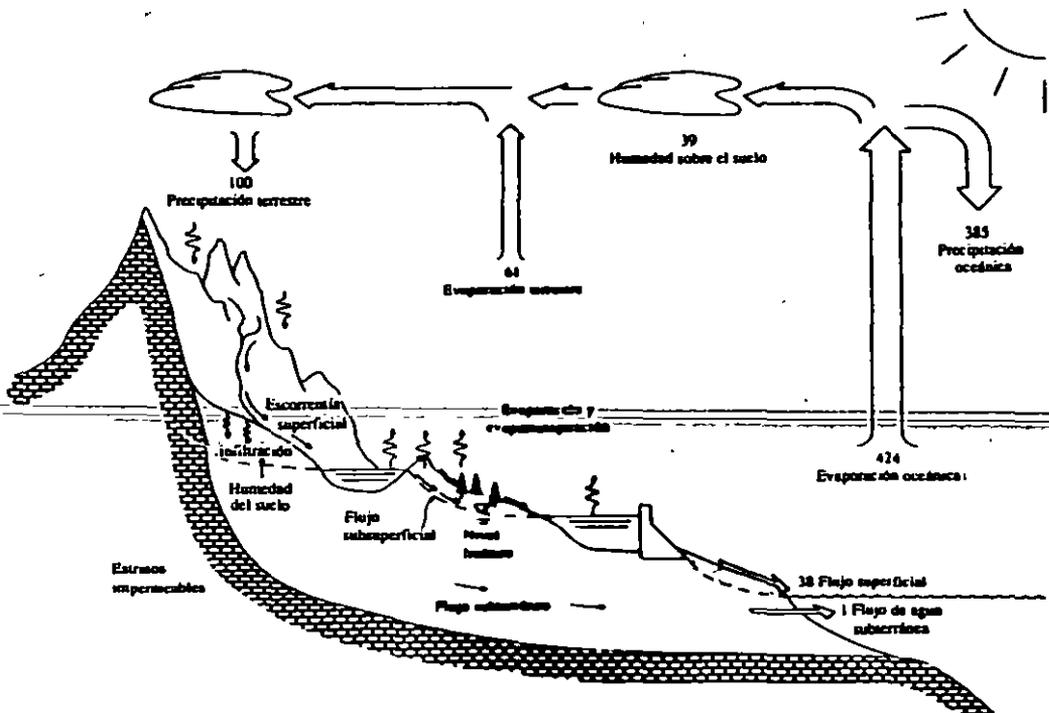


Figura 1 | El ciclo hidrológico.

16 HIDROLOGIA

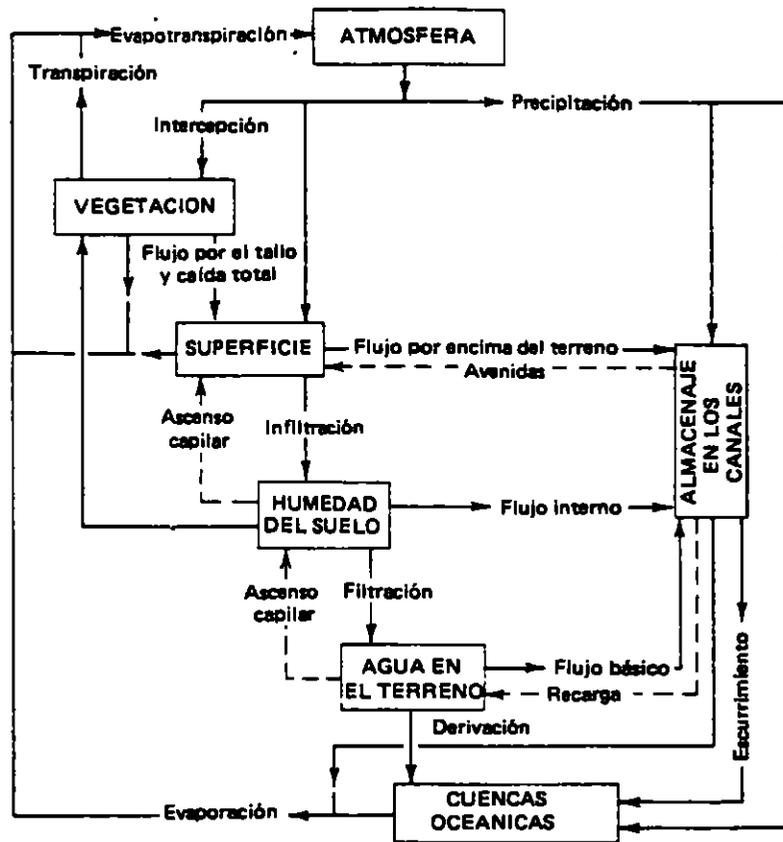


Figura 1.2 Representación en diagrama de bloques del ciclo hidrológico.

2.1 LLUVIAS

Introducción

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

1) Altura de precipitación

Es la cantidad de agua que se precipita en una tormenta en determinado tiempo. Sus unidades son de longitud, generalmente se expresa en mm. También se le conoce como lámina de lluvia.

2) Intensidad de precipitación

Es la cantidad de agua que se precipita dentro de un determinado tiempo, se expresa en mm/h.

3) Duración

Es el intervalo de tiempo en que está presente la precipitación, se expresa en h.

2.1.1 Análisis de la precipitación

Para conocer la precipitación en una cuenca se requiere llevar a cabo un análisis de los datos registrados en cada una de las estaciones de la cuenca. Este análisis consta principalmente de los conceptos siguientes

a) Curva masa

La curva masa es una relación entre la altura de precipitación acumulada a través del tiempo, desde el inicio de la tormenta hasta su terminación. Se obtiene del registro del pluviógrafo. En la fig .1 se muestra la curva masa de una tormenta.

Cualquier tangente a la curva masa representa la intensidad de la lluvia, i , para ese instante, es decir

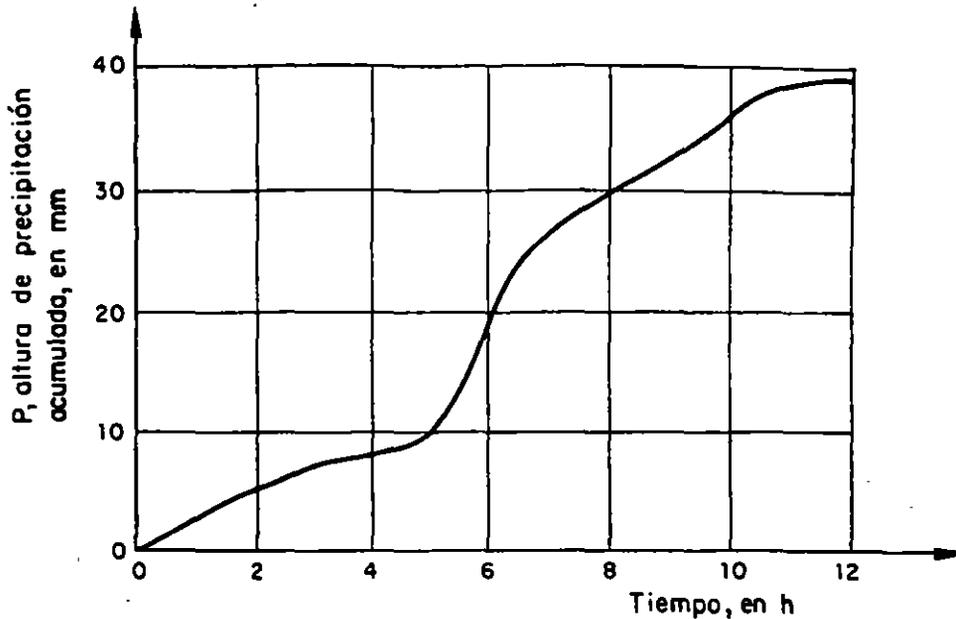


Fig 2.1 Curva masa de una tormenta

$$i = \frac{\Delta P}{\Delta t} \quad (.5)$$

donde

- i intensidad de la lluvia, en mm/h
- ΔP incremento de lluvia en el intervalo Δt , en mm
- Δt incremento de tiempo, en h

Para cada duración existe un valor de intensidad máxima que se calcula mediante el procedimiento siguiente

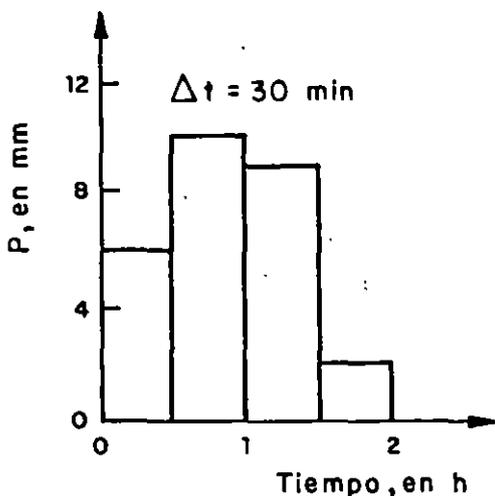
1. Se selecciona una duración de interés, d_1 .
2. Con los valores de la curva masa se calculan las diferencias de precipitación, ΔP_1 , correspondientes a todas las parejas de puntos separados entre sí un tiempo igual a d_1 , la separación no es continua.
3. Se encuentra la diferencia máxima, $\Delta P_{1_{\max}}$, y se divide entre el intervalo de tiempo a fin de obtener la intensidad máxima correspondiente a dicho intervalo.

b) Hietograma

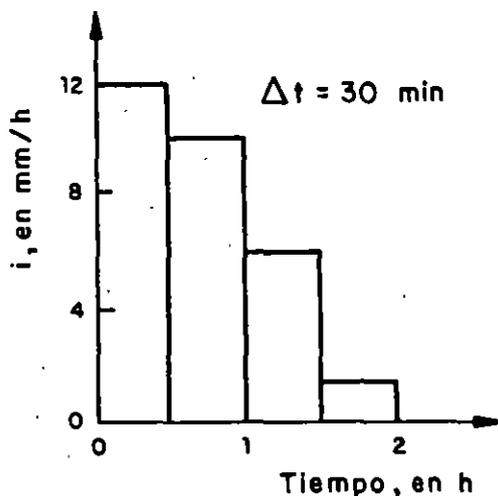
Es una gráfica que muestra la variación de las alturas o intensidades de la precipitación para un incremento de tiempo. Generalmente, es una representación de barras verticales cuya altura es igual a la intensidad o altura de precipitación que corresponde a un intervalo de tiempo constante, ver fig 2.2a. El hietograma se obtiene de la curva masa mediante los pasos siguientes

1. Se consideran en la curva masa intervalos de tiempo constantes, Δt
2. Se obtiene la altura de precipitación al inicio y al final de cada intervalo de tiempo
3. Se calcula las diferencias entre los valores de altura de precipitación para cada intervalo
4. Se dibujan los valores obtenidos en el paso 3

También se puede expresar el hietograma en términos de la intensidad de lluvia en lugar de la altura; para ello se divide cada uno de los valores obtenidos en el paso 4 entre el intervalo de tiempo Δt , ver fig 2.2b



a) Hietograma, expresado en altura de precipitación



b) Hietograma, expresado en intensidad de lluvia

Fig 2.2 Hietograma de una tormenta

c) Precipitación media

~~Para conocer la precipitación representativa de una tormenta en toda la~~
 Para conocer la precipitación representativa de una tormenta en toda la cuenca se calcula la precipitación media, para ello se requiere de mediciones en varias estaciones localizadas tanto dentro de ella como en su vecindad. Una estación se considera vecina siempre y cuando su distancia al parteaguas sea pequeña, se recomienda que ésta no exceda de 5 Km, o bien se usa un criterio basado en correlaciones cruzadas de los datos de precipitación de varias estaciones (Dominguez, 1976) para de definir la vecindad.

Existen tres procedimientos para determinarla, los cuales se mencionan a continuación.

- . Promedio aritmético.

Es igual a la media aritmética de las alturas de precipitación es decir consiste en sumar la altura de precipitación registrada en cada una de las estaciones y dividirla entre el número total de éstas, es decir

$$\bar{P} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i \quad (.6)$$

donde

\bar{P} precipitación media, en mm
 P_i precipitación registrada en la estación i, en mm
 n número de estaciones

Este método no considera la distribución de las estaciones en la cuenca por lo que resulta limitado en su uso, sobre todo cuando no se dispone de muchas estaciones.

. Método de Thiessen

Para la aplicación de este criterio se requiere señalar la ubicación de las estaciones en la cuenca y delimitar el área de influencia de cada una de ellas por medio de polígonos. Para dibujar los polígonos, primero se trazan triángulos, los cuales se forman al ligar con rectas las estaciones más próximas entre sí y después se marcan las medianas de los lados de los triángulos que son las que van a formar los polígonos; las áreas limitadas por los polígonos que rodean a cada estación o por éstos y el parteaguas de la cuenca corresponden al área de influencia de la estación, ver fig 2.3a .

Para obtener la precipitación media se utiliza la ecuación

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i a_i)}{A} \quad (.7)$$

donde

P_i precipitación en la estación i, en mm
 a_i área del polígono de la estación i, en km²
 A área total de la cuenca, en km²

En este criterio se intenta tomar en cuenta la distribución de la lluvia en la cuenca, pero puede tener limitaciones si las estaciones no están bien repartidas en toda la cuenca o existen algunas con áreas de influencia mucho más grandes a las del resto. Otra desventaja es que al usar líneas rectas para unir a las estaciones se obliga a que la variación de la lluvia entre ellas sea lineal.

. Método de isoyetas

Para aplicarlo se requiere un plano con la localización de las estaciones. En cada una de ellas se anota el valor de la precipitación y se trazan las curvas de igual precipitación, denominadas isoyetas, ver fig 2.3b . El dibujo de las isoyetas es semejante al que se realiza en topografía para definir las curvas de nivel del terreno.

La ecuación que se emplea en este método es

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i a_i)}{A} \quad (. 8)$$

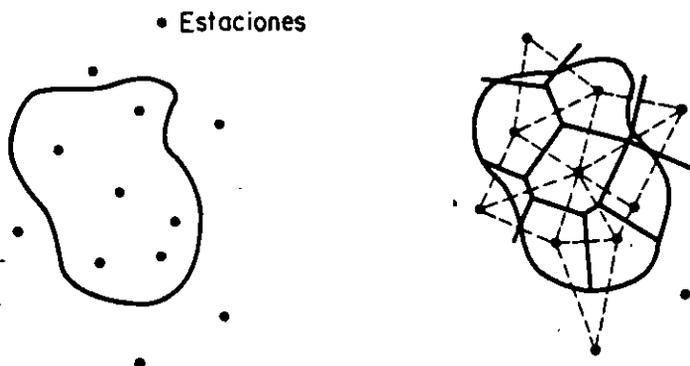


Fig 2.3a Polígonos de Thiessen

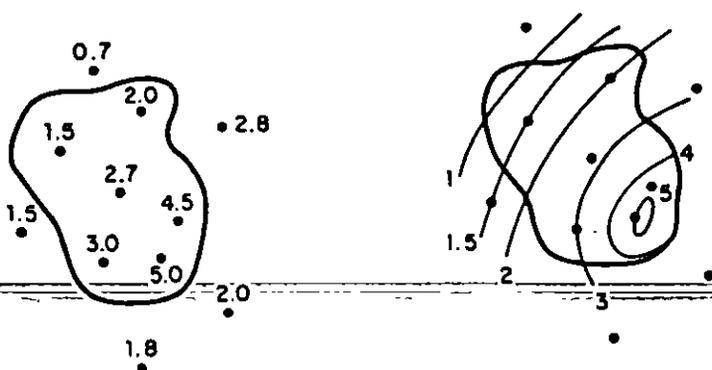


Fig 2.3b Plano de isoyetas

donde

- P_i precipitación promedio entre dos isoyetas consecutivas en mm
- a_i área limitada entre dos isoyetas consecutivas o entre una isoyeta y el parteaguas de la cuenca, en km^2
- A área total de la cuenca, en km^2

Este procedimiento es el mejor, ya que toma en cuenta la distribución espacial de la lluvia en la cuenca.

d) Hietograma de altura de precipitación media

Para conocer la variación de la altura de precipitación media con el tiempo, se emplea el hietograma de precipitación media. Este diagrama se puede obtener a partir de los hietogramas de las estaciones de la cuenca y de su vecindad. Los hietogramas deben tener el mismo intervalo de tiempo. Al considerar el mismo lapso de tiempo en todos los hietogramas se define la altura de precipitación en cada estación y se aplica cualquiera de los métodos del inciso c, con lo que se obtiene la altura de precipitación media para ese lapso de tiempo del hietograma buscado. Después de repetir el proceso para cada una de las demás barras de los hietogramas de las estaciones se llega al hietograma de alturas de precipitación media.

2.4.2 Curvas características de la precipitación

Las características de la precipitación son distintas en cada cuenca. De aquí que los datos de precipitación registrados en diferentes zonas solamente ofrezcan una aproximación adecuada de la precipitación en la región inmediata a donde se realizó la medición.

Para fines de diseño los datos obtenidos de la precipitación se pueden agrupar en curvas que representen las características de ésta para la zona. Estas curvas son la de intensidad-duración-periodo de retorno ($I-d-Tr$) y la de altura de precipitación-área-duración ($P-A-d$), cuya aplicación es función del tamaño de la cuenca.

Según Chow (1964) 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 km^2 , sin embargo, para I-Pai-Wu y Springall este límite es de 250 km^2 . 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.

Para fines prácticos se propone usar la clasificación de tamaño de cuenca mostrada en la tabla 2.7

a) Curvas intensidad-duración-periodo de retorno ($I-d-Tr$)

Para conocer la variación de la intensidad y la duración de la precipitación en relación con su frecuencia de incidencia se hacen análisis de los datos registrados en una estación. La intensidad y

TABLA 2.7 Clasificación de las cuencas con respecto a su tamaño

Tamaño 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

duración se obtienen a partir de los registros del pluviógrafo. Su aplicación abarca un área menor de 25 km², por tanto se puede considerar que los valores que se pronostican con estas curvas son puntuales. La intensidad corresponde a su valor máximo en un cierto tiempo, en la fig 2.4 se muestra la representación gráfica de estas curvas.

La forma más usual de representar a estas curvas es mediante la ecuación siguiente

$$i = \frac{K T_r^h}{d^b} \quad (.9)$$

donde

i intensidad de lluvia, en mm/h

d duración, en min

Tr periodo de retorno, en años

K, h, b parámetros cuyo valor se determina con los datos medidos

Expresando la ec .9 en términos de logaritmos se tiene que

$$\log i = \log K + h \log T_r - b \log d \quad (.10)$$

esta ecuación es semejante a la de una recta de la forma

$$y = A_0 + A_1 X_1 + A_2 X_2 \quad (.11)$$

donde

$$\begin{aligned} A_0 &= \log K, & A_1 &= h, & A_2 &= -b \\ X_0 &= \log i, & X_1 &= \log T_r, & X_2 &= \log d \end{aligned}$$

De acuerdo con el método de mínimos cuadrados los parámetros A₀, A₁ y A₂ se obtienen al resolver el sistema de ecuaciones siguiente

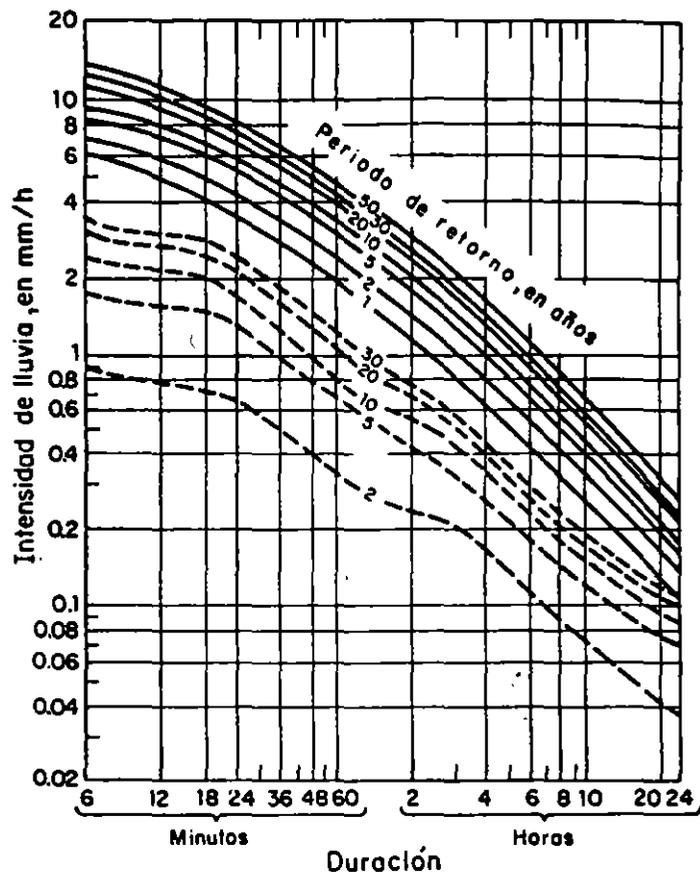


Fig 2.4 Curvas i-d-Tr

$$\begin{aligned}
 \sum y &= A_0 N + A_1 \sum X_1 + A_2 \sum X_2 \\
 \sum X_1 y &= A_0 \sum X_1 + A_1 \sum X_1^2 + A_2 \sum X_1 X_2 \\
 \sum X_2 y &= A_0 \sum X_2 + A_1 \sum X_1 X_2 + A_2 \sum X_2^2
 \end{aligned}
 \tag{.12}$$

donde N es el número total de tercias de datos (i, d, Tr)

Un caso especial de estas curvas se tiene para la duración de 24 h la cual permite relacionar directamente a la altura de precipitación de un día contra el periodo de retorno, con esto se obtiene la curva altura de precipitación máxima de 24 h-periodo de retorno; en el inciso c de este subcapítulo se tratan estas curvas.

b) Curvas de altura de precipitación-área-duración (P-A-d)

Para conocer la altura de precipitación para cierta duración en una cuenca de determinada área se utilizan las curvas P-A-d. Estas resultan del análisis del conjunto de datos de un grupo de estaciones. Con estas curvas se intenta representar la variación de la altura de lluvia con respecto al área para diferentes duraciones. El análisis se debe hacer para las tormentas más desfavorables, ver Franco y Domínguez (1981).

Para cuencas pequeñas se recomienda obtener estas curvas para duraciones de 15, 30, 45, 60, 90 y 120 min y para cuencas grandes se usan duraciones de 6, 12, 18 y 24 h, ver fig .5 . En el cálculo de estas curvas se usan los resultados de la aplicación de los métodos de isoyetas y polígonos de Thiessen.

Para obtener estas curvas se recomienda usar el procedimiento siguiente

- 1) Se obtiene la curva masa de la tormenta, registrada para cada estación con pluviógrafo.
- 2) Se calcula la precipitación media con el método de isoyetas para la duración total, empleando los datos de pluviógrafos y pluviómetros.
- 3) Superponiendo las gráficas de curvas masa de todas las estaciones,

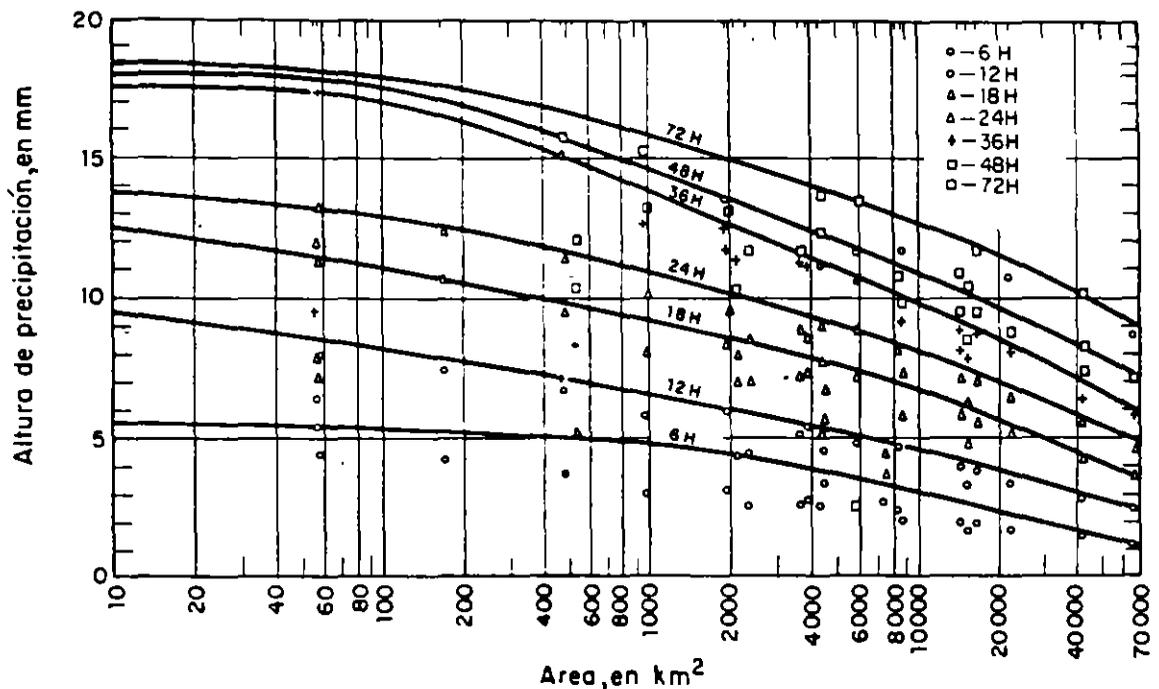


Fig 2.5 Curvas P-A-d

se escoge un origen común a todas ellas, a partir del cual se divide la duración total en intervalos de tiempo constante.

4) Para cada intervalo de tiempo se obtiene la precipitación que corresponde a cada una de las estaciones pluviográficas.

5) Usando el plano de isoyetas del paso 2, para cada zona encerrada por una isoyeta empezando por la de mayor valor, se calcula el área encerrada por ella y el parteaguas y se calcula la precipitación media correspondiente, usando el método de isoyetas.

6) Se dibujan los polígonos de Thiessen asociados a las estaciones pluviográficas y se superponen al plano de isoyetas para determinar qué

porcentaje del área encerrada por cada isoyeta le corresponde a cada estación con pluviógrafo.

7) Se calcula una curva masa media para cada área encerrada entre isoyetas, multiplicando la curva masa de la tormenta de cada estación pluviográfica por el porcentaje correspondiente obtenido en el paso 6.

8) Para cada área encerrada entre isoyetas se calcula la curva masa media ajustada. Para ello se procede de la manera siguiente

Se calcula un factor de ajuste que resulta de dividir el valor de la precipitación media total del método de isoyetas entre la precipitación media total obtenido con el método de Thiessen, los valores obtenidos en el paso 7 se multiplican por el factor de ajuste calculado.

9) Para todas las duraciones de interés, las cuales deben ser múltiplos del intervalo de tiempo utilizado en el análisis, y para cada área, se calculan los incrementos máximos de precipitación.

10) En una gráfica se relacionan las tercias de valores correspondientes al incremento máximo de precipitación, la duración y el área. Se dibuja una envolvente, para cada duración a los puntos obtenidos y las líneas que resultan corresponden a las curvas de precipitación-área-duración, ver fig 2.5.

c) Curvas de altura de precipitación máxima en 24 h - periodo de retorno.

En este caso el análisis de los datos de lluvia se hace a partir de los registros de pluviómetros o si no se cuenta con estos con la lectura de 24 horas de los pluviógrafos, ya que se usan alturas de lluvia correspondientes a una duración de 24 h . Estas curvas relacionan para una duración de 24 h a su altura de lluvia con el periodo de retorno, ver fig .6. Para conocer estas curvas se requiere calcular para las alturas máximas anuales su periodo de retorno y luego ajustarle una función de distribución de probabilidad, como se discute en el inciso 3.4.3 .

Para algunas funciones de distribución de probabilidad, cuyos parámetros se ajustan por el método de momentos (inciso 3.4.3), la altura de precipitación asociada a un periodo de retorno T_r se puede calcular como

$$P = \bar{P} + K S \quad (. 13)$$

donde P es la altura de precipitación que se desea conocer; \bar{P} y S son la media y desviación estándar de los datos, respectivamente. A K se le llama factor de frecuencia. Por ejemplo para una función de distribuy

ción de probabilidad normal el factor se encuentra a partir de la variable normal estandarizada asociada a T_r o q (probabilidad de ocurrencia), ver fig 2.7, es decir se tiene que K es la variable normal estandarizada, cuyo valor se encuentra en la tabla de la función normal, ver tabla 2.13.

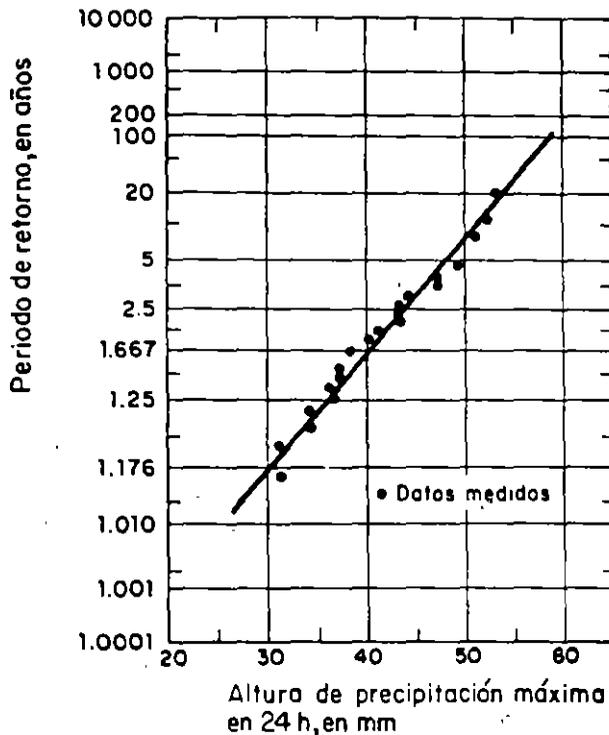


Fig 2.6 Curva altura de precipitación máxima en 24 h - periodo de retorno

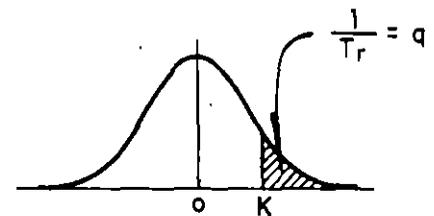


Fig 2.7

Para la función de distribución de probabilidad Gumbel el factor de frecuencia esta dado como

$$K = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[0.5772 + \text{Ln} \left(-\text{Ln} \frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \quad (2.14)$$

esta ecuación es aplicable cuando el número de datos tiende a infinito; para una muestra de tamaño finito el valor de K es función de la longitud de registro y se obtiene con la ayuda de la tabla 2.8.

TABLA 2.8 Factor de frecuencia K, distribución Gumbel

Tamaño de la muestra	Periodo de retorno, en años						
	10	20	25	50	75	100	1000
15	1.703	2.410	2.632	3.321	3.721	4.005	6.265
20	1.625	2.302	2.517	3.179	3.563	3.836	6.006
25	1.575	2.235	2.444	3.088	3.463	3.729	5.842
30	1.541	2.188	2.393	3.026	3.393	3.653	5.727
40	1.495	2.126	2.326	2.943	3.301	3.554	5.476
50	1.466	2.086	2.283	2.889	3.241	3.491	5.478
60	1.446	2.059	2.253	2.852	3.200	3.446	5.419
70	1.430	2.038	2.230	2.824	3.169	3.413	5.359
75	1.423	2.029	2.220	2.812	3.155	3.400	5.339
100	1.401	1.998	2.187	2.770	3.109	3.349	5.261

d) *Precipitación máxima probable (PMP)*

Este concepto se refiere a la condición más desfavorable de lluvia y con la característica de que no se le puede asignar ningún periodo de retorno. La PMP se define como la máxima cantidad de lluvia, durante cualquier época del año, que resulta de la combinación de las condiciones meteorológicas más críticas que posiblemente pueden ocurrir para un determinada área. Lo que se menciona a continuación es aplicable a cuencas con área menor a 50 000 km².

La PMP se puede valorar con cuatro diferentes procedimientos; el primero consiste en utilizar modelos de tormenta como es, por ejemplo, el caso del modelo del plano inclinado, ver Wiesner (1970); en el segundo se hace la transposición y maximización de tormentas usando para ello curvas de altura de precipitación-área-duración y factores de ajuste por humedad y presencia de barreras, ver Domínguez y Lozoya (1983); el tercer método usa un mapa de isoyetas, los valores que se usan para dibujarlo se obtienen aplicando cualquiera de los dos criterios mencionados, y es aplicable para cuencas menores de 10 000 km², ver Springall (1978); el último llamado estadístico, propuesto por Hershfield (1961, 1965), consiste en analizar los valores de lluvia registrados en un pluviómetro y en este caso la precipitación máxima probable en 24 h (PMP_{24h}) se obtiene con

$$PMP_{24h} = \bar{P} + K S_n \quad (.15)$$

donde \bar{P} es la media de los valores de lluvia máximos acumulados medidos

en 24 h y S_n la desviación estándar de los valores mencionados, calculada con la ec 3.29; K es una constante igual a 15. El mismo autor señala que en función del tamaño de la muestra se deben ajustar los valores de \bar{P} y S_n ; sin embargo, Viessman et al (1977) señala que esos ajustes no alteran los resultados significativamente. Este método da buenos resultados para áreas de cuenca menores de 3000 km² pero se puede usar hasta áreas no mayores de 5000 km². La longitud del registro que se usa, de ser posible, debe ser mayor de 20 años y no es conveniente aplicarlo cuando ella sea menor de 10 años. La aplicación de este método se restringe a cuencas con un área menor de 3000 km² y sólo proporciona valores puntuales con una duración de 24 h; para duraciones diferentes a la de 24h se puede inferir su correspondiente valor usando la fig .36, para ello se procede de la manera siguiente: se ubica en la fig .36 el valor de PMP obtenido con la ec .15 y por él se dibuja una recta paralela a la envolvente mundial y con ella se podrá obtener el valor de PMP para diferentes duraciones, ver Campos (1982).

Se recomienda usar este método como una primera aproximación y por su facilidad y rapidez de aplicación.

Duración de la tormenta

En cuencas pequeñas o en el diseño de estructuras menores, se recomienda usar duraciones menores o iguales a 6h, sin embargo, también se suele considerar que la duración sea igual al tiempo de concentración.

El tiempo de concentración t_c se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde un punto dado de la cuenca hasta la salida de la misma. Para calcular este tiempo se usan relaciones empíricas, en ellas intervienen características fisiográficas de la cuenca, siendo una de las más utilizadas la propuesta por Kirpich (1940), la cual se define como

$$t_c = 0.0003245 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.77} \quad (.16)$$

donde t_c esta en h ; L longitud del cauce principal, en m; S pendiente media del cauce principal.

Se recomienda calcular la pendiente media del cauce mediante la fórmula de Taylor-Schwarz (Springall, abril 1970) la cual está dada por

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad (.17)$$

Para emplear esta fórmula, la longitud del cauce principal se divide en n número de tramos de igual longitud y a cada uno de ellos se les calcula su pendiente S_i . Se recomienda que $n \geq 5$.

También se puede utilizar para obtener el valor de t_c la ecuación propuesta por Rowe (Campos, 1982), dada por

$$t_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H} \right)^{0.388} \quad (.18a)$$

La ec .18a se aplica cuando el área de la cuenca es mayor de 3000 km², en ella H es el desnivel entre el punto más alejado y la salida de la cuenca, medido sobre el cauce principal en m; L longitud entre los dos puntos mencionados para definir H, en km; t_c en h

Ragan y Duru (1972) proponen usar la ecuación siguiente

$$t_c = 6.917(n L)^{0.6} / (i^{0.4} S^{0.3}) \quad (.18b)$$

donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning ($n \approx 0.02$ para superficies pavimentadas y 0.5 para superficies con vegetación); i es la intensidad de la lluvia, en mm/h; t_c en min y L la longitud del cauce en m.

Para cuencas grandes hay que hacer un análisis detallado de las duraciones que se han tenido para las tormentas registradas más intensas y con base en ello se define el valor de la duración, la cual puede llegar a tener valores hasta de diez días.

2.1.4 Lluvia en exceso

La parte de precipitación que queda atrapada en la vegetación, más la interceptada en la superficie del suelo y la que se infiltra se conoce como "pérdida de precipitación". Ante la dificultad de valuar por separado cada uno de los conceptos anteriores y por ser el tercero de ellos el más grande se considera que los tres corresponden a la infiltración.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO II: HIDROLOGIA

ESCURRIMIENTO

Presentado por : **ING. J. CARRILLO**
1996

2.2. ESCURRIMIENTO

Continuando con el análisis de los componentes del ciclo hidrológico, en este capítulo se tratará el escurrimiento, indicando sus fuentes y los tipos de escurrimiento que originan. También se explicará el proceso del escurrimiento y su análisis a partir de los hidrogramas de las tormentas. Por último, se presentan los criterios que pueden emplearse para aforar una corriente, así como los ajustes a los datos obtenidos.

2.2.1 Fuentes del escurrimiento

~~El escurrimiento es la parte de la precipitación drenada por~~
las corrientes de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y sólo existirá durante una tormenta e inmediatamente después de que esta cese. La parte de la precipitación que cont

ye al escurrimiento superficial se denomina precipitación en exceso.

El escurrimiento subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve lateralmente sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo; su efecto puede ser inmediato o retardado, dependiendo de las características del suelo. En general, si es inmediato se le da el mismo tratamiento que al escurrimiento superficial; en caso contrario, se le considera como escurrimiento subterráneo.

Este último es el que proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se infiltra a través del suelo, una vez que este se ha saturado. La contribución del escurrimiento subterráneo al total varía muy lentamente con respecto al superficial.

Para analizar el escurrimiento total, puede considerársele compuesto por los escurrimientos directo y base. Este último proviene del agua subterránea, y el directo es el originado por el escurrimiento superficial. En la fig 4.1 se muestra el ciclo del escurrimiento, indicando las diferentes fases entre la precipitación y el escurrimiento totales.

La consideración anterior tiene como finalidad distinguir la participación de cada escurrimiento. A la salida de una cuenca, en el caso de tener una corriente perenne, mientras no ocurra tormenta alguna, por dicha corriente solo se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; al originarse una tormenta, si la cuenca es pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo. Ahora bien, el efecto de la tormenta se manifiesta directamente sobre el escurrimiento total y puede suceder que se requiera bastante tiempo para que el agua que se infiltra, y que pasa a formar parte del agua subterránea, sea drenada.

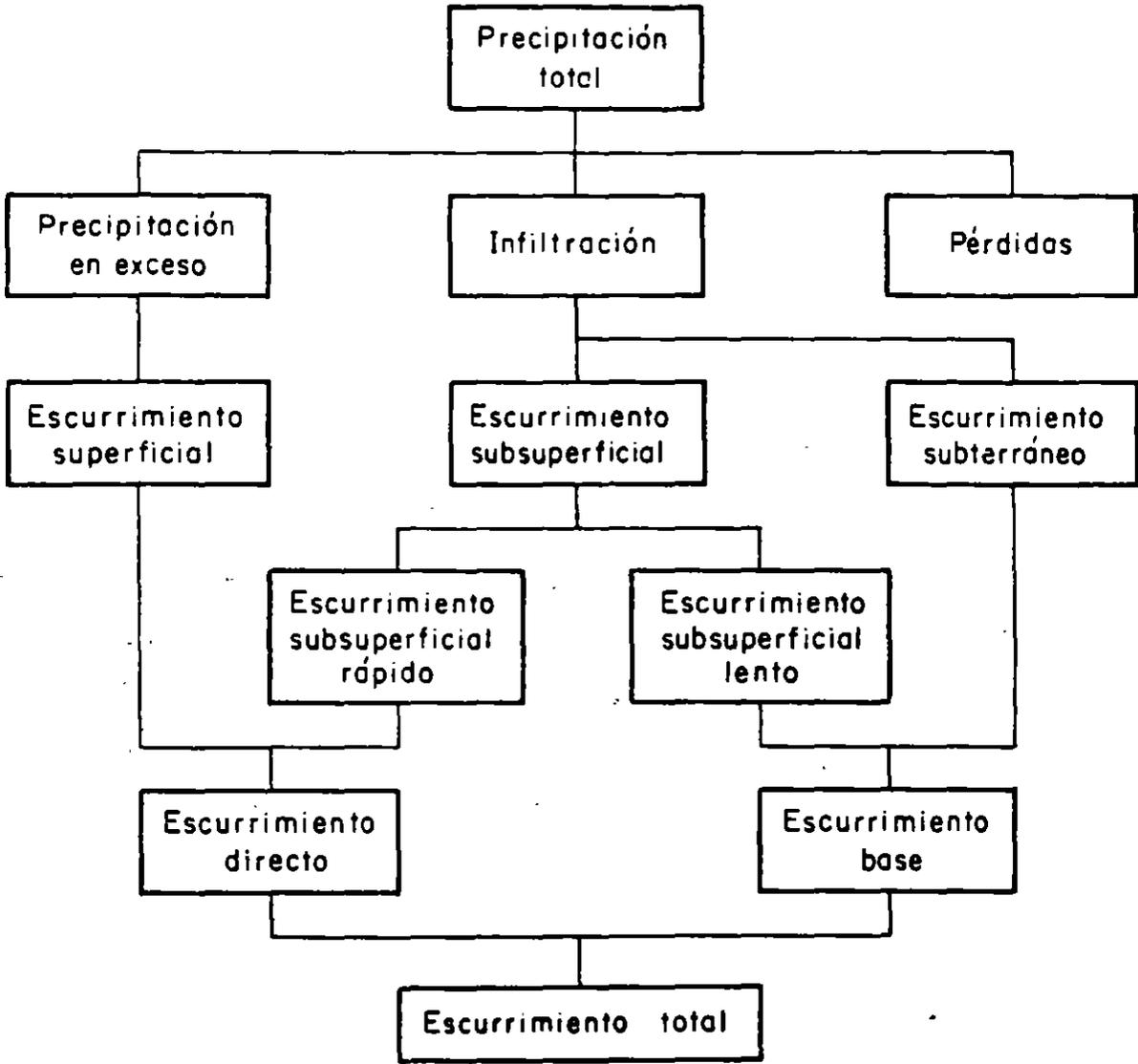


Fig 4.1 Relación entre la precipitación y el escurrimiento total

Proceso del escurrimiento

El proceso presentado anteriormente depende de las condiciones existentes y de la cantidad de agua producida por la tormenta.

De esta forma, cuando llueve sobre una determinada zona, hay un periodo inicial (1) en que el agua es primero interceptada por los objetos existentes en la zona, como son arbustos, pastos, árboles y, en general, aquello que impida al agua llegar al suelo; (2) posteriormente se infiltra en el suelo o (3) llena las diferentes depresiones de la superficie. La primera de estas cantidades se denomina lluvia interceptada I , y aunque no es muy importante, puede disponer de la mayor parte de una lluvia ligera. La segunda cantidad se llama infiltración F ; se denomina capacidad de infiltración f al máximo volumen de agua que absorbe un suelo en determinadas condiciones. La última cantidad se designa almacenaje por depresión, V_d ; posteriormente este almacenaje se evapora, o es empleado por la vegetación, o se infiltra en el suelo, pero no origina escurrimiento superficial.

Después de que las depresiones del suelo han sido llenadas, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración del suelo, la diferencia es la llamada lluvia en exceso, h_p . Esta lluvia en exceso primero se acumula sobre el terreno como detención superficial D , y a continuación fluye hacia los cauces. A este movimiento se le denomina flujo por tierra, y el agua que en esta forma llega a los cauces es el escurrimiento superficial.

En general, debajo de la superficie del suelo hay un manto de agua, a cuyo límite superior se le denomina nivel freático; a la que se encuentra por debajo del nivel freático, se le llama agua subterránea; humedad del suelo es el agua que hay sobre el nivel freático. A la cantidad

de agua que cualquier suelo puede retener indefinidamente contra la acción de la gravedad se le llama capacidad de campo. La diferencia entre la capacidad de campo de un suelo y la humedad que contenga en un cierto instante, se conoce como deficiencia de humedad del suelo, D H S. De acuerdo con esto, cuando ocurre una tormenta, el agua que se infiltra primero satisface la D H S y posteriormente recarga al agua subterránea. Por lo tanto, puede ocurrir que muchas veces no exista recarga aunque haya infiltración.

El nivel freático del agua subterránea normalmente tiene una pendiente muy suave hacia su salida, que puede ser una corriente, un lago o el mar. El movimiento del agua subterránea usualmente es muy lento y depende principalmente del gradiente del nivel freático y de la textura del suelo.

Hidrograma

El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de sus variaciones de flujo, arregladas en orden cronológico. En general, para expresar el flujo se usa el gasto, que es la relación del volumen contra tiempo. En la fig 4.2 se muestra un hidrograma típico; las ordenadas son gastos en m^3/seg y las abscisas tiempo en horas.

En el hidrograma de la fig 4.2 se advierte que, a partir del punto A (punto de levantamiento), se inicia el escurrimiento directo producto de una tormenta, alcanzando su gasto máximo en el punto B (punto de pico). El punto C es un punto de inflexión donde aproximadamente cesa el flujo por tierra. En el punto D finaliza el escurrimiento directo, continuando el escurrimiento base. El tramo C D es la curva de vaciado del escurrimiento directo producido por la tormenta.

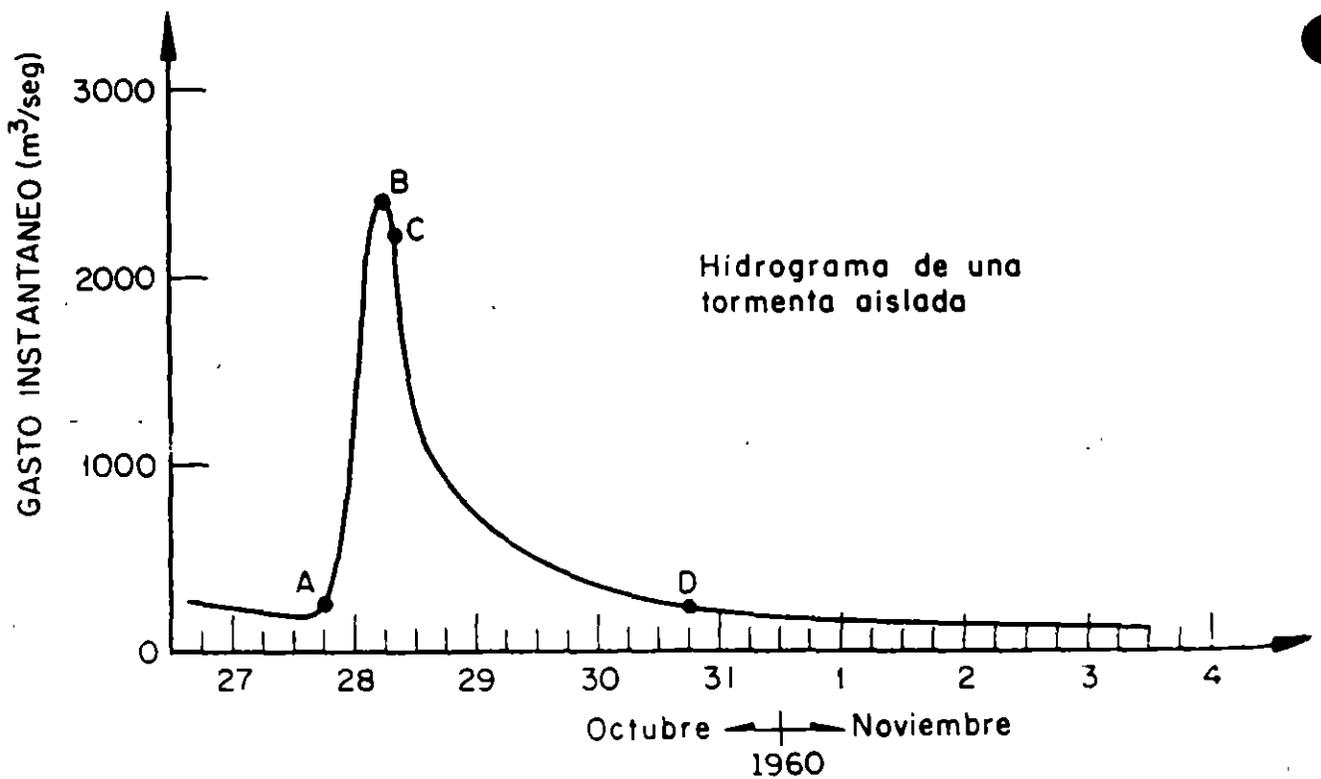
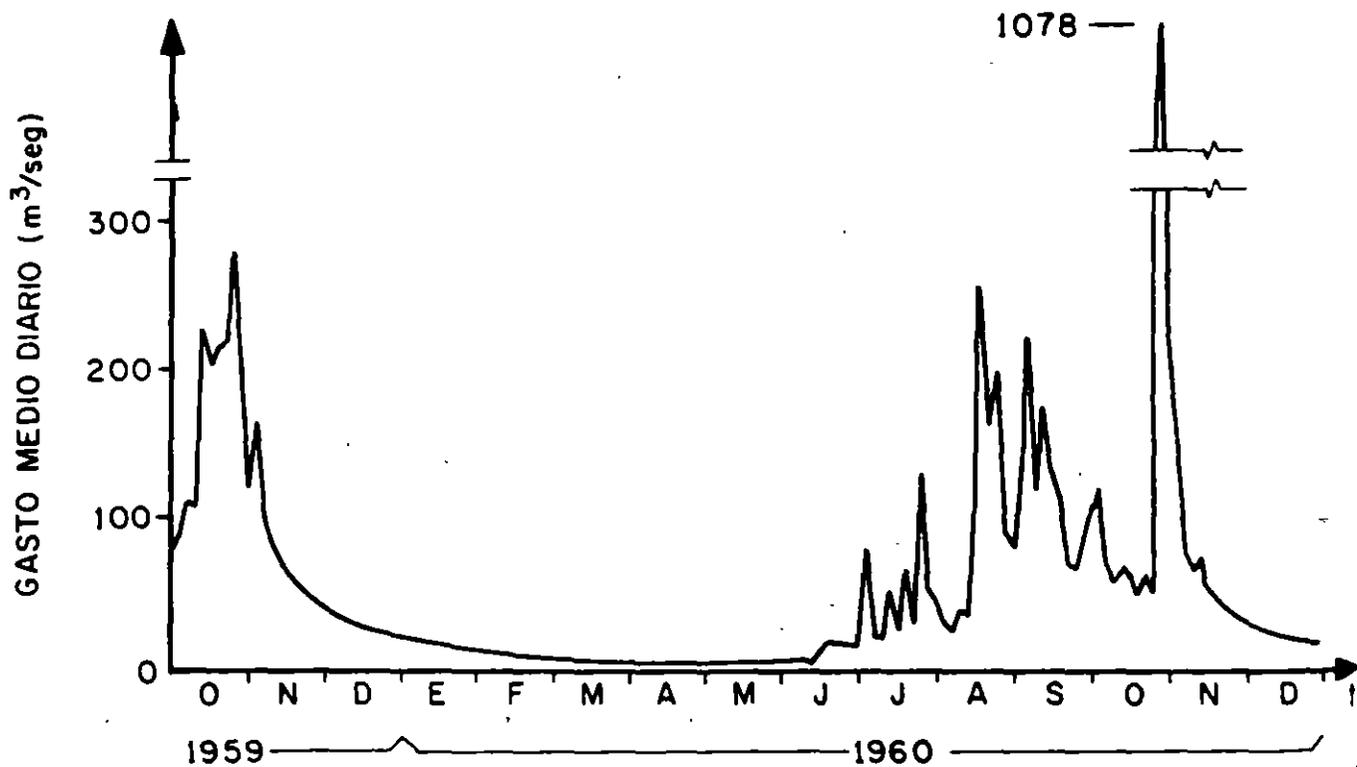


Fig 4.2 Hidrograma de la corriente del río Papagayo, Gro.

El tiempo que transcurre entre los puntos A y B se llama tiempo de pico, y el lapso entre los puntos A y D, tiempo base del hidrograma de la tormenta. El tiempo de retraso es aquel que transcurre desde el centro de masa de la lluvia al pico del hidrograma.

Para tormentas aisladas se pueden considerar cuatro tipos de hidrogramas, dependiendo de la tormenta y de las características físicas de la cuenca drenada. Estos se analizarán a continuación, siguiendo un lineamiento semejante al efectuado en el inciso anterior, y considerando una corriente perenne.

Tipo 0. Para este tipo de hidrogramas, la intensidad de lluvia, i , es menor que la capacidad de infiltración, f ; la infiltración total, F , es menor que la deficiencia de humedad del suelo. Por la primera condición, no hay escurrimiento directo y, por la segunda, no hay recarga del agua subterránea. Esto quiere decir que el hidrograma del río no se altera por esta tormenta y sólo seguirá la curva de vaciado del agua subterránea, que es el hidrograma del escurrimiento base; este existe debido a que la corriente es perenne. Se está suponiendo que no llueve sobre el cauce del río (fig 4.3a).

Lo único que originó esta tormenta fue modificar la deficiencia de humedad del suelo. El hidrograma resultante es similar al que tiene una corriente perenne en época de sequía.

Tipo 1. En este caso, i es menor que f , pero la infiltración total es mayor que la D H S. Esto ocasiona un incremento o recarga del agua subterránea, originando un cambio en el nivel freático.

Al no haber escurrimiento directo, el hidrograma correspondiente resulta una variación de la curva de vaciado del escurrimiento base. Esta variación puede ser de tres formas:

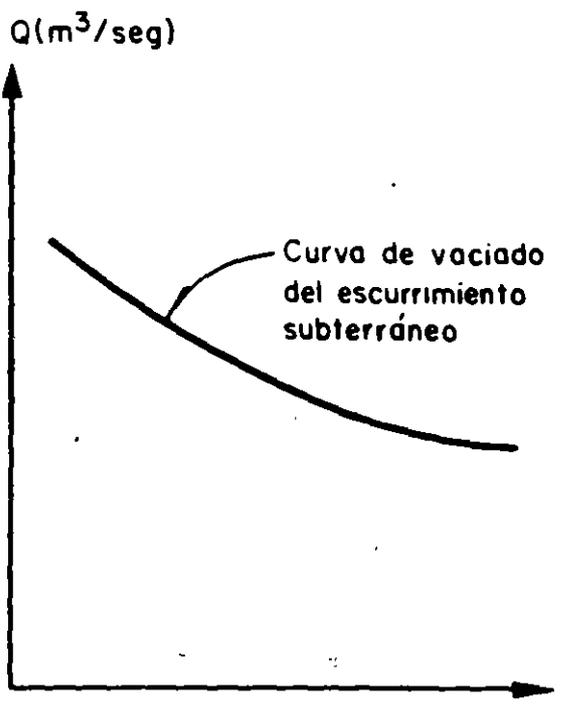
a) Cuando la recarga del agua subterránea ocasiona un gasto superior al que está circulando durante la tormenta, se origina un ascenso en el hidrograma (fig 4.3b, segmento ab)

b) La recarga del agua subterránea origina un gasto similar al drenado por el cauce. Entonces, el hidrograma es una línea horizontal hasta que cesa el efecto (fig 4.3b, segmento ac)

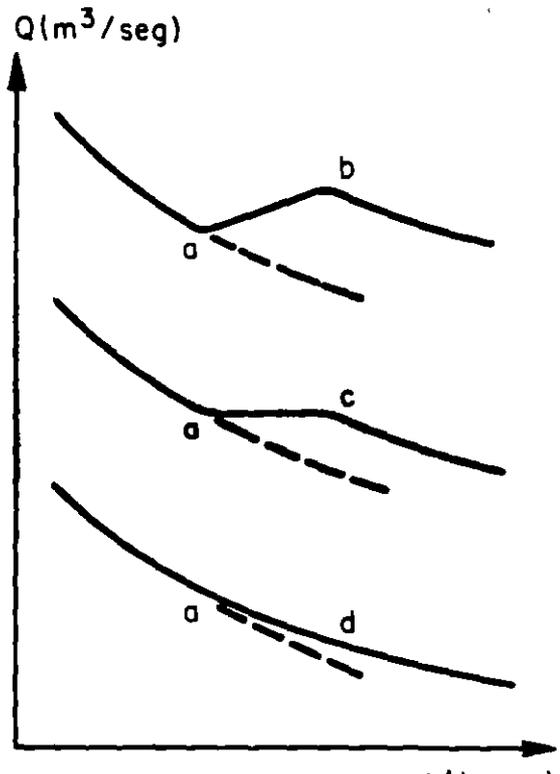
c) El gasto producido por la recarga del agua subterránea es menor que el drenado en el momento de ocurrir la tormenta. Se tendrá un hidrograma con pendiente negativa, aunque los gastos son superiores a los originados por la curva de recesión del agua subterránea (fig 4.3b, segmento ad).

Tipo 2. La intensidad de lluvia es mayor que la capacidad de infiltración y la infiltración total es menor que la D H S. Por la primera condición se tendrá escurrimiento directo; de la segunda se deriva que no hay recarga del agua subterránea, por lo que el escurrimiento base no se altera (fig 4.3c).

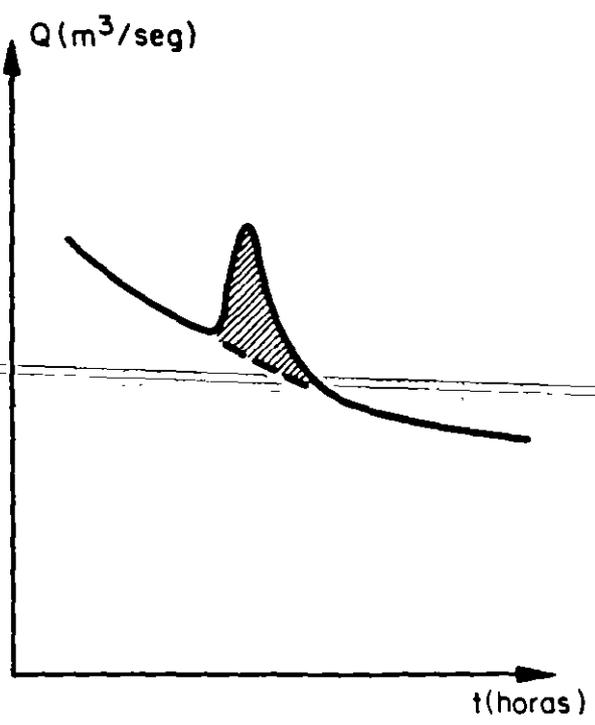
Tipo 3. Finalmente, si i es mayor que la f , y F es mayor que la D H S, se tendrá escurrimiento directo y una variación en el escurrimiento base. Este hidrograma es una combinación de los tipos 1 y 2, por lo que, similarmente a este último, se tendrán tres formas diferentes de hidrograma (fig 4.3d).



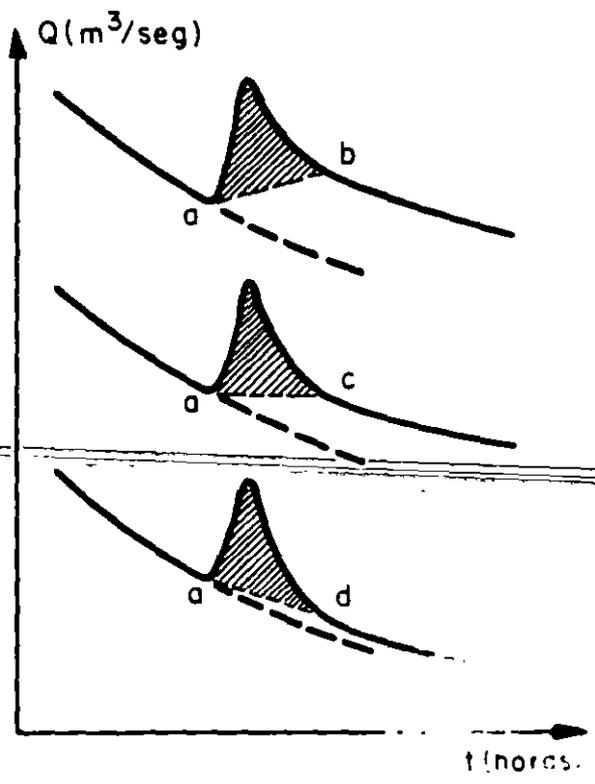
a) Tipo 0 ($i < f$ y $F < DHS$)



b) Tipo 1 ($i < f$ y $F > DHS$)



c) Tipo 2 ($i > f$ y $F < DHS$)



d) Tipo 3 ($i > f$ y $F > DHS$)

Fig 4.3 Tipos de hidrogramas idealizados para tormentas aisladas

2.3.2 Separación de los escurrimientos base y directo

El escurrimiento total está compuesto por los escurrimientos base y directo.

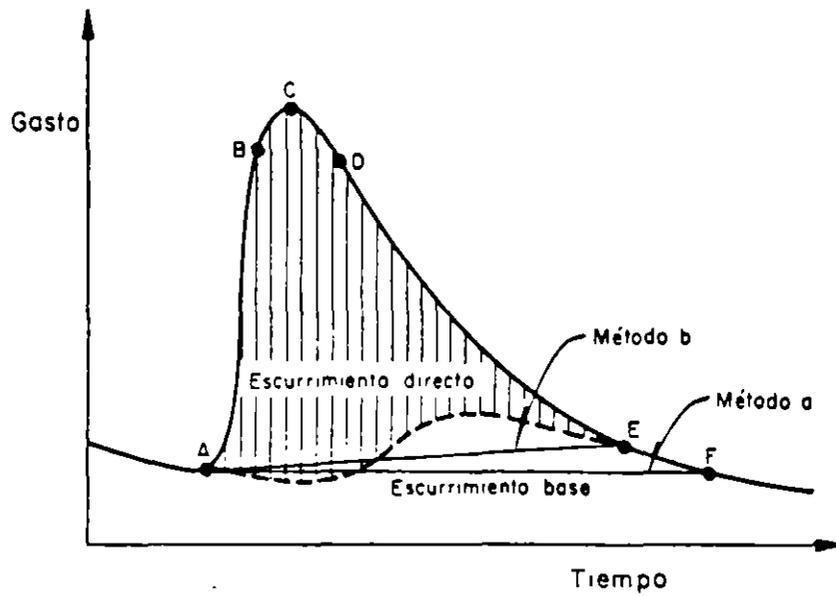


Fig Separación del escurrimiento base del directo

Para separar el escurrimiento directo ó el base del total se emplean varios métodos, entre los más empleados están los siguientes

a) Se dibuja una recta horizontal que parte del punto de inflexión que muestra el inicio del escurrimiento directo (punto A de la fig 3.11) hasta que corte a la curva de recesión del hidrograma, punto F de la fig 3.11

b) Recta inclinada. La frontera se define trazando una recta entre los puntos A y E de la fig 3.11.

Para encontrar el punto E se requiere de la curva de vaciado del escurrimiento base. Para obtener esta curva se analizan una serie de hidrogramas en los tramos en los que solo existe escurrimiento base; los tramos considerados se dibujan en papel semilogarítmico representando en el eje aritmético al tiempo y en logarítmico al gasto. Una vez dibujados se desplazan horizontalmente tratando de definir una sola curva (ver fig 3.12). Si en alguno de los tramos seleccionados tiene parte de escurrimiento directo o bien si se observa en la gráfica que tiene una pendiente muy distinta debe ser excluido, observe por ejemplo, la curva b de la fig 3.12 .

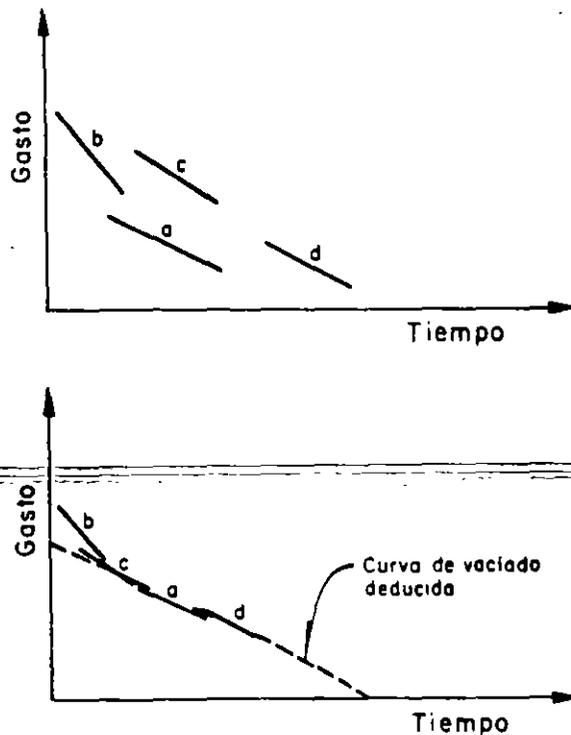


Fig Curva de vaciado de diferentes hidrogramas

La curva de vaciado deducida se superpone en el hidrograma en el que se desea separar las dos clases de escurrimiento tratando de hacerla coincidir en el extremo derecho. Aquel punto en donde la curva se separe del hidrograma resulta ser el punto E de interés, ver fig .13. Existe otro criterio para definir el punto E, el cual se resume en los pasos siguientes

- Se dibuja una línea horizontal a partir del inicio del escurrimiento directo, punto A de la fig .13, hasta la proyección que corresponde al gasto máximo y se designa este punto como C'.
- Se calcula el valor de M con la ecuación siguiente

$$M = 0.827 A^{0.2} \quad (.23b)$$

donde M es el tiempo de vaciado del escurrimiento directo, en días; A es el área de la cuenca, en km².

- Tomando a C' como referencia se toma una distancia horizontal igual a M y se levanta una vertical hasta cortar el hidrograma, el punto de cruce define el punto E.

- Se dibuja una recta entre C' y E y de esta manera se define la separación entre el escurrimiento directo y el base.

La selección del método de separación de escurrimientos depende de consideraciones subjetivas, del número de hidrogramas por analizar, de los datos disponibles, etc. Afortunadamente, en forma general, se puede decir que el escurrimiento base no es muy significativo en las tormentas más intensas que son las que rigen el diseño con lo cual es indistinto usar cualquier método de separación de escurrimientos.

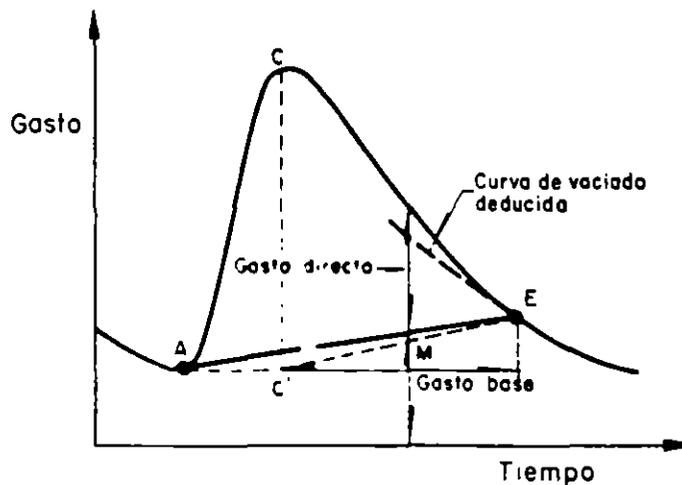


Fig .13 Separación del escurrimiento base y directo usando la curva de vaciado

2.2.5 Aforo de corrientes

Aforar una corriente en una sección consiste en determinar el gasto que pasa por ella, en la unidad de tiempo. Existen diversas formas de aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir, así como del equipo disponible.

Los procedimientos para aforar una corriente se pueden agrupar en tres criterios:

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

El criterio a) es el más exacto de los tres, pero solo es aplicable a cauces artificiales o a ríos de sección pequeña y escaso escurrimiento.

El criterio b) es el más usual y es utilizable en cualquier tipo de corriente.

El criterio c) es empleado para completar los registros que no pudieron obtenerse mediante b), aunque es muy usado para obtener gastos máximos de corrientes cuando no se dispone de aparatos de medición.

Cuando exista una presa, se la puede usar como estación de aforo, habiendo calibrado previamente el vertedor y la obra de toma, y conociendo su función de almacenaje.

Secciones de control

En Hidráulica, una sección de control de una corriente es aquella donde la energía específica del escurrimiento es mínima. Dicha energía está relacionada con el tirante crítico, por lo que se dice que hay una sección de control donde se presente el tirante crítico. Este ocu

re cuando existe levantamiento en el fondo del cauce, estrechamiento en la sección, o una combinación de ambos. La sección de control puede ser artificial o natural; un ejemplo típico de la primera es la conocida como sección vertedora o vertedor, la cual puede ser de pared delgada o gruesa, dependiendo del ancho de la cresta vertedora que está en contacto con el agua.

Los vertedores de pared delgada se usan para aforar pequeñas corrientes o canales de riego. Si los gastos son menores de $0.50 \text{ m}^3/\text{seg}$, se usan secciones transversales en forma de V, con ángulo de 60° o 90° en el vértice inferior. Para gastos mayores, se emplean secciones rectangulares.

La ventaja de utilizar este tipo de estructuras es que solo se requiere conocer la carga de agua sobre la cresta vertedora y así obtener el gasto. Por ejemplo, para un vertedor de sección rectangular, el gasto se calcula como

$$Q = CLH^{3/2} \quad (4.3)$$

donde

- C coeficiente de descarga
- H carga sobre la cresta vertedora, en m
- L longitud de la cresta vertedora, en m
- Q gasto, en m^3/seg

Se tiene la desventaja de que si la corriente transporta material sólido, este tipo de estructuras funciona como una trampa de dicho material, originando fluctuaciones en el coeficiente de descarga y problemas de mantenimiento.

Muchas veces, para evitar estos problemas, se construyen sec-

ciones de control elevando el fondo del río, estrechando su sección, o ambos. El aforo de la corriente se efectúa de la misma manera que para vertedores de pared delgada. En secciones rectangulares, el gasto se calcula como

$$Q = 1.7 bH^{3/2}$$

donde

- b ancho de la sección del río, en m
- H energía específica, en m
- Q gasto que pasa por la sección de control, en m³/seg

La energía específica es igual a la suma del tirante en la sección de control y de su carga de velocidad.

Relación sección-velocidad

Este criterio es el más usual en ríos, y se basa en el principio de continuidad

$$Q = vA \quad (4.4)$$

donde

A área hidráulica de la sección transversal de una corriente, en m²

Q gasto que pasa por esa sección, en m³/seg

v velocidad media de la corriente en dicha sección, en m/seg

Lo anterior implica que, para conocer el gasto de un río, en una cierta sección de este, se requiere valuar su velocidad y su área.

Si se determina el perfil de la sección de aforos, al conocer el tirante del agua se obtiene el área hidráulica. Entonces, el problema

se reduce a medir en una estación de aforos las elevaciones y velocidades medias del agua, para calcular el gasto que pasa en el momento de efectuar dichas mediciones.

a) Características de una estación de aforos o hidrométrica

Cualquier estación de aforos que use el criterio sección-velidad está compuesta por tres partes esenciales que son:

Control. Es una sección transversal o tramo del cauce del río que permite determinar la relación entre las elevaciones del agua y sus gastos correspondientes

Medidor de niveles. Es un instrumento que se instala aguas arriba del control, dentro de su intervalo de influencia, con el propósito de determinar las fluctuaciones de elevación con respecto al tiempo

Sección medidora. Es la sección transversal de la corriente donde se valúa el gasto. La posición de dicha sección no está restringida, y puede encontrarse aguas arriba o abajo de la sección de control, pero también dentro de su zona de influencia. Muchas veces la sección medidora es la misma que el control.

b) Sección de control

De los tres componentes de la estación de aforos, el más importante es el control, y para localizarlo se requiere de un cuidadoso estudio del tramo del río donde se proyecte instalar una estación de aforos. Se debe considerar que el mejor control es aquel donde la sección casi no varía y que sirve para todas las elevaciones del río. Esto implica que si el perfil longitudinal del río es sinuoso, se deberá escoger una sección sobrelevada, de tal manera que controle la mayor longitud de tramo de río; además, se debe evitar ubicarla cerca de la confluencia de otra corriente, para evitar el efecto de remanso.

c) Medición de elevaciones

La elevación de la superficie del agua en una corriente se define como la altura de dicha superficie referida a una cota arbitraria, que en algunos casos es el nivel del mar, o bien, un nivel inferior al fondo del cauce del río o su nivel en época de estiaje. Los aparatos utilizados para medir la elevación de una corriente pueden ser manuales o automáticos.

A los aparatos manuales se les conoce como limnímetros. El limnómetro más usual consiste en una regla graduada que se introduce en la corriente. El problema que presenta este tipo de aparatos es que no registran las elevaciones máximas, puesto que la información está supeditada al programa de lecturas que ejecute el operador. En general, en época de avenidas, se hacen lecturas de escala cada dos horas durante el día y, en época de estiaje, una diaria. Para registrar las elevaciones máximas, la regla graduada se marca con pintura soluble al agua; así, se registra, entre los intervalos de medición, la ocurrencia de alguna elevación máxima.

Otro tipo de limnómetro, semejante al anterior, consiste en un peso suspendido de un cable. Este aparato se utiliza si se cuenta con una estructura superior al nivel del agua, por ejemplo un puente, que sirva como elevación de referencia. Colocando el dispositivo sobre la elevación de referencia, se mide la longitud del cable que soporte el peso, cuando este toca la superficie del agua; entonces, la elevación de la superficie del agua es la elevación de referencia menos la longitud del cable. Este aparato tiene los mismos inconvenientes que la regla graduada, con el problema adicional de requerirse una estructura de referencia.

Los aparatos de registro automático de la elevación de una

corriente con respecto al tiempo se conocen con el nombre de limnógrafos. Los limnógrafos tienen un flotador sobre la superficie del agua, el cual está ligado a una aguja que marca sobre un papel de registro las variaciones de los niveles de agua que le trasmite dicho flotador. El papel está montado sobre un cilindro, el cual tiene un sistema de relojería que le permite desplazarse de izquierda a derecha. Así, se obtienen registros de cambios de elevación de la superficie del agua contra el tiempo en que ocurren.

Cualquiera que sea el tipo de aparatos que se empleen, conviene colocarlos en la sección de la corriente más sensible a cambios de nivel, pero siempre aguas arriba de la sección de control y dentro de su zona de influencia. Además, deberán protegerse contra la destrucción por materiales flotantes y colocarse en una zona donde no exista perturbación del nivel del agua por efecto del viento. En general, si el aparato es un limnógrafo, este se instala junto a la corriente, para lo cual se construye un pozo o una zanja en la orilla del río por medir (fig 4.8). El pozo se liga a la corriente mediante una tubería, no así la zanja, la cual se construye transversal a la corriente. En el caso de un limnómetro de escala, este se instala sobre la margen del río, rebajándola para que tenga un talud constante, o bien, sobre una zanja transversal a la corriente.

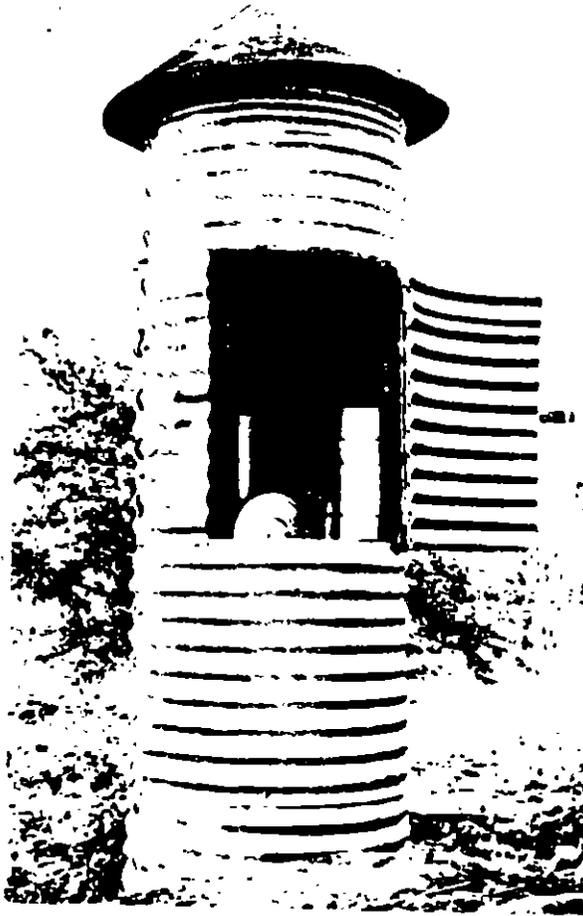


Fig 4.8

d) Valuación del gasto

Una vez conocida la sección de control, es posible obtener el área hidráulica para cualquier elevación de la superficie libre del agua. Entonces, para calcular el gasto relacionado con esta área hidráulica, es necesario determinar la velocidad media de la corriente. Como la velocidad de la corriente no es uniforme, para obtener una mayor aproximación al valor el gasto, se acostumbra dividir a la sección transversal de la corriente en áreas parciales que, en general, son fajas verticales

(fig 4.9). Lo anterior tiene como finalidad definir los puntos de medición de la velocidad de la corriente. Estos puntos se seleccionan de acuerdo con el criterio que se siga al valuar la velocidad media en una vertical, los cuales están basados en considerar a la distribución de la velocidad en una vertical como una parábola (fig 4.10).

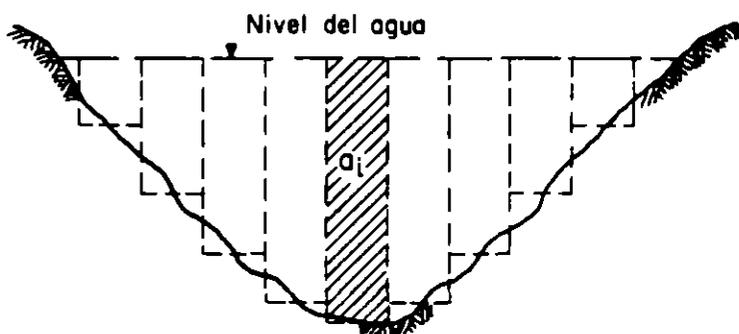


Fig 4.9 Forma de subdividir un cauce para valuar el gasto

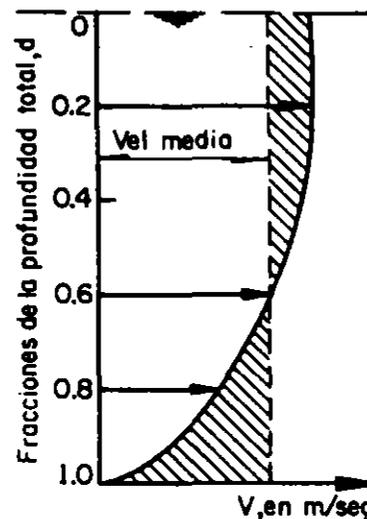


Fig 4.10 Curva de velocidades en la vertical de una corriente

Para valuar la velocidad media en una faja vertical se hacen mediciones de velocidad en puntos que se encuentren al 20 y 80 por ciento del tirante, a partir del nivel de la superficie libre del agua, y considerar al promedio como la velocidad media. Cuando la corriente es pequeña, se pueden presentar problemas al emplear el criterio anterior, debido a las dificultades para medir la velocidad; en este caso, es aceptable que la velocidad media de la corriente corresponda a la velocidad que se mida a una profundidad del 60 por ciento del tirante a partir de la superficie

libre del agua (fig 4.10). Un último criterio es la combinación de los dos anteriores, o sea, aceptar como velocidad media al promedio de las velocidades medidas al 20, 60 y 80 por ciento del tirante a partir de la superficie libre del agua.

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

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i v_i \quad (4.5)$$

donde

a_i área de la faja vertical i , en m^2 (fig 4.9)

v_i velocidad media de la faja vertical i , en m/seg (fig 4.10)

Q gasto instantáneo que pasa por la sección de aforos en el momento de efectuar las mediciones, en m^3 /seg

En general, al valuar un gasto, los mayores errores se originan al medir las áreas, más que las velocidades. Por esta razón, es conveniente dar una especial atención a la medición de la profundidad de una corriente. Cuando las velocidades de la corriente son bajas, no se presentan problemas al obtener las áreas, pero cuando tiene velocidades medias mayores de 1.5 m/seg y el río es hondo, es difícil hacer mediciones exactas de las profundidades.

Si la sección medidora casi no varía, es posible obtener su contorno en época de estiaje, con lo cual se conoce a priori el área de las fajas verticales para cada elevación del agua.

Si la sección medidora cambia constantemente, de tal forma que no se considera una sección fija, es necesario medir las profundidades para cada faja vertical donde se hagan determinaciones de velocidades.

El sondeo de un río con altas velocidades se hace utilizando

un escandallo, el cual consiste en un peso de plomo de forma aerodinámica suspendido por un cable de acero. Lo más usual es que al mismo tiempo que se efectúa el sondeo se mida la velocidad, con el objeto de evitar errores de posición.

Para medir la velocidad de la corriente de un río se utiliza un molinete, que es un aparato formado por una hélice o rueda de aspas o de copas que, accionado por la corriente, gira sobre un eje montado en un dispositivo de suspensión (fig 4.11), transmitiendo su movimiento a un sistema registrador que permite conocer el número de vueltas que da la hélice o rueda en un intervalo de tiempo. La relación entre el número de revoluciones en un determinado tiempo y la velocidad de la corriente se conoce por observaciones de laboratorio efectuadas con anterioridad.



Fig 4.11

Al hacer las mediciones de velocidades en un río, en general, el molinete se liga al escandallo, colocándolo a una distancia conveniente arriba del peso de plomo. Para efectuar los sondeos y los registros de velocidad en la sección medidora de un río, si no hay un puente, se utiliza un sistema de cable-canastilla, donde se instala el operador que va a efectuar las mediciones. Este sistema permite hacer cualquier medición sobre su eje, que generalmente es transversal a la corriente (fig. 4.12).

Cuando las mediciones se efectúan utilizando un sistema de cable-canastilla, en aguas rápidas y profundas, se tienen que hacer correcciones, con el objeto de determinar la altura vertical de la corriente y la posición relativa del molinete.



Fig 4.12

En la fig 4.13 se muestra la posición que toma el escandallo al introducirlo en la corriente de un río. Para valuar la distancia vertical en el sitio donde se introduce el escandallo, se requiere que este sea lo suficientemente pesado para que llegue al fondo de la corriente a pesar de la fuerza de esta; además, que el peso sea soportado totalmente por el cable y que este presente poca resistencia a la corriente. Si lo anterior se cumple, de la fig 4.13 se tiene que

$$\overline{bc} = (1-K) \widehat{ef} \quad (4.6)$$

donde K es un coeficiente función del ángulo θ (tabla 4.1).

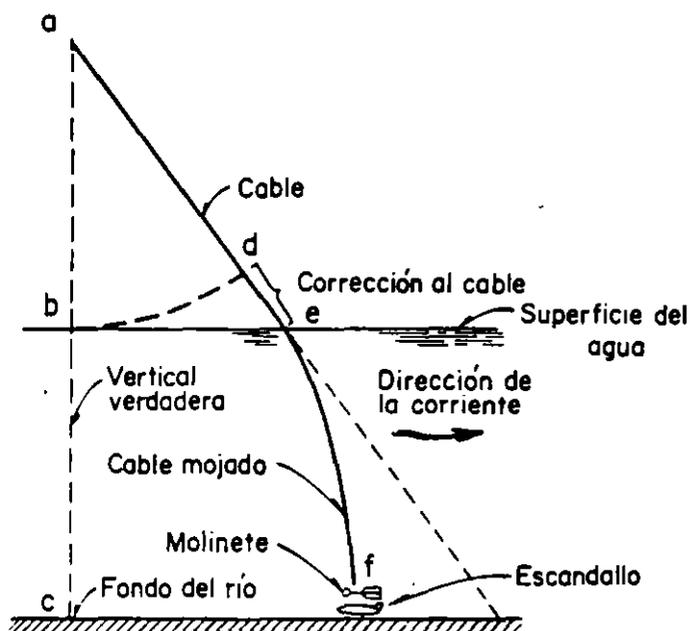


Tabla 4.1 Valores de K y θ

θ	K	θ	K
4	0.0006	22	0.0248
6	0.0016	24	0.0296
8	0.0032	26	0.0350
10	0.0050	28	0.0408
12	0.0072	30	0.0472
14	0.0098	32	0.0544
16	0.0128	34	0.0620
18	0.0164	36	0.0698
20	0.0204		

Fig 4.13 Posición del escandallo en aguas rápidas

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

Relación sección-pendiente

Este criterio permite obtener el gasto de una corriente a partir de la fórmula de Manning. Para esto se requiere conocer las características topográficas del tramo de río donde se quiera valuar el gasto y el nivel del agua para ese gasto en las secciones transversales del inicio y terminación del tramo. El tramo de río debe ser lo más uniforme posible, para no tener secciones de control dentro de él. Según Manning

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.7)$$

donde

- n coeficiente de rugosidad de Manning
- R radio hidráulico, en m
- S pendiente del gradiente de energía
- v velocidad media, en m/seg

Si se conoce el área hidráulica de la sección transversal A , sustituyendo la ec 4.7 en la ec 4.4, se tiene que el gasto es

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.8)$$

Si se denomina con subíndice 1 a las características de la sección inicial aguas arriba del tramo en estudio, y con subíndice 2 a las características de la sección final aguas abajo del tramo, los elementos de la ec 4.8 se pueden calcular como sigue

$$A = \frac{A_1 + A_2}{2}, \quad R = \frac{R_1 + R_2}{2}, \quad S = \frac{h_f}{L} \quad \text{y} \quad h_f = z + h_v + h_i$$

donde

- h_i pérdida por turbulencia, en m
- h_v pérdida de carga de velocidad, en m
- z desnivel entre las secciones 1 y 2, en m
- L longitud horizontal entre las secciones 1 y 2, en m

En general, las pérdidas h_v y h_i pueden desprejiciarse, aunque pueden ser de consideración si las velocidades en las secciones 1 y 2 son muy diferentes.*

Debido a su sencillez, este criterio tiene gran aplicación cuando se desea conocer el gasto en un río del cual no se disponen datos. Debe considerarse que en este criterio se supone un régimen establecido; esto no ocurre cuando se tiene una avenida, que generalmente es el caso de mayor interés. Por otra parte, el gasto está en relación directa con el coeficiente de rugosidad de Manning, lo que origina que un error en la valuación de este trascienda en el valor del gasto.

Este criterio es ideal para completar registros de gastos de una estación hidrométrica, ya que en este caso se dispone de suficientes datos para valuar con bastante precisión el coeficiente de rugosidad de Manning.

Curvas elevaciones-gastos

Una vez valuado el gasto en la sección de medición y conocida la elevación correspondiente de la superficie del agua, es posible dibujar

* Ven Te Chow, "Open Channel Hydraulics", McGraw-Hill, Nueva York (1959)

jar una curva de elevaciones contra gastos (fig 4.14). Esta curva es continua si la sección de control es constante y no se presentan alteraciones debidas a sedimentación o erosión y, además, si la corriente tiene régimen establecido en el momento de efectuar las mediciones de elevaciones y de gastos.

El disponer de curvas elevaciones-gastos resulta de gran utilidad, pues permite inferir el gasto conociendo solo la elevación de la superficie del agua. Cuando el régimen no está establecido y se desea deducir el gasto a partir de la curva elevaciones-gastos, se le deberán hacer correcciones dependiendo de las causas por las que el régimen no está establecido. Los ajustes principales pueden ser por variación en la sección de control, por el paso de una avenida, o por efectos de remanso.

A continuación se describen estos ajustes, así como las técnicas existentes para extrapolar curvas elevaciones-gastos, cuando son empleadas para elevaciones mayores que las aforadas.

Lecturas de
escala, en m

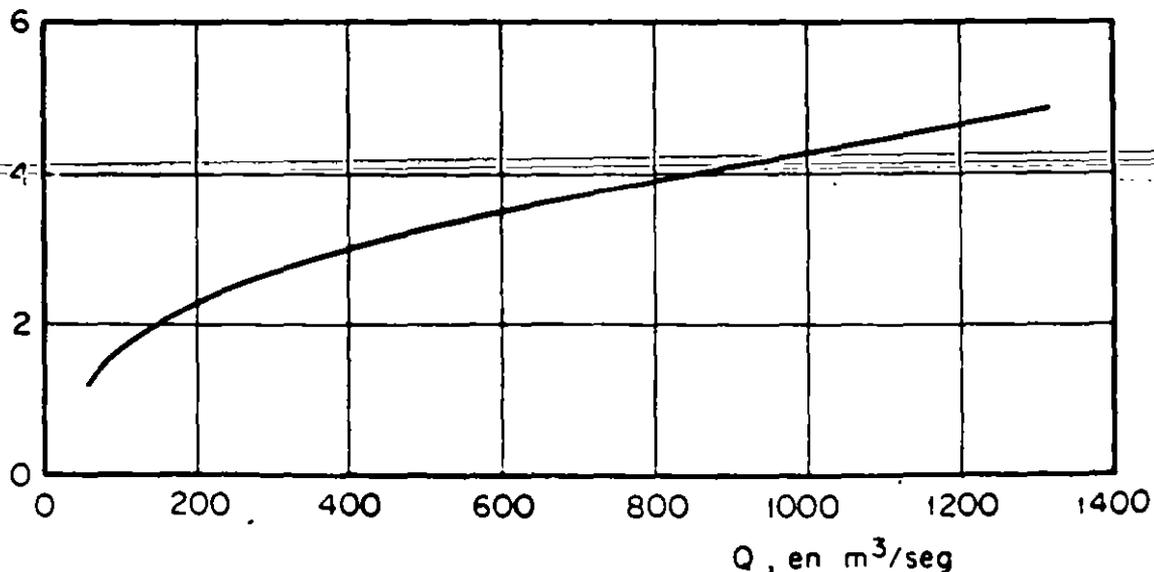


Fig 4.14 Curva de gastos. Estación La Angostura, río Grijalva ..



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO II: HIDROLOGIA

PERDIDAS

Presentado por : **ING. V. FRANCO**
1996

PERDIDAS

INTRODUCCION

De la lluvia que cae en una cuenca al producirse una tormenta, una parte es corre superficialmente para alimentar los cauces, por los que transita hasta llegar a la salida de la cuenca; otra parte es interceptada por la vegetación, retenida en depresiones del terreno en los que se forman charcos, o se infiltra para satisfacer primero la capacidad del terreno para humedecer se y alimentar después a los acuíferos.

A la segunda parte, formada por la intercepción, la retención en depresiones y la infiltración, se la denomina "pérdida".

En la práctica, los componentes de las pérdidas, es decir, la intercepción, la retención y la infiltración, son difíciles de separar, por lo que en general, se acostumbra calcularlas conjuntamente y considerarlas como infiltración, ya que esta componente es la más importante.

Aún cuando las pérdidas son sólo una parte del proceso lluvia-ocurrimiento,

su importancia es de tal magnitud que se consideró necesario tratarla en un capítulo separado. Sin embargo, no debe perderse de vista que al final lo que interesará es el cálculo del escurrimiento.

En este capítulo se discute primero la forma de determinar las pérdidas, las distintas formas de expresarlas, cuando se dispone de información simultánea de lluvias y escurrimientos ocurridos durante algunas tormentas. En seguida se dan criterios para extrapolar esta información y utilizarla en problemas de diseño (ver cap A.1.10) y predicción (ver cap A.1.11). Al final de este capítulo se describen algunos métodos empíricos que permiten estimar las pérdidas a partir de las características de las cuencas. Este tipo de estimaciones se utiliza en problemas de diseño relacionadas con cuencas no aforadas.

DETERMINACION DE LAS PERDIDAS

Cuando durante una tormenta se ha medido simultáneamente la lluvia y el escurrimiento, la determinación de las pérdidas se hace a partir de su definición, es decir, se calculan como la diferencia entre el volumen que llovió y el que se convirtió en escurrimiento directo.

$$V_P = V_{LL} - V_{ED}$$

(I.1)

donde

V_P volumen de pérdidas
 V_{LL} volumen llovido
 V_{ED} volumen de escurrimiento directo

El volumen llovido se calcula multiplicando la precipitación media en la cuenca por su área y se acostumbra expresarlo como histograma (ver cap A.1.7).

Para calcular el volumen de escurrimiento directo, es necesario analizar primero el hidrograma para separar el escurrimiento directo del base, utilizando

do las técnicas descritas en el cap A.1.3; de esta forma, el volumen de escurrimiento directo será igual al área del hidrograma de escurrimiento directo.

Los criterios mas comunes para calcular la distribución de las pérdidas en el tiempo, son:

- a) Criterio de la capacidad de infiltración media
- b) Criterio del coeficiente de escurrimiento

2.3.1 CRITERIO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIA

En este criterio se parte de la suposición de que el suelo tiene una capacidad de infiltración constante durante toda la tormenta, de tal manera que, siempre que llueve con una intensidad menor que dicha capacidad, se infiltra todo lo que llueve, y cuando llueve con una intensidad mayor que la capacidad de infiltración, la diferencia escurre.

Para calcular la capacidad de infiltración correspondiente a una tormenta dada, se utilizan los siguientes pasos:

- 1° Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escurrimiento directo, como se indica en el cap A.1.3.
- 2° Se calcula la "altura de la lámina de lluvia en exceso" como el cociente entre el volumen de escurrimiento directo y el área de la cuenca.
- 3° Se supone un valor de ϕ (índice de infiltración) constante en el hidrograma de la tormenta y se determina la "altura de la lámina de lluvia en exceso" en ese hidrograma. Si esta altura es igual a la calculada en el paso 2°, el valor de ϕ es el correcto, si no, se propone otro y se repite el cálculo hasta obtener el valor correcto.

En las Ayudas de diseño se muestra un ejemplo del cálculo de la capacidad

de infiltración.

CRITERIO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

En este caso se supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la precipitación, de tal manera que el volumen escurrido, V_{ED} , es igual al producto del volumen llovido, V_{LL} , por un coeficiente C_E llamado coeficiente de escurrimiento. Por lo tanto, el coeficiente de escurrimiento se determina con

$$C_E = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (1.2)$$

4.3.3 CRITERIOS PARA DISEÑO Y PREDICCIÓN EN CUENCAS AFORADAS

Las pérdidas varían con la magnitud de la tormenta y con el estado de humedad inicial del suelo, de tal manera que ni la capacidad de infiltración media ni el coeficiente de escurrimiento pueden considerarse constantes para una cuenca dada.

4.3.3.1 CRITERIOS PARA DISEÑO

En los problemas de diseño la principal variable es la magnitud de la lluvia, por lo que, en ese caso, es necesario establecer la relación entre dicha magnitud y las pérdidas. En el caso de cuencas aforadas, el procedimiento consiste en calcular el coeficiente de escurrimiento y la precipitación total, para las tormentas registradas en el pasado, y ajustar una función que relacione ambas variables.

Se recomienda utilizar como función de ajuste a alguna de las siguientes:

a) Criterio del USSCS.— Según este criterio la relación entre el coeficiente de escurrimiento y la altura de precipitación total de una tormenta es de la forma:

$$C_E = \frac{(P - 0.2S)^2}{P^2 + 0.8 SP} \quad (1.)$$

SOLUCION

a) Obtención de curvas masa

tiempo (horas)	Estación A (mm)	Estación B (mm)	Estación C (mm)
8	0	0	0
12	0	0	0
16	0	0	0
20	6	40	20
24	44	66	60
4	63	68	62
8	64	68	62

b) Obtención de histogramas

tiempo (horas)	Estación A (mm)	Estación B (mm)	Estación C (mm)	Media (mm)
8-12	0	0	0	0
12-16	0	40	20	24
16-20	6	26	40	22.8
20-24	38	2	2	12.8
24-4	19	0	0	5.7
4-8	1	0	0	0.3
				<u>65.6</u>

c) Cálculo de la precipitación media

De acuerdo con las datos del área cubierta por cada estación:

Area A	266.4	$266.4 / 888 = 0.30$
Area B	444	$444 / 888 = 0.50$
Area C	177.6	$177.6 / 888 = 0.20$
Suma		

La altura media para cada intervalo de tiempo se representa en la tabla anterior. Por ejemplo, la correspondiente a 16-20 se obtuvo con $0.3(6) + 0.5(26) + 0.2(40) = 22.8$

d) Obtención de la precipitación efectiva

El total de la lluvia media es $0.3(64) + 0.5(68) + 0.2(62) = 65.6$

La cantidad de lluvia media que escurre es $(0.2)(65.6) = 13.12$

e) Cálculo del índice de infiltración media

tiempo	Altura media h_f en mm	Precip. en exceso Índice de inf $\phi = 15 \text{ mm/4hr}$	Precip. en exceso Índice de infiltración $\phi = 16.84 / 4hr$
8-12	0	0	0
12-16	24	9	7.16
16-20	22.8	7.8	5.96
20-24	12.8	0	0
24- 4	5.7	0	0
4- 8	0.3	0	0
suma		<u>16.8</u> $\neq 13.12$	<u>13.12</u> = 13.12

El hietograma de precipitación en exceso (h_e) es

Intervalo de tiempo (horas)	Precipitación en exceso (mm)
8-12	7.16
12-16	5.96
16-20	0
20-24	0
24- 4	0
4- 8	0

La duración de la precipitación efectiva es 8 horas

EJEMPLO III.9 OBTENCION DE UN HIETOGRAMA MEDIO DE PRECIPITACION EN EXCESO

Obtenga el hietograma medio de precipitación en exceso para la cuenca de área 882 km² mostrada en la fig a si se sabe en tres estaciones pluviográficas se han obtenido los registros de la fig b. En la cuenca se han trazado polígonos de Thiessen y se ha encontrado que el área representada por cada estación, estas áreas se han anotado en la fig b. Adicionalmente, de estudio previo se ha determinado que la cuenca tiene un coeficiente de escorrentía de 0.2

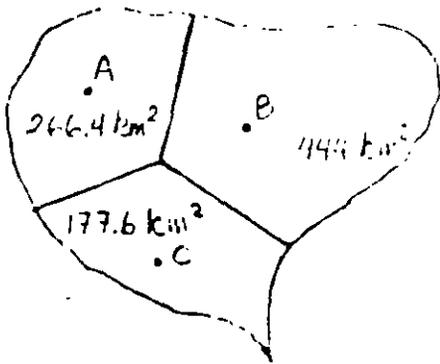
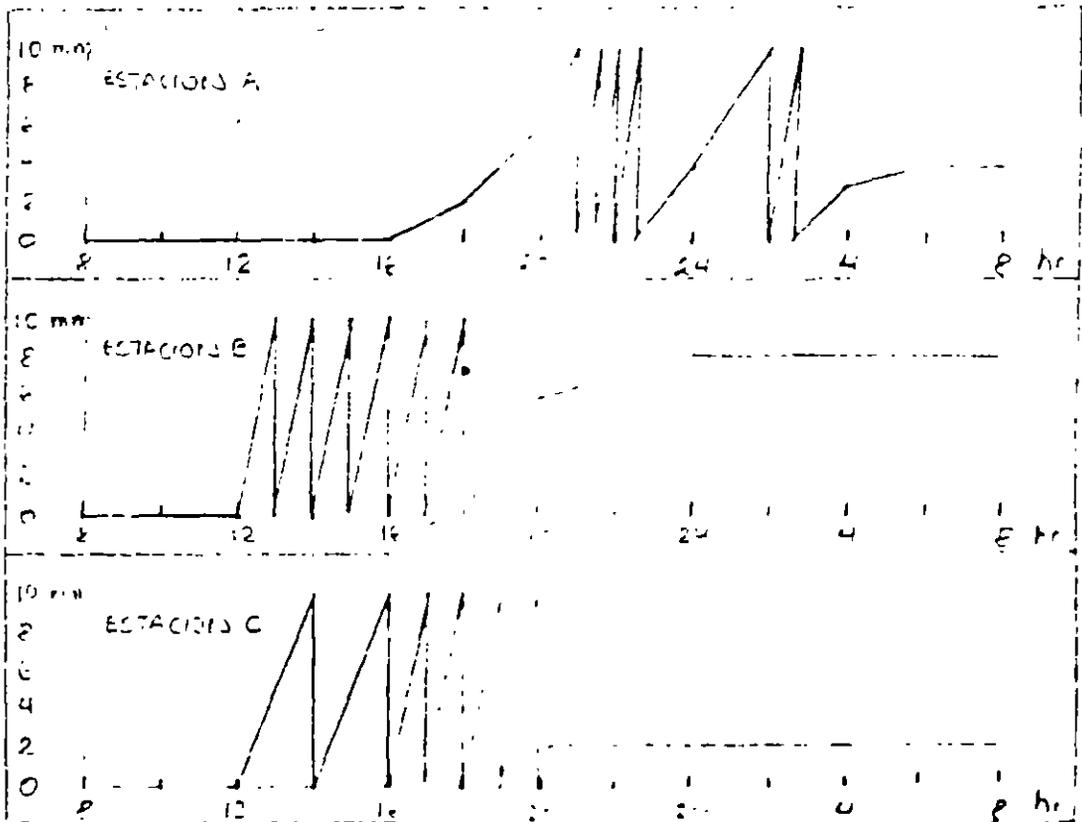


fig a

fig b



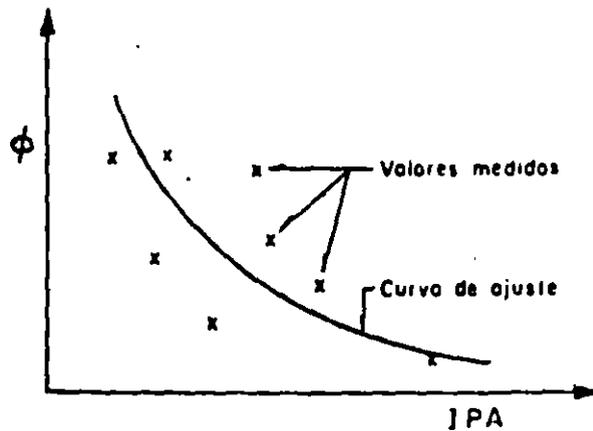


FIG. I.1 Relación entre la capacidad de infiltración media (ϕ) y el índice de precipitación antecedente (IPA)

4.3.4 METODOS PARA ESTIMAR LAS PERDIDAS EN CUENCAS NO AFORADAS

Cuando no se tienen mediciones simultáneas de precipitaciones y escurrimientos, las pérdidas se estiman a partir de las características de la cuenca. En seguida se describen los métodos de uso más frecuente.

4.3.4.1 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIANTE INFILTRÓMETROS

Un infiltrómetro es un cilindro enterrado en el suelo, al que se alimenta de agua y se mide la variación del tirante dentro del cilindro a través del tiempo, con lo cual se conoce la velocidad de infiltración en el punto de medición.

Haciendo mediciones con infiltrómetros en puntos representativos de las diferentes características del suelo de la cuenca, se obtiene la capacidad de infiltración media con:

$$\bar{\phi} = \frac{1}{A_c} \sum v_i a_i \quad (1.6)$$

donde

- $\bar{\phi}$ capacidad de infiltración media en la cuenca
- A_c área de la cuenca
- v_i velocidad de infiltración obtenida con un infiltrómetro
- a_i área de la subcuenca cuyas características son similares a las del punto en que se midió la velocidad

4.4.2 FORMULA DE HORTON

Horton propuso la ecuación

$$\bar{\phi}(t) = f_c + (f_o - f_c) e^{-Kt} \quad (I.7)$$

donde

- $\bar{\phi}(t)$ capacidad de infiltración en el instante t
- f_c capacidad de infiltración para t muy grande
- f_o capacidad de infiltración para t = 0
- K parámetro que depende del tipo de suelo

La relación entre el tipo de suelo y los valores de f_o , f_c y K se muestran en la tabla I.1.

TABLA I.1 Valores de K, f_o y f_c

Tipo de suelo		f_o , en mm/h	f_c , en mm/h	K, en min^{-1}
Agrícola normal	desnudo	280	6-220	1.6
	cubierto de vegetación	900	20-290	0.8
Turba		325	2-20	1.8
Areno-arcillosos	desnudo	210	2-25	2.0
	cubierto de vegetación	670	10-30	1.4

4.3.4.2 METODO PROPUESTO POR EL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE

El USCS ha propuesto un criterio para determinar la precipitación efectiva en función de la precipitación total, el uso del suelo, su tratamiento (surcos, terrazas, etc), su composición (arenas, arcillas, etc), su pendiente y el estado de humedad inicial.

Descripción del método

1° Utilizando las tablas I.2 y I.3, se determina el valor del factor N que toma en cuenta el uso del suelo, el tratamiento del terreno (surcos, terrazas, etc), la pendiente del terreno y el tipo de suelo (de arenoso A hasta arcilloso D).

2° Se corrige el valor de N según la precipitación antecedente de la siguiente manera:

Si 5 días antes hubo lluvia	{	menos de 2.5 cm	Corrección A
		entre 2.5 y 5 cm	Sin corrección
		más de 5 cm	Corrección B

La corrección se hace utilizando la tabla I.4.

3° Con el valor definitivo de N y la precipitación total (P), en centímetros, se utiliza la fig I.2 y se obtiene el valor de la lámina de escurrimiento directo (Q), en centímetros.

TABLA 1.2 Selección de N

Uso de la tierra o cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno, en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	---	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	> 1	72	81	88	91
	Surcos rectos	< 1	67	78	85	89
	Contorneo	> 1	70	79	84	88
	Contorneo	< 1	65	75	82	86
	Terrazas	> 1	66	74	70	82
	Terrazas	< 1	62	71	78	81
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
Leguminosas o praderas con rota ción	Surcos rectos	> 1	66	77	85	
	Surcos rectos	< 1	58	72	81	
	Contorneo	> 1	64	75	83	85
	Contorneo	< 1	55	69	78	83
	Terraceo	> 1	63	73	80	83
	Terraceo	< 1	51	67	76	80
Pastizales	-----	> 1	68	79	86	89
	-----	< 1	39	61	74	80
	Contorneo	> 1	47	67	81	88
	Contorneo	< 1	6	35	70	79
Pradera permanente	-----	< 1	30	58	71	78
Bosques naturales	Muy ralo	-----	56	75	86	91
	Ralo	-----	46	68	78	84
	Normal	-----	36	60	70	77
	Espeso	-----	26	52	62	69
	Muy espeso	-----	15	44	54	61
Caminos	De terracerfa	-----	72	82	87	89
	con superficie dura	-----	74	84	90	92

TABLA I.3 Clasificación de suelos

Tipo A.-	(escurrimiento mínimo) Arenas con poco limo y arcilla
Tipo B.-	Arenas finas y limos
Tipo C.-	Arenas muy finas, limos y bastante arcilla
Tipo D.-	(escurrimiento máximo) Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables.

TABLA I.4 Factores de corrección del número de escurrimiento N, según la precipitación antecedente

N	Corrección A	Corrección B
10	0.40	2.22
20	0.45	1.85
30	0.50	1.67
40	0.55	1.50
50	0.62	1.40
60	0.67	1.30
70	0.73	1.21
80	0.79	1.14
90	0.87	1.07
100	1.00	1.00

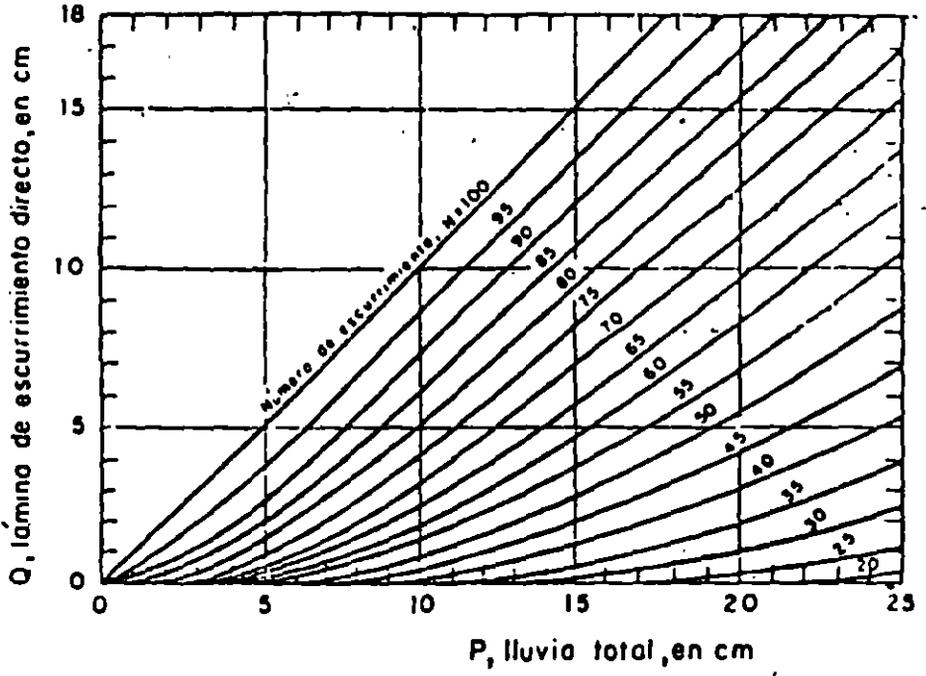


FIG. I.2 Relación entre la lluvia total y la lámina de escurrimiento directo, para diferentes números de escurrimiento.

EJEMPLO III.1 DETERMINACION DEL INDICE DE INFILTRACION Y EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

Para una cuenca de 270 km² se han determinado un hietograma y su hidrograma correspondiente (ver fig III.1). Determinar cuál es el índice de infiltración y cuál el coeficiente de escurrimiento para esa tormenta.

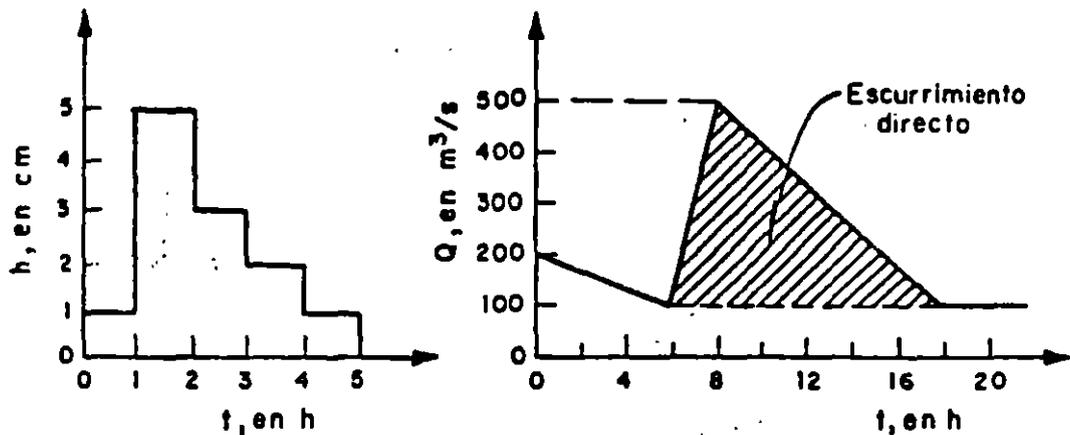


FIG. III.1 Hietograma e hidrograma del ejemplo III.1

1.- Cálculo del escurrimiento directo (V_{ED}).

El volumen de escurrimiento directo, V_{ED} , es el área del hidrograma correspondiente al hidrograma de escurrimiento directo. En este caso por ser un triángulo:

$$V_{ED} = \frac{1}{2} (12 \text{ h})(400 \text{ m}^3/\text{s}) = 8.64 \times 10^6 \text{ m}^3$$

2.- Cálculo de la lluvia en exceso (h_e).

$$h_e = \frac{V_{ED}}{\text{Area de la cuenca}} = \frac{8.64 \times 10^6 \text{ m}^3}{270 \times 10^6 \text{ m}^2} = 3.2 \text{ cm}$$

3.- Cálculo del índice de infiltración (ϕ).

a) Primer tanteo: Supóngase un valor del índice de infiltración $\phi = 2.0 \text{ cm/h}$; la lámina de lluvia efectiva para este primer tanteo (h_e^1) será (ver

fig III.2).

$$h_c^1 = (0) + (5-2) + (3-2) + (0) + (0) = 4 \text{ cm} \neq 3.2 \text{ cm}$$

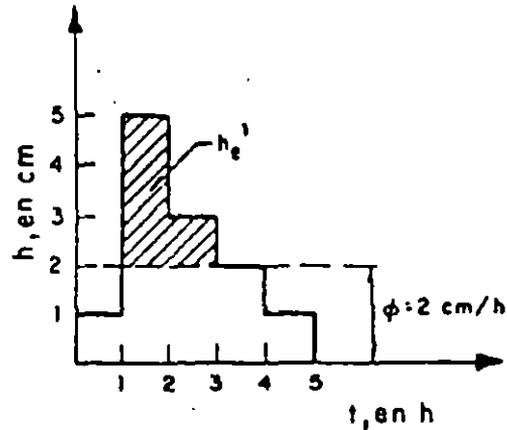


FIG. III.2 Lluvia efectiva, primer tanteo

Como $h_c^1 \neq h_e$ se propone otro valor de ϕ .

b) Segundo tanteo: Supóngase $\phi = 2.4 \text{ cm/h}$

En este caso la lámina de lluvia efectiva resulta (ver fig III.3)

$$h_c^2 = (0) + (5-2.4) + (3-2.4) + (0) + (0) = 3.2 \text{ cm} = h_e$$

por lo tanto $\phi = 2.4 \text{ cm/h}$ es el valor correcto del índice de infiltración.

4.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento (C_E).

El coeficiente de escurrimiento se calcula con la ec I.2:

$$C_E = \frac{V_{ED}}{V_{LL}}$$

donde

V_{LL} volumen total de lluvia = $h_T A_c$

h_T altura total de lluvia

A_c área de la cuenca

del hietograma se obtiene

$$h_T = 1 + 5 + 3 + 2 + 1 = 12 \text{ cm}$$

por lo que

$$V_{LL} = 12 \text{ cm} \times 270 \times 10^6 \text{ m}^2 = 32.4 \times 10^6 \text{ m}^3$$

y, finalmente, el coeficiente de escurrimiento resulta

$$C_E = \frac{8.64 \times 10^6 \text{ m}^3}{32.4 \times 10^6 \text{ m}^3} = 0.27$$

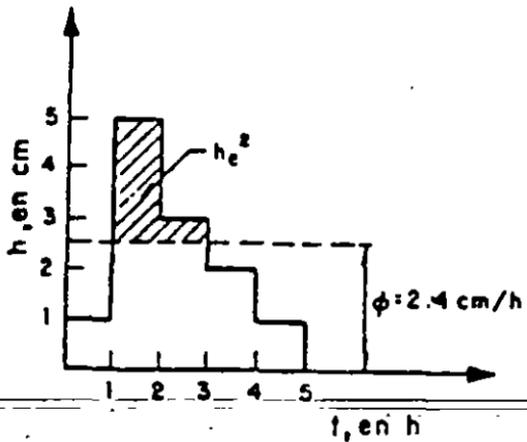


FIG. III.3 Lluvia efectiva, segundo tanteo

EJEMPLO III.2 CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO EN UNA CUENCA NO AFORADA

Supóngase que en la cuenca del problema anterior ($A = 270 \text{ km}^2$), no existe ninguna estación de aforos que permita medir el escurrimiento. Se sabe en cambio que el 70% de la cuenca es de bosques naturales normales y el 30% restante son zonas agrícolas con pendiente menor que 1% con cultivos sembrados en surcos; el suelo de toda la cuenca es arcilloso.

Estime cual sería el coeficiente de escurrimiento en la cuenca si después de cinco días sin lluvia se presentara una tormenta con 12 cm de precipitación total.

1.- Cálculo del número de escurrimiento N.

El valor de N se determina, en primera instancia, a partir de las características del terreno, utilizando la tabla I.2.

Para el 70 % del área se obtiene $N_{70} = 77$

Para el 30 % del área se obtiene $N_{30} = 89$

Ponderando estos valores, se obtiene

$$N = 0.7 (N_{70}) + 0.3(N_{30}) = 0.7(77) + 0.3(89) = 80.6$$

2.- Como la precipitación antecedente es nula, se corrige el valor de N según el criterio de corrección A. Por lo tanto, con la tabla I.4, para $N = 80.6$, el factor de corrección resulta 0.79, por lo que el valor corregido de N es

$$N = 80.6 \times 0.79 = 63.7 \approx 64$$

3.- Utilizando la fig I.1, con la lluvia total $P = 12 \text{ cm}$ y pivotando en la curva $N = 64$, se obtiene una lámina de escurrimiento directo

donde

- C_p coeficiente de escurrimiento
 P altura de precipitación, en mm
 S parámetro dado en las mismas unidades que P (mm)

Para ajustar la ec I.3 se prueban distintos valores de S , hasta encontrar al que hace mínima la variancia del error en el cálculo del coeficiente de escurrimiento, la cual puede calcularse con los procedimientos descritos en el cap A.1.6.

b) Criterio utilizado en la Gran Bretaña.- Según este criterio, la relación es de la forma

$$C_p = a_0 + a_1(P - \bar{P}) \quad (I.4)$$

donde

\bar{P} promedio de las alturas de lluvia máximas anuales registradas con una duración igual a la de la tormenta de diseño

a_0, a_1 parámetros que deben ajustarse utilizando los métodos descritos en el cap A.1.6

En cualquiera de los dos casos (ecs I.3 & I.4) las pérdidas se obtienen de la ec (I.1).

4.3.2 CRITERIOS PARA PREDICCIÓN

En los problemas de predicción la variable más importante es generalmente el estado de humedad en la cuenca en el momento en que se presenta la tormenta. El estado de humedad en la cuenca se puede caracterizar con el Índice de Precipitación Antecedente (IPA), el cual se define con la ecuación recursiva

$$\text{IPA}_{j+1} = K \cdot \text{IPA}_j + P_j \quad (I.5)$$

donde

- IPA_j Índice de precipitación antecedente al inicio del día j
- K constante que toma en cuenta la disminución de la humedad con el tiempo, puede tomarse como 0.85
- P_j precipitación media en la cuenca durante el día j

Para definir la relación entre el índice de precipitación antecedente (IPA) y la capacidad de infiltración media (ϕ), se utiliza el siguiente procedimiento:

1. Se propone un valor de IPA igual a 10 mm para el principio de la temporada de lluvias.
2. Se calcula el valor de IPA, para cada día de la temporada de lluvias, utilizando la ecuación recursiva I.5.
3. Se seleccionan las avenidas ocurridas durante la temporada de lluvia, procurando incluir solo aquellas que tienen un solo pico para evitar errores en la separación del gasto base.
4. Para cada avenida seleccionada en el paso anterior, se calcula la capacidad de infiltración media (ϕ), de acuerdo con el procedimiento descrito en 4.2.1, y se asocia su valor con el del IPA correspondiente a la fecha en que se inició la avenida.
5. Los pasos 1 a 4 se repiten para todos los años de que se tenga registro, para formar una serie de parejas de valores ϕ contra IPA.
6. Las parejas de valores se dibujan en un plano coordenado y se traza en él una curva que las relacione como se muestra en la fig I.1.

Una vez encontrada la relación mostrada en la fig I.1, puede ser utilizada para predecir la infiltración media en cualquier tormenta posterior, y con ello deducir las pérdidas.

a) *Coefficiente de escurrimiento*

Considera que las pérdidas son proporcionales a la altura de precipitación media. De manera que el coeficiente de escurrimiento C es igual al cociente del volumen del escurrimiento directo entre el volumen total de lluvia, es decir

$$C = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (.20)$$

Cuando el área de drenaje está constituida por diferentes tipos de cubierta y superficies, el coeficiente de escurrimiento C puede obtenerse en función de las características de cada porción del área como un promedio pesado, es decir, se tiene que

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + C_3 A_3 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad (.21)$$

donde

C_1 coeficiente de escurrimiento que corresponde al área
parcial A_1

A_1 área parcial 1 que tiene un cierto tipo de superficie

En la tabla .9 se dan algunos valores del coeficiente de escurrimiento según sea el tipo de área de drenaje.

b) Índice de infiltración media

Se supone que durante toda la tormenta todo el suelo tiene una capacidad constante de infiltración llamada índice de infiltración media ϕ , ver fig .8 . Cuando la intensidad de precipitación es menor que ϕ se infiltra toda la lluvia, y cuando la intensidad es mayor a ϕ la diferencia es la que escurre superficialmente.

Para calcular el índice de infiltración media de una tormenta se sigue el procedimiento que se describe a continuación .

- 1) Se calcula la lluvia en exceso total como se indica en 3.3.5 .
- 2) Se supone un valor de ϕ .
- 3) Para un intervalo de tiempo del hietograma se calcula la diferencia entre la altura de precipitación y el valor de ϕ , si es mayor a cero ella se considera como la altura de lluvia en exceso para dicho intervalo, de otro modo esta altura no existe.
- 4) Se repite el proceso para cada uno de los intervalos del hietograma.
- 5) Se suman las alturas en exceso de cada intervalo del hietograma, si es igual a la altura de lluvia en exceso total, el valor supuesto de ϕ es el correcto, si es distinto se supone otro valor de ϕ y se continua el proceso desde el paso 2.

TABLA 9 Valores del coeficiente de escurrimiento C

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

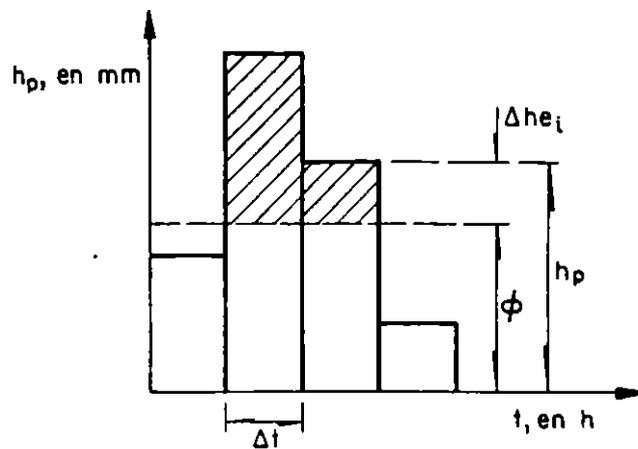


Fig 8 Cálculo del índice de infiltración media

c) Número de escurrimiento

El número de escurrimiento N depende del uso, tipo y composición del suelo y del tratamiento, pendiente y estado de humedad del terreno. En función de ellos y de la lluvia total se calcula la lluvia efectiva. En la tabla .10 se muestra la clasificación de los suelos y en función del uso del suelo, de la condición de la superficie de la cuenca y de la pendiente del terreno se podrá conocer el valor de N con ayuda de la tabla .11.

Para diferentes tipos de superficie en la cuenca el valor de N , se determina como un promedio pesado por medio de la ecuación siguiente

$$N = \frac{N_1 A_1 + N_2 A_2 + \dots + N_n A_n}{A_c} \quad (.22)$$

El número de escurrimiento obtenido de la manera anterior se debe afectar por un factor que considere 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 .12. En esa misma tabla aparece el factor por el cual se debe afectar el valor de N dependiendo del tipo de corrección.

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

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (.23)$$

donde P y P_e están en cm.

El rango de aplicación, según Chow (1962), de esta fórmula es para valores de

$$P > \frac{508}{N - 5.08} \quad (.23a)$$

Si no se desea usar la ec .23 el valor de P_e también se puede obtener con la fig .9

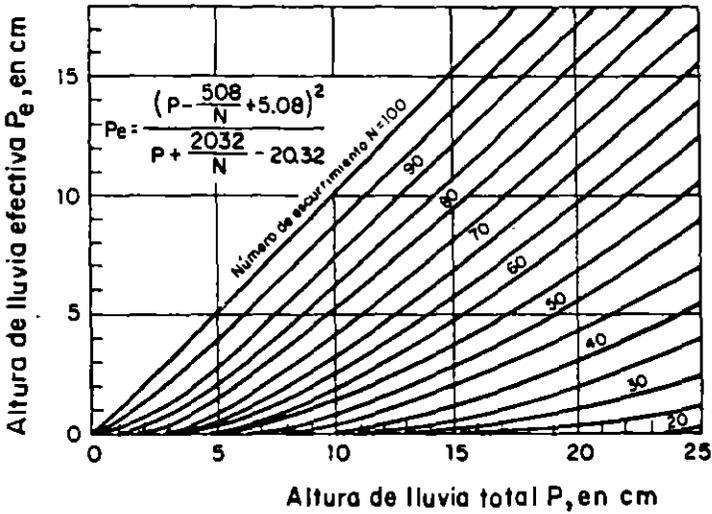


Fig .9 Altura de lluvia efectiva en función de la altura de lluvia total y del número de escurrimiento

TABLA .10 Clasificación de suelos

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

TABLA .11 Valor del número de escurrimiento N, de acuerdo al tipo y uso del suelo.

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	pendiente terreno, en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, bajo 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 bajo transpiración	---	56	75	86	91
	Ralo, bajo transpiración	---	46	68	78	84
	Normal, transpiración medio	---	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	---	26	52	62	69
Descanso (sin cultivo)	Muy espeso, alta transpiración	---	15	44	54	61
	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 (contorneo)	>1	69	79	84	88
	Surcos en curvas de nivel (contorneo)	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
	Surcos rectos	>1	66	77	85	88
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o praderas con rotación	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	6	65	70	79
Potrero permanente Cereales	-----	---	30	58	71	78
	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 impermeable	-----	---	100	100	100	100

TABLA .12 Factor de corrección del número de escurrimiento N, según la precipitación antecedente

N	Corrección A	Corrección B
10	0.40	2.22
20	0.45	1.85
30	0.50	1.67
40	0.55	1.50
50	0.62	1.40
60	0.67	1.30
70	0.73	1.21
80	0.79	1.14
90	0.87	1.07
100	1.00	1.00

Si 5 días antes
hubo lluvia

{	menor de 2.5 cm	corrección A
	entre 2.5 y 5 cm	sin corrección
	mayor de 5 cm	corrección B

La sublimación difiere de la evaporación solo en que las moléculas del agua pasan directamente del estado sólido al gaseoso. La transpiración es el proceso por el cual el agua absorbida por las plantas regresa a la atmósfera en forma de vapor.

Durante la evaporación, el movimiento de las moléculas que escapan de la superficie del agua produce una presión, denominada presión de vapor. Esta es una presión parcial del vapor de agua en la atmósfera, ya que en una mezcla de gases, cada gas ejerce una presión parcial, la cual es independiente de la de otros gases.

Si en un espacio cerrado se considera a p como la presión total del aire húmedo contenido en ese espacio, y a p' como la presión debida al aire seco, la diferencia $e = p - p'$ será la presión de vapor ejercida por el vapor de agua.

Para propósitos prácticos, la máxima cantidad de vapor de agua que puede existir en cualquier espacio dado es una función de la temperatura, y es independiente de la coexistencia de otros gases. Cuando un espacio dado contiene la máxima cantidad de vapor de agua, para una temperatura dada, se dice que el espacio está saturado, y la presión ejercida por el vapor de agua en ese medio se denomina presión de saturación. La temperatura a la cual se satura un espacio dado se conoce con el nombre de punto de rocío. Cualquier disminución de esa temperatura origina la condensación.

Tratando de ver el proceso en conjunto, puede considerarse que parte del vapor de agua liberado por evaporación de la superficie del agua, puede retornar a esta, una vez que se condensa. Cuando el número de moléculas que escapan de la superficie libre del agua es igual al número de moléculas que retorna a esta, el espacio se satura y se alcanza un equi

EVAPORACION Y TRANSPIRACION

En este capítulo se estudia una componente más del ciclo hidrológico. Se analizan la evaporación, la transpiración y la evapotranspiración que es la conjunción de las dos, lo cual es de importancia fundamental en el aprovechamiento del agua. Se indican los factores que intervienen en estos procesos, así como la forma de medirlos y determinarlos.

Naturaleza del proceso

El agua regresa a la atmósfera a través de las acciones combinadas de evaporación, sublimación y transpiración. Estas acciones son esencialmente modificaciones de un solo proceso. La evaporación es el proceso por el cual las moléculas del agua, en la superficie de un recipiente o en la tierra húmeda, adquieren suficiente energía cinética debido a la radiación solar, y pasan del estado líquido al gaseoso.

Un aumento en la temperatura del agua origina una mayor evaporación, ya que se incrementa la velocidad de las moléculas del agua y disminuye la tensión superficial.

librio entre la presión ejercida por las moléculas que escapan y la presión atmosférica. Esto implica que la evaporación es mayor que la condensación si el aire sobre la superficie del agua no está saturado.

Factores que afectan a la evaporación

De acuerdo con lo anterior, se puede decir que la evaporación está relacionada con la diferencia entre la presión de vapor de la masa de agua y la existente en el aire sobre la superficie de la misma, temperaturas del aire y agua, velocidad del viento, presión atmosférica, y calidad del agua.

Diferencias en la presión de vapor

Si se considera que e_w es la presión de vapor del agua, y e_a la presión de vapor del aire sobre la superficie del agua, se puede decir que la evaporación es proporcional a $e_w - e_a$.

Cuando el aire es más caliente que el agua, su presión de saturación e_s es mayor que la de la superficie del agua ($e_s > e_w$), y la evaporación continúa hasta que $e_a = e_w$, lo cual ocurrirá antes de que el aire llegue a saturarse. Sin embargo, si el aire es más frío que el agua, se tendrá que $e_s < e_w$ y la evaporación continuará hasta que $e_a = e_w$, lo cual ocurrirá antes de que el aire llegue a saturarse. Además, si el aire es más frío que el agua, se tendrá que $e_s < e_w$ y cuando se alcance el equilibrio, o sea cuando $e_a = e_w$, existirá un estado de sobresaturación ($e_a > e_s$), o la condensación ocurrirá en el aire.

Temperatura

Este aspecto y el anterior están íntimamente relacionados ya que la presión de vapor depende de la temperatura. La cantidad de emisión de moléculas de la masa de agua está en función de su temperatura, ya que a mayor temperatura, mayor será la energía molecular liberada. La evaporación no depende de la temperatura de la superficie del agua, sino del resultado directo del incremento en la presión del vapor con la temperatura.

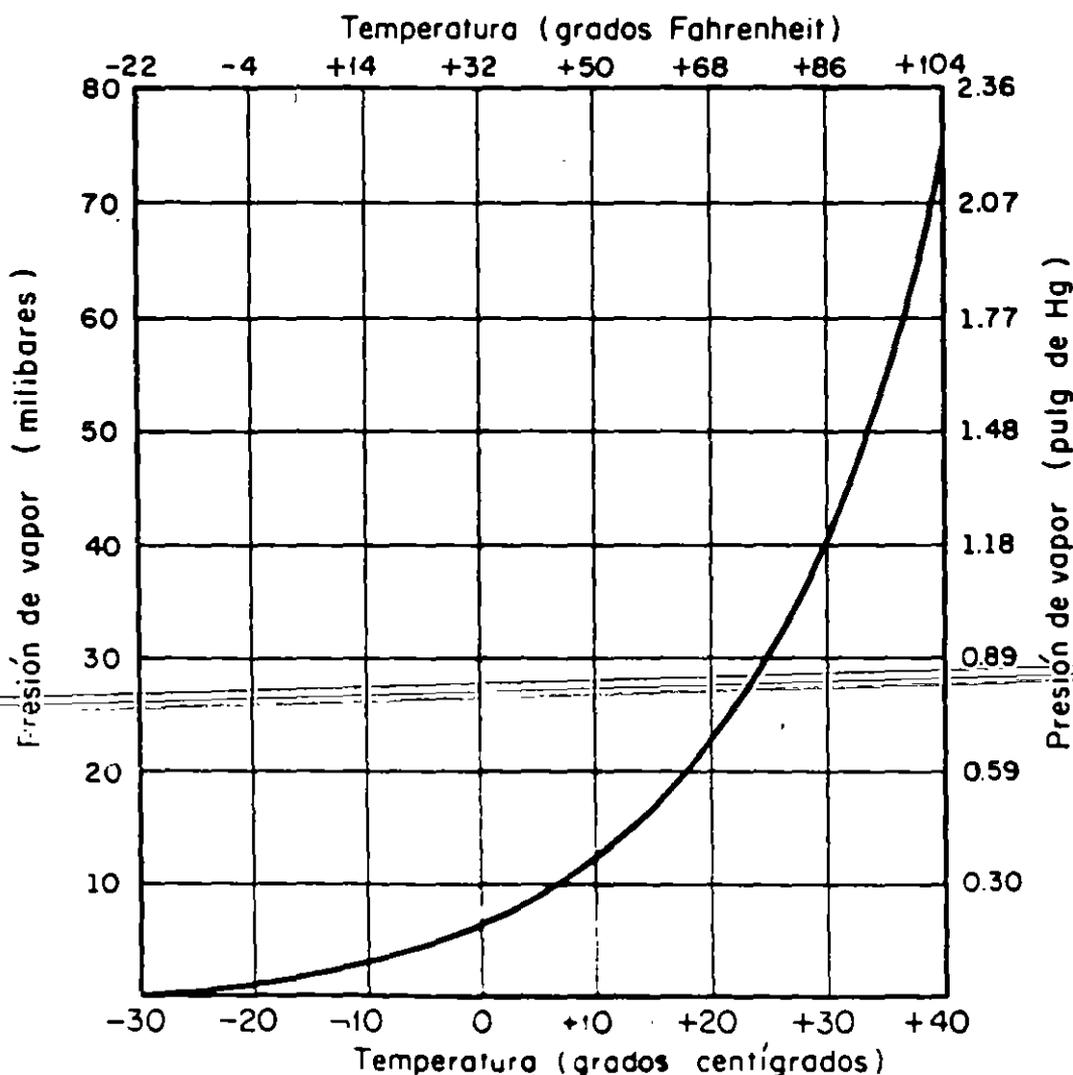


Fig 6.1 Relación entre la temperatura del aire y la presión de saturación

En la figura anterior se muestra la variación entre la temperatura del aire y la presión de saturación.

Viento

El viento es un elemento efectivo para remover las moléculas que se desprenden de la superficie del agua debido a la evaporación, lo que origina variaciones en las características de la masa de aire que se encuentra sobre esta. Puede, así, traer masas de aire caliente, lo cual origina un aumento de evaporación; si la masa de aire es frío, puede disminuir la evaporación e, inclusive, favorecer la condensación.

El efecto del viento sobre la evaporación es mayor en grandes masas de agua que en pequeñas. Esto se debe a que una vez que el viento desplaza el vapor de agua que se encuentra en el aire sobre la superficie del agua y se altera la evaporación, se requieren variaciones muy grandes de velocidad para que se altere apreciablemente la evaporación existente. En el caso de pequeños recipientes, un incremento pequeño en el viento puede ser suficiente para remover el vapor de agua que se está generando. En extensas áreas de agua, pueden requerirse velocidades grandes y movimientos turbulentos de aire para que se incremente la evaporación.

Presión atmosférica

La presión atmosférica está tan íntimamente relacionada con los otros factores que afectan la evaporación, que es prácticamente imposible estudiar los efectos de sus variaciones bajo condiciones naturales.

La evaporación puede disminuir con el incremento de altitud. El número de moléculas de aire por unidad de volumen aumenta con la presión. Consecuentemente, ante presiones altas hay más oportunidad de las moléculas

que escapan de la superficie libre del agua choquen con las del aire y retornen al líquido.

Calidad del agua

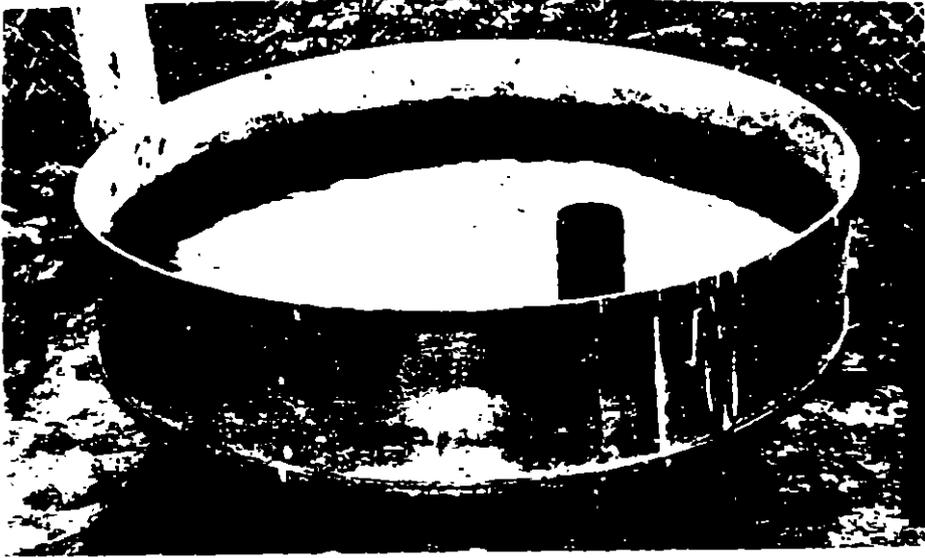
La cantidad de evaporación, menor en agua salada, disminuye conforme se incrementa el peso específico.

Medición de la evaporación

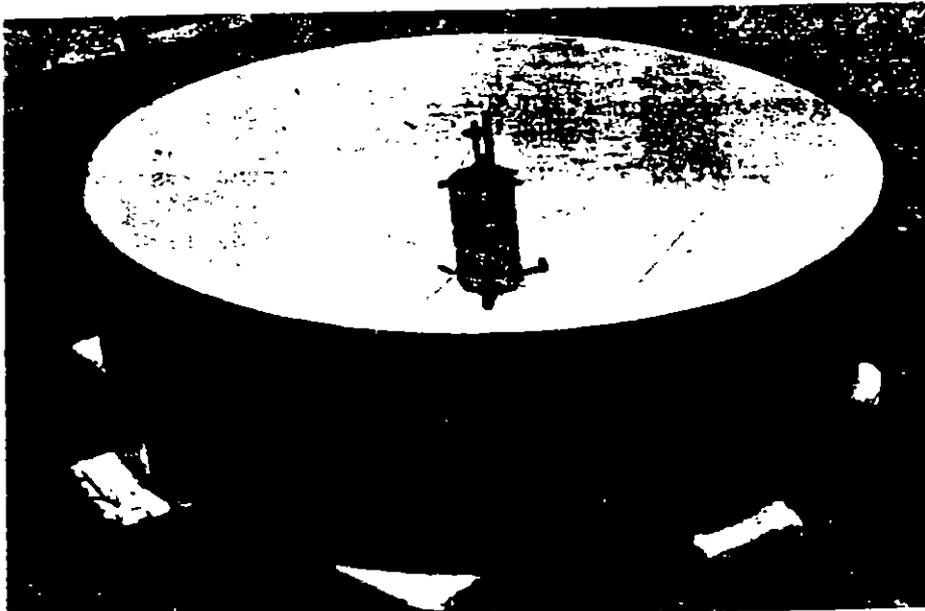
Como la evaporación es de gran importancia dentro del ciclo hidrológico, se han hecho grandes esfuerzos tendientes a establecer un método que permita medirla en forma directa. Obviamente, lo primero que se ocurre para determinar la evaporación en lagos y recipientes es usar la ecuación de equilibrio, y medir el gasto que entra y sale, la lluvia y el agua que se infiltra. Sin embargo, el agua que se infiltra no se puede valuar, y los errores al medir los otros factores pueden exceder a la evaporación. Por lo tanto, este procedimiento no se puede aplicar para valuar la evaporación.

La medición del grado de evaporación de una región se puede hacer en forma directa usando un evaporímetro. El evaporímetro más usual ~~consiste en un recipiente circular de lámina~~ abierto en su parte superior, de aproximadamente 1.20 m de diámetro y 0.26 m de alto (fig 6.2).

El recipiente se llena de agua hasta un nivel arbitrario y se mide la variación del nivel después de un cierto tiempo, usualmente un día. Para medir el nivel del agua se introduce dentro del recipiente un cilindro de reposo que contiene un tornillo con vernier. La diferencia de niveles proporciona un índice de evaporación en la región.



a) Vista general con el cilindro de reposo



b) Detalle del vernier dentro del cilindro de reposo y forma de colocarlo

Fig 6.2 Evaporímetro

Como la evaporación está relacionada con los cambios atmosféricos, además del evaporímetro se acostumbra instalar otros aparatos que permitan registrar distintos datos meteorológicos. Los elementos meteorológicos más importantes son el movimiento del aire, su temperatura y la de la superficie del agua, humedad atmosférica y precipitación (véase inciso 3.1.3).

El problema que plantean las mediciones de evaporación efectuadas con el evaporímetro es su extrapolación a la zona donde se quiere conocer esta componente. En el caso del almacenaje en una presa o un lago, el principal problema es la variación de la masa de agua almacenada con respecto a la contenida por el evaporímetro. Puede decirse que la evaporación registrada por un evaporímetro es mayor que la evaporación que puede sufrir una masa adyacente de agua. La relación de evaporaciones se conoce con el nombre de coeficiente del evaporímetro. Este coeficiente es variable y, usualmente, más alto en invierno que en verano; además, los coeficientes de evaporación mensual varían más que los de evaporación anual, pudiéndose considerar que los coeficientes medios oscilan entre 0.70 y 0.80.

Fórmulas de evaporación

Existe una gran diversidad de ecuaciones para valuar la evaporación, las cuales se pueden agrupar en

- a) ecuaciones empíricas obtenidas a partir de relaciones entre datos de evaporímetros y elementos climáticos
- b) ecuaciones basadas en consideraciones teóricas de cambios de energía.

Las ecuaciones del primer grupo se basan en la ley de Dalton, modificándola de acuerdo con los factores que afectan a la evaporación.

Las del segundo involucran hipótesis basadas en evidencias experimentales o coeficientes, los cuales se deben valorar empíricamente.

Ecuaciones empíricas

Como se vió al principio de este capítulo, la evaporación es proporcional a la diferencia entre la presión de vapor de agua, e_w , y la presión de vapor del aire, e_a , que se encuentra sobre la superficie del agua. Esto se puede expresar, según la fórmula de Dalton, como

$$E = k(e_w - e_a) \quad (6.1)$$

donde k es un coeficiente de proporcionalidad. Esta ecuación es válida cuando el agua y el aire están a la misma temperatura.

La ec 6.1 se ha usado como base de una gran variedad de expresiones. Así, para evaporaciones mensuales se puede usar la fórmula de Meyer, la cual se expresa en la forma

$$E = c(e_s - e_a) \left[1 + \frac{V_w}{16.09} \right] \quad (6.2)$$

donde

- c constante empírica que tiene un valor aproximado de 38 para evaporímetros y pequeños depósitos, y de 28 para grandes depósitos
- E evaporación mensual, en cm
- e_a presión de vapor del aire basada en la temperatura media mensual del aire y en la humedad relativa en la cercanía de los depósitos pequeños. Para depósitos grandes, los datos se deben recabar a 10 m sobre la superficie libre del agua. La presión de vapor se expresa en pulgadas de Hg

e_s presión de saturación del vapor correspondiente a la temperatura media mensual del aire si se trata de depósitos pequeños, y a la temperatura media mensual del agua, para depósitos grandes. Se expresa en pulgadas de Hg

V_w velocidad media mensual del viento registrada a 10 m sobre la superficie, en km/h

Para evaporaciones diarias, Horton propone la ecuación

$$E = 1.016 (\psi e_s - e_0) \quad (6.3)$$

donde

$$\psi = 2 - e^{-0.0128 V_w} \quad (6.4)$$

Las variables tienen el mismo significado que en la fórmula de Meyer (ec 6.2), solo que ahora se usan valores diarios en lugar de mensuales.

La ec 6.3 solo sirve para pequeños depósitos. Para grandes depósitos, el valor encontrado de E se multiplica por

$$(1-P) + P \frac{\psi - 1}{\psi - h} \quad (6.5)$$

donde

h humedad relativa

P fracción del tiempo durante el cual el viento es turbulento

ψ factor de viento, ec 6.4

Basándose en una correlación gráfica coaxial, Linsley, encontró, para valuar la evaporación en función de parámetros meteorológicos, una relación general de la forma

$$E = c(e_s - e_a)(b a V_w^n)$$

donde a , b , c y n son constantes a determinar basándose en los valores conocidos de los parámetros meteorológicos, que en este caso son e_a , e_s y V_w , y el valor de la evaporación E .

Ecuaciones basadas en cambios de energía

Siendo el movimiento vorticoso el principal mecanismo por el cual el vapor de agua es removido de la vecindad de la superficie sujeta a evaporación, existen numerosas expresiones para determinarla basándose en consideraciones de transporte de masa por cambios turbulentos. De estas expresiones, la ecuación de Thornthwaite-Holzman ha dado resultados satisfactorios. Suponiendo una condición atmosférica adiabática y una distribución logarítmica en la vertical de la velocidad del viento y de la humedad, esta ecuación puede expresarse como

$$E = \frac{210.43 (e_1 - e_2) (V_{w2} - V_{w1})}{(T - 459.4) \ln (h_2/h_1)^2} \quad (6.6)$$

donde

E	evaporación, en cm/h
e_1, e_2	presión de vapor, en la altura inferior h_1 y en la superior h_2 , respectivamente, sobre la superficie del agua, en pulgadas de Hg
T	temperatura media del aire entre h_1 y h_2 , en °F
V_{w1}, V_{w2}	velocidad del viento para h_1 y h_2 , respectivamente, en km/h

Otro enfoque para calcular la evaporación se conoce con el nombre del método del balance del calor, y aunque existen diversas expresiones, estas son difíciles de aplicar por los problemas que se presentan al tratar de valuar algunos de los parámetros que intervienen.

Transpiración

La transpiración es esencialmente igual a la evaporación, solo que la superficie, de la cual las moléculas de agua escapan, no es la del agua, sino principalmente la de las hojas de las plantas.

Los factores que afectan a la transpiración pueden ser fisiológicos o ambientales. Los factores fisiológicos más importantes son la densidad y comportamiento de las hojas, extensión y características de la cubierta protectora, estructura de la hoja y enfermedades de las plantas. Los principales factores ambientales son la temperatura, radiación solar, viento y humedad del suelo.

Como la pérdida de agua de la planta es gobernada por la diferencia de presión de vapor existente, puede decirse que este es el factor más importante de la transpiración. La diferencia de presión de vapor en el espacio comprendido entre las hojas y el aire exterior es una medida de la energía requerida para que el agua de las hojas se evapore.

Determinación de la transpiración

Ante la imposibilidad de medir la transpiración directamente en condiciones naturales, su determinación se limita a estudios de muestras en laboratorio, cuyos métodos se pueden dividir en dos clases, a) medición del agua transpirada y b) medición del cambio de peso debido a la pérdida de agua.

Medición del agua transpirada

Este método consiste en colocar una planta en un recipiente cerrado. La transpiración se determina a partir del cambio de humedad que se experimenta en el recipiente.

Sin embargo, a causa de la gran humedad desarrollada en el recipiente, este método no es muy satisfactorio. Una alternativa del método es aspirar el aire del recipiente cerrado por medio de tubos de absorción que contengan un agente secante, y medir la transpiración basándose en el incremento del peso de los tubos corregidos por humedad atmosférica. El empleo de estos métodos está limitado a cortos periodos de prueba sobre pequeñas plantas o porciones de las mismas.

Medición del cambio en peso debido a la pérdida de agua

Un método práctico para medir la transpiración es usando un fitómetro. Consiste en una gran vasija llena de tierra en la cual se colocan una o más plantas. La superficie del suelo se sella para evitar la evaporación, así que solo la humedad que escapa se debe a la transpiración, y se determina por la pérdida de peso de planta y vasija. Si en el fitómetro se sustituye la tierra por agua, este recibe el nombre de potómetro y se utiliza para plantas de raíces poco profundas.

Los resultados de estos métodos para valuar la transpiración son buenos si las condiciones de las pruebas son comparables a la naturaleza sujeta a investigación. Desgraciadamente, la transpiración depende de muchas variables, por lo que una determinación precisa de esta no puede obtenerse fácilmente, y en caso de asignar un cierto valor a determinado cultivo este es generalmente de tipo cualitativo y no cuantitativo.

Debido a lo anterior, se acostumbra, generalmente, considerar a la transpiración combinada con la evaporación, y valuar lo que se llama la evapotranspiración. La evapotranspiración también recibe el nombre de uso consuntivo.

Métodos para valuar la evapotranspiración

Aun cuando se cuenta con bastantes métodos para estimar la evapotranspiración, ninguno se considera como general. Sin embargo, estos se pueden agrupar en tres categorías: aproximaciones teóricas basadas en la física del proceso de evapotranspiración, aproximaciones analíticas basadas en el balance de energía o cantidades de agua, y aproximaciones empíricas basadas en la relación regional entre la evapotranspiración medida y las condiciones climáticas. A continuación se describen los métodos más usuales.

Muestreo de la humedad del suelo

Este método es adecuado para valuar la evapotranspiración en campos de riego donde el suelo es uniforme y el nivel freático no influye en las fluctuaciones de humedad dentro de la zona de las raíces.

Para aplicar este método es necesario tomar muestras del suelo antes y después de cada riego, y determinar su contenido de humedad mediante pruebas estándar de laboratorio.

La evapotranspiración se calcula como

$$D = \frac{PVd}{100} \quad (6.7)$$

donde

- D evapotranspiración, en cm
- d espesor del suelo, en cm
- P porcentaje de humedad del suelo, en peso
- V peso específico relativo del suelo

Esta ecuación se emplea generalmente por unidad de área, y se puede aplicar a diferentes intervalos de tiempo de acuerdo con los meses

treos efectuados, siendo posible llevar en una gráfica una relación de pérdidas por evapotranspiración respecto al tiempo.

Mediciones con lisímetros

Este método se utiliza para valuar la evapotranspiración de cosechas individuales o vegetación natural observando su desarrollo en tanques o lisímetros, y midiendo la pérdida de agua necesaria para mantener el desarrollo en forma satisfactoria. Los tanques son generalmente de 60 a 100 cm de diámetro y con altura de 200 cm. Si las condiciones en el tanque son similares a las del campo, los resultados son aceptables.

Mediciones del agua circulante

Este método involucra la aplicación del principio del balance de agua en grandes áreas de tierra que pueden ser mayores de $1\ 500\text{ km}^2$

Para aplicar este criterio debe medirse la cantidad de agua que se utiliza para regar un área de tierra en determinado intervalo de tiempo. La diferencia entre esas dos cantidades y la cantidad de agua sobrante del área, ajustada por el cambio sufrido por el almacenaje de agua subterránea durante el mismo periodo, será una medida de las pérdidas sufridas por evapotranspiración. En general, se supone invariante el agua subterránea durante el periodo en estudio.

La exactitud de este método depende de la precisión que se tenga para determinar la cantidad de agua que circula.

6.8 Ecuaciones de evapotranspiración

La falta de datos básicos y las dificultades que se presentan al querer hacer mediciones en el campo, y al tratar de aplicar los métodos vistos en el inciso anterior han ocasionado grandes esfuerzos para

desarrollar ecuaciones de evapotranspiración. Dichas ecuaciones relacionan la evapotranspiración con algunos datos climatológicos de fácil obtención.

A continuación se mencionan las ecuaciones más importantes para valuar la evapotranspiración.

Ecuación de Lowry-Johnson

Considera una relación lineal entre el calor efectivo y la evapotranspiración. El calor efectivo se define como los grados acumulados, de temperaturas diarias máximas sobre 32 °F durante la estación de crecimiento del cultivo.

Esta ecuación permite conocer el uso consuntivo o evapotranspiración de tierras agrícolas sobre una base anual, y se expresa como

$$U = 0.0048 H + 24 \quad (6.8)$$

donde

U evapotranspiración anual, en cm

H calor efectivo

Ecuación de Blaney-Criddle

Esta ecuación se expresa como

$$U = 2.54 k \sum_1^n p t \quad (6.9)$$

donde

U evapotranspiración en m meses, en cm

k coeficiente de uso consuntivo, tabla 6.1

p porcentaje en función de la latitud y época del año, tabla 6.2

t temperatura media mensual, en °F

Tabla 6.1 Coeficientes de uso consuntivo

C u l t i v o	Periodo de crecimiento	K
alfalfa	entre heladas	0.80 - 0.85
algodón	7 meses	0.65 - 0.75
arroz	3 - 5 meses	1.00 - 1.20
cereales	3 meses	0.75 - 0.85
cítricas	7 meses	0.50 - 0.65
frijol	3 meses	0.60 - 0.70
lino	7 - 8 meses	0.80
maíz	4 meses	0.75 - 0.85
nuez	entre heladas	0.70
papa	3½ meses	0.65 - 0.75
pastos	entre heladas	0.75
remolacha	6 meses	0.65 - 0.75
sorgo	4 - 5 meses	0.70
tomate	4 meses	0.70
vegetales	3 meses	0.60

Tabla 6.2 Valores de 100 p en la ecuación de Blaney -Criddle (valor anual de p = 1.00)

Latitud, en grados	m e s e s											
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Norte												
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.39	12.31	10.70	8.57	6.98	5.04	4.22
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.99	10.00	8.46	7.45	6.10	5.65
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.54	8.39	7.75	6.72	6.52
35	7.05	6.88	8.35	8.83	9.76	9.77	9.39	9.37	8.36	7.87	6.97	6.86
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.15
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.42
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.66
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.83	8.28	8.26	7.75	7.88
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
Sur												
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.49

EVAPOTRANSPIRACIÓN O USO CONSUNTIVO

El conocimiento de la evaporación o uso consuntivo es un factor determinante en el diseño de sistemas de riego, incluyendo las obras de almacenamiento, conducción, distribución y drenaje. Especialmente, el volumen útil de una presa para abastecer a una zona de riego depende en gran medida del uso consuntivo.

En México se usan fundamentalmente dos métodos para el cálculo del uso consuntivo: el de Thornthwaite y el de Blaney-Criddle (referencia 4.4). El primero, por tomar en cuenta sólo la temperatura media mensual, arroja resultados estimativos que pueden usarse únicamente en estudios preliminares o de gran visión, mientras que el segundo es aplicable a casos más específicos. A continuación se presentan ambos métodos.

Método de Thornthwaite

Este método, desarrollado en 1944 (referencia 4.5), calcula el uso consuntivo mensual como una función de las temperaturas medias mensuales mediante la fórmula:

$$U_j = 1.6 K_u \left(\frac{-10T_j}{I} \right)^a \quad (4.6)$$

donde

U_j = uso consuntivo en el mes j , en cm.

T_j = temperatura media en el mes j , en °C.

a, I = constantes.

K_u = constante que depende de la latitud y el mes del año (tabla 4.3).

Las constantes I (índice de eficiencia de temperatura) y a se calculan de la siguiente manera:

$$I = \sum_{j=1}^{12} i_j \quad (4.7)$$

donde

$$i_j = \left(\frac{T_j}{5} \right)^{1.514} \quad (4.8)$$

j = número de mes

Tabla 4.3 Valores de K_u

Latitud, grados	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.01
10	1.00	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
20	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	0.93	0.91
30	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
35	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
40	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
45	0.80	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
50	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.70

$$a = 675 \times 10^{-9} I^3 - 771 \times 10^{-7} I^2 + 179 \times 10^{-4} I + 0.492 \quad (4.9)$$

Método de Blaney-Criddle

En este método se toma en cuenta, además de la temperatura y las horas de sol diarias, el tipo de cultivo, la duración de su ciclo vegetativo, la temporada de siembra y la zona.

El ciclo vegetativo de un cultivo es el tiempo que transcurre entre la siembra y la cosecha y, por supuesto, varía de cultivo a cultivo. En la tabla 4.4 se presentan los ciclos vegetativos de algunos cultivos comunes en México.

Si se desea estimar la evaporación durante un ciclo vegetativo completo, se puede emplear la fórmula:

$$E_t = K_g F \quad (4.10)$$

donde

E_t = evaporación durante el ciclo vegetativo, cm.

F = factor de temperatura y luminosidad.

K_g = coeficiente global de desarrollo.

El coeficiente global de desarrollo K_g varía entre 0.5 y 1.2. En la tabla 4.4 se muestran algunos de los valores de K_g para diversos cultivos. El factor de temperatura y luminosidad F se calcula como:

$$F = \sum_{j=1}^n f_j \quad (4.11)$$

Cultivo	Ciclo vegetativo	Coefficiente global Kg
Aguacate	Perenne	0.50 - 0.55
Ajonjolí	3 a 4 meses	0.80
Alliaria	Entre heladas	0.80 - 0.85
	En invierno	0.60
Algodón	6 ó 7 meses	0.60 - 0.65
Arroz	3 a 5 meses	1.00 - 1.20
Cacahuate	5 meses	0.60 - 0.65
Cacao	Perenne	0.75 - 0.80
Calé	Perenne	0.75 - 0.80
Camote	5 a 6 meses	0.60
Caña de azúcar	Perenne	0.75 - 0.90
Cartamo	5 a 8 meses	0.55 - 0.65
Cereales de grano pequeño (alpiste, avena, cebada, centeno, trigo)	3 a 6 meses	0.75 - 0.85
Citricos	7 a 8 meses	0.50 - 0.65
Chile	3 a 4 meses	0.60
Espárrago	6 a 7 meses	0.60
Fresa	Perenne	0.45 - 0.60
Frijol	3 a 4 meses	0.60 - 0.70
Frutales de hueso y pepita (pera, cañahuate)	Entre heladas	0.60 - 0.70
Guarano	4 a 5 meses	0.60 - 0.70
Guarand	4 meses	0.50 - 0.65
Guajava	3 a 4 meses	0.60
Haba	1 a 5 meses	0.60 - 0.70
Hortalizas	2 a 4 meses	0.60
Jacote	4 meses	0.70
Lechuga y col	3 meses	0.70
Lenteja	4 meses	0.60 - 0.70
Maíz	4 meses	0.60 - 0.70
Maíz	4 a 7 meses	0.75 - 0.85
Mango	Perenne	0.75 - 0.80
Melón	3 a 4 meses	0.60
Nogal	Entre heladas	0.70
Papa	3 a 5 meses	0.65 - 0.75
Palma datilera	Perenne	0.65 - 0.80
Palma cocotera	Perenne	0.80 - 0.90
Papaya	Perenne	0.60 - 0.80
Platano	Perenne	0.80 - 1.00
Pastos de gramíneas	Perenne	0.75
Remolacha	6 meses	0.65 - 0.75
Sacha	3 a 4 meses	0.60
Sajo	3 a 5 meses	0.70
Soya	3 a 5 meses	0.60 - 0.70
Tabaño	4 a 5 meses	0.70 - 0.80
Tomate	4 a 5 meses	0.70 - 0.80
Tubérculos	Perenne	0.80 - 0.85
Zanahoria	2 a 4 meses	0.60

donde n = número de meses que dura el ciclo vegetativo.

$$J_i = P_i \left(\frac{T_i + 17.8}{21.8} \right) \quad (4.12)$$

P_i = porcentaje de horas de sol del mes i con respecto al año (véase tabla 4.5)

T_i = temperatura media del mes i en °C

Cuando la zona en cuestión es arida, los valores de J_i (ecuación 4.12) se multiplican por un factor de corrección K_n que se calcula como (referencia 4.4)

$$K_n = 0.03114 T_i + 0.2396 \quad (4.13)$$

Cuando se desea determinar valores de la evapotranspiración en periodos más cortos que un ciclo vegetativo, por ejemplo, de un mes, se usa la fórmula:

$$I_n = K_c J_i \quad (4.14)$$

donde I_n es la evapotranspiración durante el periodo i ; J_i se calcula con la fórmula 4.12 con P_i y T_i correspondientes al periodo considerado y K_c es un coeficiente de desarrollo parcial. K_c se puede determinar mediante parcelas experimentales instaladas en el sitio de interés, o bien usando los valores medios mostrados en la figura 4.4

Extracciones de un almacenamiento para riego

Los valores de la evapotranspiración que se calculan con los métodos vistos anteriormente representan la cantidad de agua que requieren las plantas para un desarrollo normal. Esta cantidad es diferente de la que se debe extraer de un almacenamiento como una presa, debido a que, por una parte, la precipitación sobre la zona de riego disminuye el volumen de extracción necesario y, por otra, las pérdidas por evaporación e infiltración en las conducciones y los desperdicios lo aumentan. El volumen D_i que es necesario extraer del almacenamiento durante el periodo i será entonces

$$D_i = E_n A_i - h_{p_i} A_i + h_{i,n} A_{i,n} + W_i \quad (4.15)$$

donde

A_i = área de riego

Tabla 4.5

Porciento de horas de sol mensual

LATITUD NORTE	ENE.	FEB.	MAR	ABR.	MAY.	JUN.	JUL	AGO	SEP	OCT.	NOV.	DIC.
0"	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.32	7.57	8.47	8.29	8.65	8.41	8.67	8.60	8.23	8.42	8.07	8.30
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.83	8.28	8.20	7.75	7.88
16	7.93	7.35	8.44	8.46	9.07	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.22	7.69	7.80
18	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	9.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.66
21	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22	7.66	7.21	8.40	8.56	9.22	9.09	9.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23	7.62	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.46
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.42
26	7.49	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.10	8.31	8.06	7.36	7.31
27	7.43	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	7.27	7.27
29	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.32	8.00	7.24	7.20
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.15
31	7.25	7.00	8.36	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.09
32	7.20	6.97	8.37	8.76	9.62	9.59	9.77	9.27	8.34	7.95	7.11	7.05
33	7.15	6.94	8.36	8.78	9.68	9.65	9.82	9.31	8.35	7.94	7.07	6.98
34	7.10	6.91	8.36	8.80	9.72	9.70	9.88	9.33	8.36	7.90	7.02	6.92
35	7.05	6.88	8.35	8.83	9.77	9.76	9.94	9.37	8.37	7.88	6.97	6.85

Evaporación y transpiración

36	6.99	6.85	8.35	8.85	9.82	9.82	9.09	9.40	8.37	7.85	6.92	6.79
38	6.87	6.79	8.34	8.90	9.92	9.95	10.10	9.47	8.38	7.80	6.82	6.66
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.54	8.39	7.75	6.72	6.52
42	6.63	6.65	8.31	9.00	10.14	10.22	10.35	9.62	8.40	7.69	6.62	6.37
44	6.49	6.58	8.30	9.06	10.26	10.38	10.49	9.70	8.41	7.63	6.49	6.21
46	6.34	6.50	8.29	9.12	10.39	10.54	10.64	9.79	8.42	7.57	6.36	6.04
48	6.17	6.41	8.27	9.18	10.53	10.71	10.80	9.89	8.44	7.51	6.23	5.86
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.90	10.00	8.46	7.45	6.10	5.65
52	5.77	6.19	8.21	9.29	10.85	11.13	11.20	10.12	8.49	7.39	5.93	5.43
54	5.55	6.08	8.18	9.36	11.03	11.38	11.43	10.26	8.51	7.30	5.74	5.18
56	5.30	5.95	8.15	9.45	11.22	11.67	11.69	10.40	8.52	7.21	5.54	4.89
58	5.01	5.81	8.12	9.55	11.46	12.00	11.98	10.55	8.51	7.10	4.31	4.56
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.35	12.31	10.70	8.51	6.98	5.04	4.22

Evaporación y transpiración

LATITUD SUR

0"	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.68	7.76	8.51	8.15	8.34	8.05	8.33	8.38	8.19	8.56	8.37	8.68
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
15	9.05	7.98	8.55	8.02	8.02	7.65	7.95	8.15	8.15	8.68	8.70	9.10
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
25	9.46	8.21	8.60	7.94	7.66	7.20	7.54	7.90	8.11	8.86	9.04	9.58
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
32	9.81	8.39	8.63	7.69	7.36	6.85	7.21	7.70	8.06	9.01	9.33	9.96
34	9.92	8.45	8.64	7.64	7.27	6.74	7.10	7.63	8.05	9.06	9.42	10.08
36	10.03	8.51	8.65	7.59	7.18	6.62	6.99	7.56	8.04	9.11	9.51	10.21
38	10.15	8.57	8.66	7.54	7.08	6.50	6.87	7.49	8.03	9.16	9.61	10.34
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.47
42	10.40	8.70	8.68	7.44	6.85	6.23	6.64	7.33	8.01	9.26	9.82	10.60
44	10.54	8.78	8.69	7.38	6.73	6.08	6.51	7.25	7.99	9.31	9.94	10.73
46	10.69	8.86	8.70	7.32	6.61	5.92	6.37	7.16	7.96	9.37	10.07	10.87

Evaporación y transpiración

Evapotranspiración o uso consuntivo

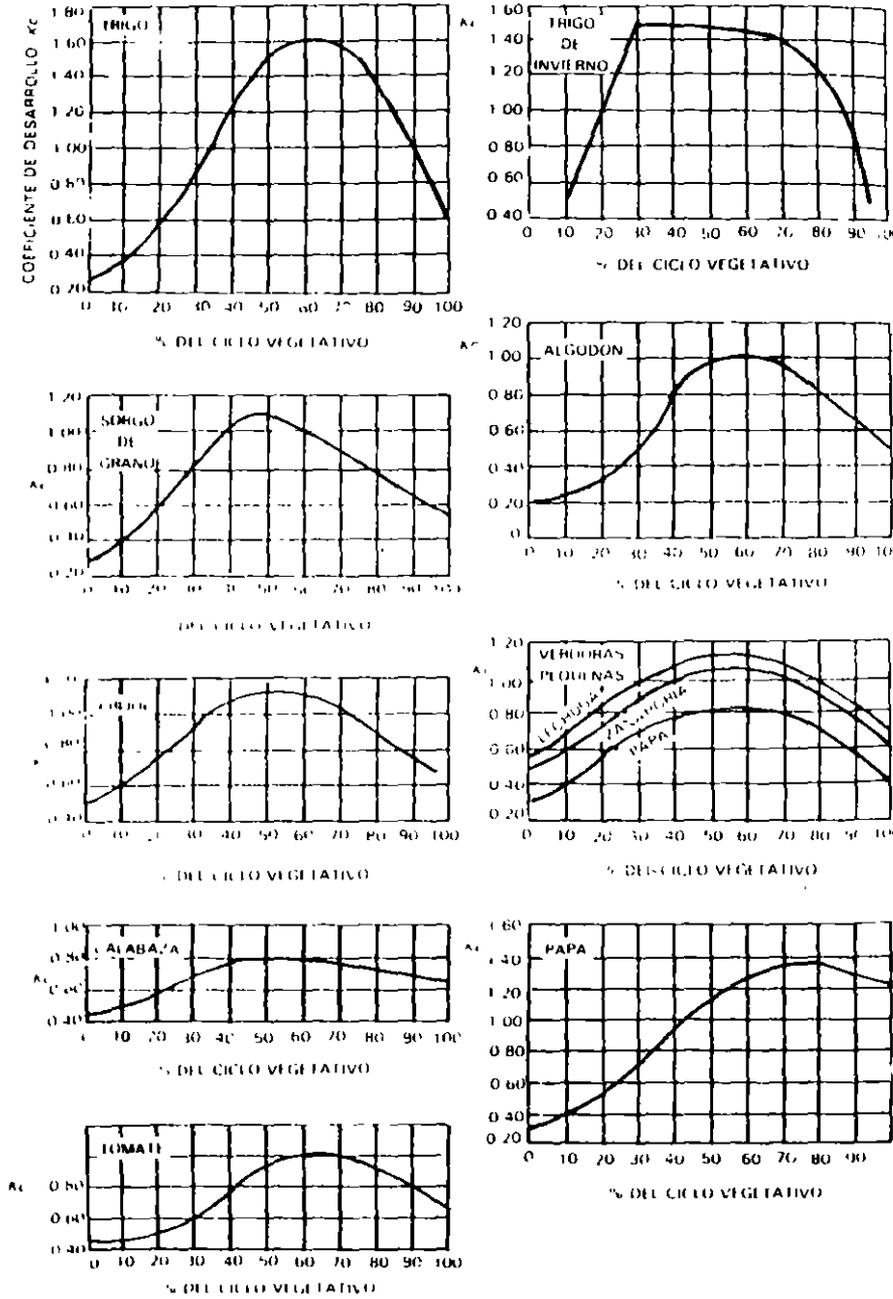


Figura 4.4a Gráficas de coeficientes de desarrollo parcial

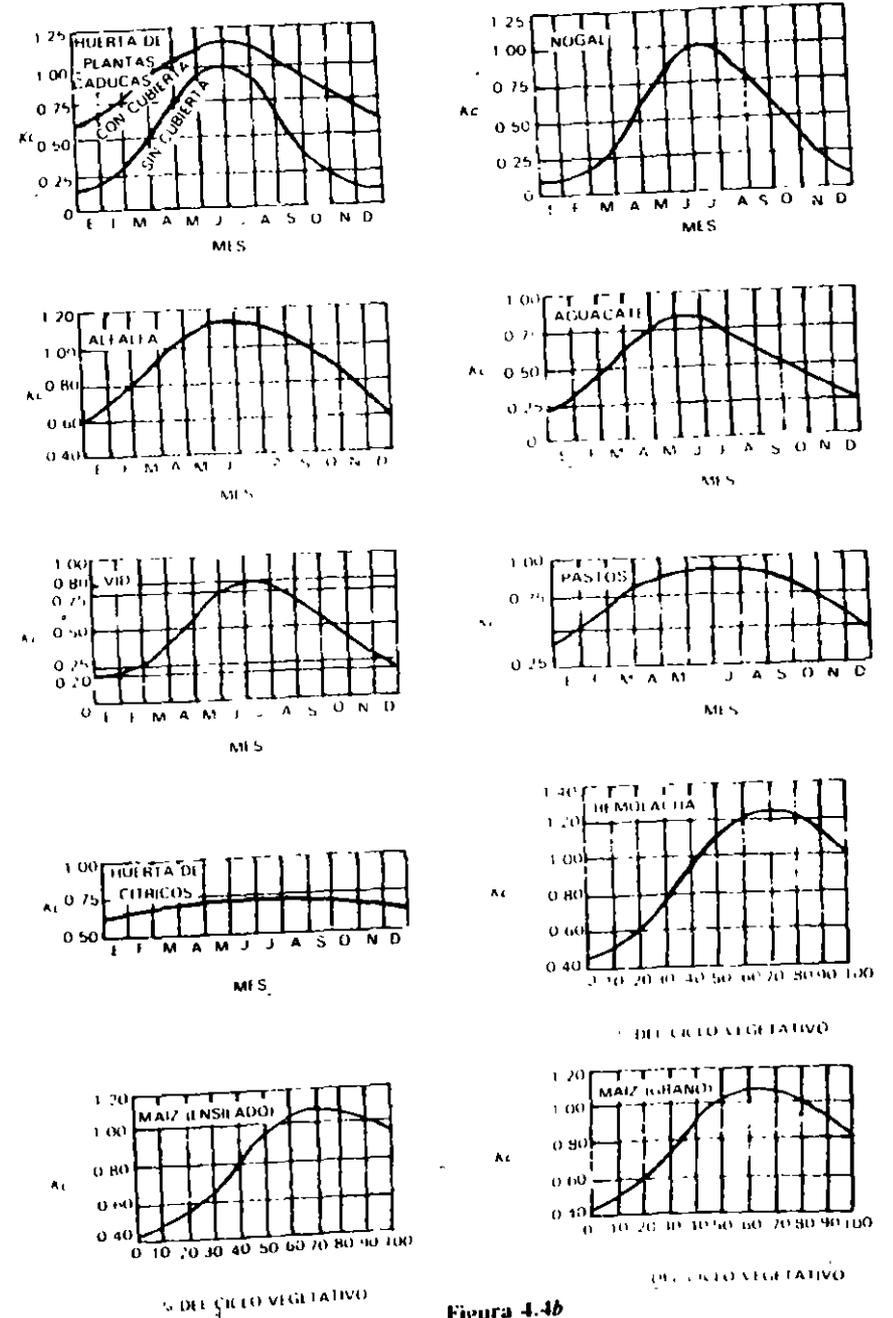


Figura 4.4b

- h_p = altura de precipitación media en la zona de riego en el periodo t
 $A_{c,i}$ = área superficial de las conducciones (presas derivadoras, canales, tanques de almacenamiento temporal, etc.).
 W_i = volumen de desperdicio.
 $h_{e,i}$ = altura de evaporación media en la zona de riego en el periodo t .

Al factor:

$$\eta = 100 \frac{(E_p - h_p)}{D_i} A_{c,i} \text{ en \%} \quad (4.16)$$

se le llama *eficiencia* del sistema. Es deseable, obviamente, tener eficiencias altas, pues así los almacenamientos necesarios resultan de poca magnitud. Sin embargo, en México y otros países η es menor al 70%, llegando en ocasiones a tomar valores tan bajos como del 30%.

Ejemplo 4.2. Determinar las extracciones mensuales que es necesario hacer de una presa para regar un área de 20 000 ha, sembrada de algodón en la región lagunera (zona árida) en la latitud 25° 30' N.

La fecha de siembra es el 1o de abril. Las temperaturas, alturas de precipitación y alturas de evaporación media mensuales en la zona son las mostradas en la tabla 4.6. El área de las conducciones es de 100 000 m² y se estima que el desperdicio medio mensual es de 2 000 000 m³. Usar: a) el método de Thornthwaite, y b) el método de Blaney-Criddle.

Tabla 4.6

mex	T, °C	hp, cm	hev, cm
ene	13.0	0.0	68.0
feb	15.8	0.0	73.2
mar	18.4	0.0	75.4
abr	22.6	0.0	85.2
may	25.4	6.0	91.5
jun	27.0	8.0	82.3
jul	26.7	10.0	85.2
ago	26.1	7.0	80.1
sep	24.2	0.0	75.9
oct	21.0	0.0	70.0
nov	16.2	0.0	65.1
dic	12.6	0.0	67.3

Solución

Se tomarán 6 meses como ciclo vegetativo del algodón (tabla 4 -

a) Si se usa el método de Thornthwaite (apartado 4.2.1) se toma una tabla de cálculo como la 4.7.

Tabla 4.7

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
mes, J	t_i	U_i	$V_{i,b}$ 10 ⁶ m ³ bruto	$V_{i,n}$ 10 ⁶ m ³ neto	D 10 ⁶ m ³
1	4.25				
2	5.71				
3	7.19				
4	9.81	9.92	19.84	19.91	21.91
5	11.71	14.12	28.24	16.31	18.31
6	12.85	16.06	32.12	16.19	18.19
7	12.63	16.06	32.12	12.31	14.21
8	12.21	14.65	29.30	15.38	17.38
9	10.89	11.19	22.38	22.47	24.47
10	8.78				
11	5.93				
12	4.05				
			$I = \Sigma = 106.01$		

En la tabla 4.7, t_i se calculó de acuerdo con la ecuación 4.8; con la ecuación 4.7, I resulta ser de 106.01 y, por tanto, a es (ecuación 4.9)

$$a = 675 \times 10^{-9} (106.01)^3 - 771 \times 10^{-7} (106.01)^2 + 179 \times 10^{-4} (106.01) + 0.492$$

$$\therefore a = 2.327$$

Con este valor de a y el de I se tiene, de la ecuación 4.6, que la evapotranspiración mensual es

$$U_j = 1.6 K_u \left(\frac{10T_j}{106.01} \right)^{2.327}$$

Con esta expresión se calcularon los valores de la columna 3 de la tabla 4.7

El volumen bruto de evapotranspiración (columna 4 de la tabla 4.7) se calculó multiplicando el uso consuntivo mensual por el área de riego. En la columna 5 de la misma tabla se ha anotado el volumen bruto menos el de precipitación más el de evaporación en las conducciones (tabla 4.6)

Finalmente, en la columna 6 se encuentran los volúmenes mensuales que se deben extraer de la presa, que son los obtenidos en la columna 5 más $2 \times 10^6 \text{ m}^3$ mensuales de desperdicios.

b) Usando el método de Blaney-Criddle (apartado 4.2.2) se forma una tabla de cálculo como la 4.8

Tabla 4.8

1	2	3	4	5	6	7	8
mes	i	P _i	K _u	t _i	K _u	E _u cm	D 10 ⁶ m ³
a	1	8.63	0.943	10.07	0.25	3.77	9.63
m	2	9.35	1.031	19.10	0.60	8.60	4.69
j	3	9.26	1.080	20.56	0.95	19.53	13.61
j	4	9.47	1.071	20.70	1.00	20.70	12.79
a	5	9.09	1.052	19.26	0.75	14.45	9.53
v	6	8.31	0.993	15.90	0.45	7.15	9.23

En la columna 3 de la tabla 4.8 se anotaron los porcentajes de horas de sol mensuales con respecto al año, extraídos de la tabla 4.5. Los valores del factor de corrección K_u, obtenidos de la ecuación 4.13 por tratarse de una zona arida, se muestran en la columna 4. En la columna 5 están los valores de los factores de temperatura y luminosidad mensuales (ecuación 4.12) y en la columna 6 se encuentran los coeficientes de desarrollo mensual tomados de la figura 4.4. En la columna 7 están las evapotranspiraciones mensuales calculadas según la ecuación 4.14 y, finalmente, en la columna 8 se muestran las extracciones necesarias de la presa, calculadas con la ecuación 4.15.

Notese que entre los resultados de los dos métodos puede haber ciertas diferencias. Por ello, se recomienda usar el de Blaney-Criddle siempre que sea posible.

BIBLIOGRAFÍA

- 1 Meyer, A.F. *Computing run-off from rainfall and other physical data*, Trans. Am. Soc. Civil Engs., V. 79, pp. 1056-1155, 1915
- 2 Penman, H.L. *Natural evaporation from open water, bare soil and grass*, P.R.S (Londres) A, Vol. 193, p. 120, Apr. 1948
- 3 Wilson, E.M. *Engineering Hydrology*, McMillan Press, London, 1974.
- 4 Secretaría de Recursos Hidráulicos. "Proyecto de zonas de riego", México, 1972.
- 5 Thornthwaite, C.W., et al. *Report of the Comitee on transpiration and evaporation, 1943-44*, Trans. Am. Geoph. Union, V. 25 part V, pp. 683-693



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO II: HIDROLOGIA

AVENIDA DE DISEÑO

Presentado por : **ING. M. JIMENEZ**
1996

RELACION PRECIPITACIÓN-ESCURRIMIENTO

Para conocer el gasto de diseño de operación de las obras hidráulicas se requiere de datos de escurrimiento en el lugar donde ellas esten localizadas.

En ocasiones no se cuenta con esta información o bien por cambios en las condiciones de drenaje de la cuenca como es, por ejemplo, la desforestación, la urbanización, etc., pueden hacer que los datos de gasto recabados antes de estos cambios no sean útiles. Por otra parte debido a que es más complicado obtener en campo los datos para los gastos de las corrientes que los de precipitación, se cuenta con mayor cantidad de información de esta última. Por estas razones se han propuesto procedimientos para determinar escurrimientos a partir de la precipitación que los origina. A estos procedimientos se les conoce como modelos de precipitación-escurrimiento. Para su estudio se les puede clasificar de acuerdo con la información que requieren para su aplicación de la manera siguiente

.Empíricos

Son de dos tipos, en uno se necesita para su aplicación únicamente de las características fisiográficas de la cuenca donde está la corriente de interés y en el otro además de las características se usan datos de precipitación.

.Hidrograma unitario

Se debe contar por lo menos con un registro simultáneo de la precipitación y del escurrimiento que ésta produjo.

.Simulación del escurrimiento de la cuenca

Se necesita conocer las características detalladas de la cuenca y de datos hidrológicos simultáneos en toda ella. Para usarlos se requiere de gran cantidad de información y de modelos matemáticos complicados para la simulación. Este tipo de métodos no se describen en este capítulo porque están fuera del alcance de este manual.

Métodos empíricos

A partir de relaciones de precipitación-escurrimiento conocidas en algunas cuencas se han propuesto ecuaciones que hacen intervenir algunas de las características fisiográficas de la cuenca, así como información sobre el uso de la tierra, condiciones del suelo, pendiente del terreno, longitud o pendiente del cauce principal y la intensidad o altura de precipitación total que provocó el gasto máximo. Estos

métodos sólo proporcionan el gasto pico.

3.1.1 Método de envolventes

Uno de los métodos más conocidos es el que desarrolló Creager quien asoció los gastos más grandes observados en el mundo respecto al área de la cuenca donde se presentaron, ver fig .19 . Al trazar una línea que envuelve a todos los gastos máximos se obtuvo una curva cuya ecuación está dada por

$$Q_p = 1.303C(0.386A_c)^\alpha \quad (.89)$$

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

donde

- Q_p gasto máximo, en m^3/s
- A_c área de la cuenca, en km^2
- C constante

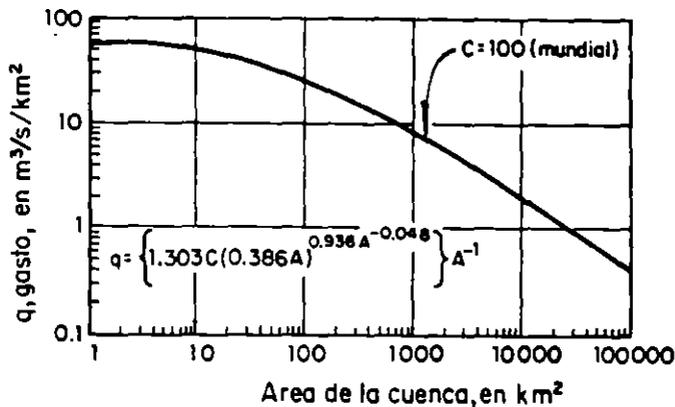


Fig .19 Envolvente mundial de Creager

Los valores de la constante C son conocidos como valores de la envolvente. El valor mundial de C es igual a 100. La SARH ha evaluado este coeficiente para cada una de las regiones hidrológicas en que está dividida la República Mexicana, ver fig .20, y los valores de C para cada una de ellos están indicados en la tabla .15.

3.1.2 Fórmula racional

Casi todos los métodos empíricos se derivan del método racional, el cual aparece citado en la literatura americana en 1889 por Kuichling pero otros autores dicen que los principios básicos de este método están explícitos en el trabajo desarrollado por Mulvaney en Irlanda en 1851. Se expresa con la ecuación

$$Q_p = 0.278 C i A_c \quad (.90)$$

donde

- Q_p gasto pico, en m^3/s
 C coeficiente de escurrimiento, adimensional
 i intensidad de lluvia para una duración que es igual generalmente, al tiempo de concentración, en mm/h
 A_c área de la cuenca, en km^2

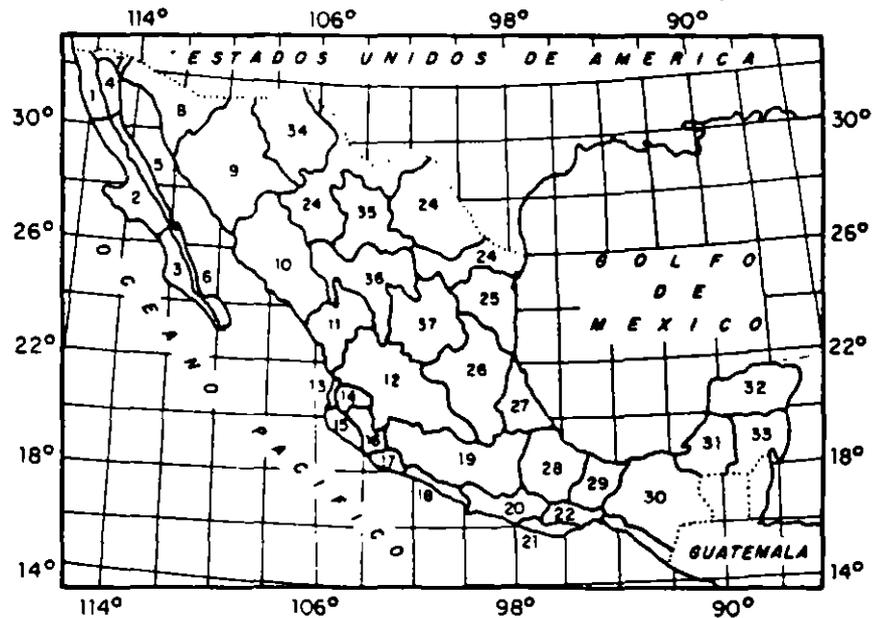


Fig .20 Regiones hidrológicas de la República Mexicana

El valor del coeficiente de escurrimiento (ver inciso 3.3.5) depende del tipo de área de drenaje, el uso del suelo, etc, y se puede obtener con ayuda de la tabla .9.

La intensidad de lluvia se determina de las curvas intensidad -duración -periodo de retorno (ver 3.3.3). La selección del valor de i se fundamenta en la estimación de la frecuencia de ocurrencia de ella y de la duración.

Una de las hipótesis básicas de este método es que la tormenta tiene una duración suficientemente grande para permitir que cualquier gota de agua llegue hasta la salida de la misma. La mínima duración para la intensidad de lluvia seleccionada será igual al tiempo de concentración, t_c (ver 3.3.4).

TABLA .15 Valores de la envolvente de gastos máximos.

Región Hidrológica	Estación	Corriente	C
1	Cerca de Nestor California	Río Tijuana	2.947
3	El Ojo de Agua	Río Purísima	1.163
8	Pitiquito I	Río la Asunción	5.000
	Santa Teresa	Río Altar	12.000
9	El Agulla	Río Yaqui	16.000
	El Orégano	Río Sonora	6.000
	Punto de Agua	Río Mátape	5.000
	Tres Hermanas	Río Mayo	33.000
10	Huites	Río Fuerte	58.000
	Bodiraguato	Río Bodiraguato	59.000
11	Baluarté	Río Baluarté	99.085
	Acaponeta	Río Acaponeta	110.000
12	Los Fresnos 39	Río Andamácuaro	14.000
	Peñuelitos 20	Río de la Erre	14.000
	Yago	Río Santiago	19.000
	Paso de Analco	Río Santiago	13.000
	La Cuña	Río Verde	6.000
	La Boquilla	Río Huicicila	5.000
	El Calmán	Río Bolaños	5.000
	Huayanamota II	Río Huayanamota	11.000
	Tarandacuao	Arroyo Tarandacuao	10.320
13	Jumatán	Río Ingenio	3.000
	El Refillón	Río Huicicila	5.000
	Paso de Arocha	Río Huicicila	27.000
14	Puente Ameca	Río Ameca	1.000
	La Vega	Río Ameca	1.000
	Pijinto	Río Ameca	7.000
	Las Gaviotas	Río Ameca	9.000
	Puentes FFCC	Río Ahualulco	3.000
	El Salitre	Río Cocula	1.000
	San Martín Hidalgo	Río San Martín	5.000
	Corrinchis	Río Mascota	7.000
	La Desembocadura	Río Mascota	9.000
18	A-9 El Molino	Río Ixtlahuaca	23.600
19	Tecpan	Río Tecpan	46.000
20	El Salitre	Río Omitlán	64.000
22	Ostuta	Río Ostuta	49.000
23	Suchiate	Río Suchiate	53.000
24	Oriente Cerca del río	Arroyo Pinto	91.800
	Sabinas	Río Sabinas	12.500
24	Poniente El cuchillo	Río San Juan	37.830

TABLA .15 Valores de la envolvente de gastos máximos (continuación)

Región Hidrológica	Estación	Corriente	C
25	La Esperanza	Río San Rafael o El Carrizal	73.600
26	Tempoal	Río Tempoal	41.000
	Terrerillas	Río Calabozo	37.000
	El Pujal	Río Tampaon	32.000
	Temamatla	Río Amajac	29.000
	Magiscatzin	Río Guayalejo	23.000
	Pánuco	Río Pánuco	21.000
	Los Adjuntas	Río Pánuco	21.000
	C. México-Laredo	Río Guayalejo	75.000
	C. Tampico-Mante	Río Guayalejo	54.000
	Galindo	Río Galindo	15.000
	Venados	Río Metztlán	37.000
	Tepeji	Río Tepeji	7.000
	Tlautla	Río Tlautla	6.000
	Las Rosas	Río Las Rosas	7.000
27	Poza Rica	Río Cazonas	61.000
	Atepatahua	Río Atepatahua	85.000
	Martínez de la Torre	Río Bobos	53.000
	Raudal	Río Misantla	47.000
28	Jalcomulco	Río La Antigua	38.000
29	Las Perlas	Río Coatzacoalcos	38.880
30	Canasayab	Río Champoton	13.600
34	La Trasquilla	Río del Carmen	3.000
36	Presa Lázaro Cárdenas	Río Nazas	28.000
37	Los Pilares	Arroyo La Parada	0.900
	El Grito	Arroyo Grande	6.206
	El Tule	Arroyo El Tule	2.000
	Tula	Río Tula	3.000
	Presa el Peaje	Arroyo Grande	19.400
	Presa San José	Río Santiago	17.000
	Presa Alvaro Obregón	Arroyo Aloquines	42.800

3.2 Métodos probabilísticos

Distribución de frecuencias para una sola población

Para predecir el gasto pico de una avenida asociada a cierto periodo de retorno o frecuencia de ocurrencia se emplean métodos estadísticos. Para aplicar estos métodos se requiere contar con registros de gastos máximos anuales, lográndose mayor precisión a medida que se cuente con más años de registro.

Los métodos para evaluar el gasto máximo a partir de un periodo de retorno consideran que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que se distribuye de acuerdo a una función de probabilidad. Por lo general, en nuestro país, se cuenta con pocos años de registro por lo que las curvas de distribución de probabilidad se tienen que prolongar en sus extremos a fin de poder inferir eventos mayores o menores a los registrados.

Si $F(x_0)$ es la probabilidad de que x tome un valor menor o igual a x_0 y tiene como función de densidad $f(x)$, a la función $F(x)$ se le denomina función de distribución de probabilidad. Es decir,

$$F(x_0) = \int_{-\infty}^{x_0} f(x) dx = p(x \leq x_0) = 1 - q \quad (24)$$

donde $f(x)$ es la función de densidad de probabilidad.

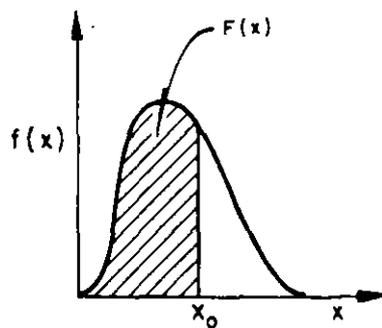
En la fig .14 se muestra la relación entre las funciones de densidad y de distribución.

De acuerdo con lo anterior, la probabilidad de que x tome un valor entre a y b es

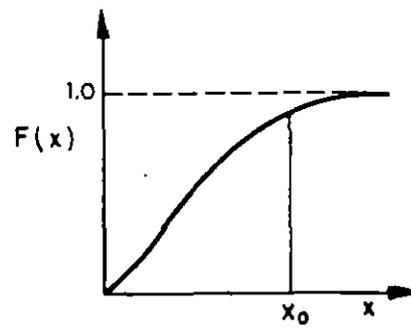
$$p(a \leq x \leq b) = F(b) - F(a)$$

Con base en la ec .24 se cumple que

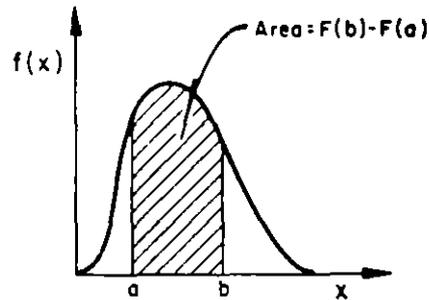
$$\frac{dF(x)}{dx} = f(x) \quad (.25)$$



a) Función de densidad de probabilidad



b) Función de distribución de probabilidad



c)

Fig .14 Función de probabilidad

Las características o parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidad se pueden describir a partir de los momentos de las funciones de densidad de probabilidad (fdp).

Los principales parámetros son la media (agrupamiento de la variable aleatoria de la fdp o de los datos medidos respecto a un valor

central); la desviación estándar (dispersión de la variable aleatoria de la fdp o de los datos observados con respecto a la media) y el coeficiente de asimetría (grado de asimetría de la fdp o hacia donde está localizada la mayoría de los datos medidos, ya sea para los valores máximos o mínimos de éstos). Por convención las letras griegas son usadas para representar los parámetros de las fdp de la población.

.Media

Corresponde al primer momento con respecto al origen y se determina como

.Para la fdp

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) \cdot x \, dx \quad (.26)$$

.Para los datos

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (.27)$$

El estadístico \bar{x} es la mejor estimación de la media de la población μ

.Variancia

Es igual al segundo momento respecto a la media, se define como

.Para la fdp

$$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} f(x)(x - \mu)^2 \, dx \quad (.28)$$

.Para los datos

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (.29)$$

La mejor estimación de σ^2 es la cantidad S^2 . La raíz cuadrada de la variancia es igual al estadístico conocido como desviación estándar (σ o S) la cual tiene unidades similares a las de la media. El tomar $n-1$ en lugar de n sirve para tener en cuenta el hecho del grado de aproximación que se pierde al utilizar \bar{x} en lugar de μ . El coeficiente de variación (C_v) se define como σ / μ o S / \bar{x} .

.Coeficiente de asimetría (γ o g)

Es igual al cociente α/σ^3 ó a/S^3 , donde α ó a representan el tercer momento respecto a la media de la fdp o de los datos, respectivamente, es decir

.Para la fdp

$$\alpha = \int_{-\infty}^{\infty} f(x)(x - \mu)^3 dx \quad (.30)$$

.Para los datos

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \quad (.31)$$

Para fdp simétricas, $\alpha = 0$ por lo que $\gamma = \alpha/\sigma^3 = 0$, para asimetría a la derecha $\gamma > 0$ (la cola larga está a la derecha) y para la asimetría a la izquierda $\gamma < 0$ (la cola larga está a la izquierda). La asimetría calculada a partir de los datos observados es cuestionada estadísticamente cuando se tiene menos de 50 valores en la muestra.

La función de distribución de probabilidad permite calcular el gasto máximo o mínimo para un determinado periodo de retorno. En Hidrología las distribuciones de probabilidad más usadas son la normal, la lognormal, la gamma, la Gumbel y la exponencial.

a) *Función de densidad normal o Gauss*

La función de densidad normal de la variable aleatoria x está definida por

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} b} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x-a}{b} \right)^2 \right] \quad (.32)$$

donde a y b son los parámetros de la función normal.

Una propiedad de esta función consiste en que si la variable aleatoria x se comporta de acuerdo a ella, la variable estandarizada, z , dada por

$$z = \frac{x-a}{b} \quad (.33)$$

tiene como función de distribución a

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^z \exp \left(-\frac{1}{2} z^2 \right) dz \quad (.34)$$

es decir, una normal con parámetros $a = 0$ y $b = 1$.

Esta función se encuentra discretizada en la tabla .13 con lo cual se obtiene la probabilidad de que cualquier variable aleatoria con distribución normal estándar tome un valor menor o igual a z .

Si se desea saber la probabilidad de que una variable aleatoria x con una distribución normal sea menor o igual a c , se utiliza la relación

$$\text{Prob}(x \leq c) = \text{Prob}\left(z \leq \frac{c-a}{b}\right) \quad (.35)$$

Para lo cual se utiliza la tabla .13

Los parámetros estadísticos de la función de densidad Normal están dados por

$$\text{Media} \quad \mu = a \quad (.35a)$$

$$\text{Variancia} \quad \sigma = b \quad (.35b)$$

b) *Función de densidad lognormal*

Cuando el logaritmo de la variable aleatoria x menos una constante tiene distribución normal, se afirma que x se distribuye de acuerdo con una función de densidad lognormal. Esta última está dada como

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma_L \sqrt{2\pi}} \frac{1}{(x - a_L)} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[\frac{\text{Ln}(x - a_L) - \mu_L}{\sigma_L} \right]^2 \right\} & \text{para } x \geq a_L, \sigma > 0 \\ 0, \text{ para } x \leq a_L & \end{cases} \quad (.36)$$

donde μ_L , σ_L , a_L son los parámetros de la función lognormal.

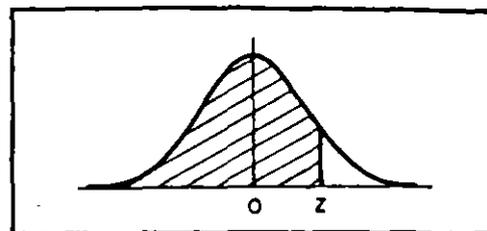
Por su relación con la distribución normal para calcular la probabilidad de que una variable aleatoria x con distribución lognormal tome un valor menor o igual a c puede calcularse con la ec 3.35, con lo cual resulta

$$\text{Prob}(x \leq c) = F\left(\frac{\text{Ln}(c - a_L) - \mu_L}{\sigma_L}\right) \quad (.37)$$

Los valores de z de la ec .37 se obtienen de la tabla .13, que es para la distribución normal.

Los parámetros estadísticos de la función de densidad lognormal son

TABLA .13 Valores de la función de distribución normal, Spiegel (1987)



Z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5754
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7258	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7518	0.7549
0.7	0.7580	0.7612	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7996	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.7	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.8	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Media

$$\mu = \exp \left[2\mu_L + \frac{1}{2(\sigma_L)^2} \right] + a_L \quad (.38)$$

Variación

$$\sigma^2 = \exp \left[(2\mu_L + \sigma_L^2) \right] \left[\exp (\sigma_L^2) - 1 \right] \quad (.39)$$

Coefficiente de asimetría

$$\gamma = 3 v' + v'^3 \quad (.40)$$

donde

$$v' = \sigma / (\mu - a_L) \quad (.41)$$

La ec .40 se puede escribir también así

$$v' = \left[\sqrt{(\gamma/2)^2 + 1} + \gamma/2 \right]^{1/3} - \left[\sqrt{(\gamma/2)^2 + 1} - \gamma/2 \right]^{1/3}$$

o bien como

$$v' = (1 - \omega^{2/3}) / \omega^{1/3} \text{ siendo } \omega = \sqrt{(\gamma/2)^2 + 1} - \gamma/2$$

c) *Función de densidad gamma*

Se dice que una variable aleatoria x tiene una función de densidad gamma si

$$f(x) \begin{cases} \frac{1}{\beta^\alpha \Gamma(\alpha)} (x - \delta)^{\alpha-1} \exp\left(-\frac{x-\delta}{\beta}\right); & x \geq \delta, \alpha > 0, \beta > 0 \\ 0, & \text{para } x \leq \delta \end{cases} \quad (.43)$$

donde α , β y δ son los parámetros de la función.

~~La función matemática gamma $\Gamma(\alpha)$, es igual a~~

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^\infty x^{\alpha-1} \exp(-x) dx \quad (.44)$$

la cual tiene las propiedades siguientes

$$\begin{aligned} \Gamma(\alpha+1) &= \alpha \Gamma(\alpha) && \text{para } \alpha > 0 \\ \Gamma(\alpha+1) &= \alpha! && \text{para } \alpha \text{ entero positivo} \end{aligned}$$

La función de densidad gamma tiene las características principales siguientes

Está acotada en su límite inferior δ y su empleo se facilita utilizando la variable reducida

$$s = \frac{x - \delta}{\beta} \quad (.45)$$

La función de distribución de probabilidad de s es gamma con parámetros $\delta = 0$, $\beta = 1$ y α .

La función de distribución de probabilidad gamma de s es

$$F(s) = \frac{1}{\Gamma(\alpha)} \int_0^s y^{\alpha-1} \exp(-y) dy \quad (.46)$$

Los parámetros estadísticos de la función de densidad gamma están dados por

Media $\mu = \alpha \beta + \delta \quad (.47)$

Variancia $\sigma^2 = \alpha \beta^2 \quad (.48)$

Coefficiente de asimetría $\gamma = 2 / \sqrt{\alpha} \quad (.49)$

$$\mu = \alpha \beta$$

$$\bar{v} = \sqrt{\alpha} \beta$$

$$\bar{v} = \sqrt{\alpha} \frac{\mu}{\alpha}$$

$$\frac{\bar{v}}{\mu} = \frac{1}{\sqrt{\alpha}}$$

$$\sqrt{\alpha} = \frac{\mu}{\bar{v}}$$

$$\alpha^2 = \frac{\mu^2}{\bar{v}^2}$$

De acuerdo con Abramowitz y Stegun (1972) para encontrar la probabilidad de que $x \leq c$ se considera que

$$s = \frac{c - \delta}{\beta}$$

$$F(x \leq c) = F(x \leq s) \approx \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n s^{\alpha+n}}{(\alpha+n) n!}}{\Gamma(s)} \quad (.50)$$

Se recomienda calcular la serie para $n \leq 10$

d) *Función de distribución Gumbel*

Se dice que una variable aleatoria tiene una función de distribución Gumbel si

$$F(x) = e^{-e^{-(x-a)/c}} \quad (.51)$$

donde a y c son los parámetros de la función de distribución.

Esta función, generalmente, corresponde a la distribución de valores máximos.

Los parámetros estadísticos de esta función están dados por

Media $\mu = 0.5772 c + a$ (.52)

Variancia $\sigma^2 = (\pi^2/6) c^2 = 1.645 c^2$ (.53)

e) *Función de distribución exponencial*

La variable aleatoria $x > b$ tiene una función de distribución exponencial si

$$F(x) = 1 - e^{-(x-b)/a} \quad (.54)$$

donde a y b son los parámetros de la función exponencial.

Los parámetros estadísticos de esta función son

Media $\mu = a + b$ (.55)

Variancia $\sigma^2 = a^2$ (.56)

f) *Papeles de probabilidad*

En la práctica la representación gráfica de los datos medidos con las diferentes funciones de ajuste se puede hacer mediante cambios de escala, es decir para cada caso usando un papel especial llamado papel de probabilidad. Este tiene en las ordenadas el valor de la variable aleatoria y en el otro la probabilidad correspondiente a cada valor.

A continuación se indica para cada una de las funciones su papel correspondiente

Función	Papel	Escala en las abscisas (probabilidad)	Escala en las ordenadas (variable aleatoria)
Normal	fig 3.15	probabilidad normal	aritmética
lognormal	fig 3.16	probabilidad normal	logarítmica
gamma	no tiene	—	—
Gumbel	fig 3.17	probabilidad Gumbel	aritmética
Exponencial	fig 3.18	logarítmica	aritmética

g) Ajuste de las funciones de distribución de probabilidad

Para poder extrapolar las estimaciones probabilísticas acerca de la variable en cuestión, se realizan ajustes de las funciones de probabilidad. Así, por ejemplo, si se quiere estimar la probabilidad de que en una sección de un río se presente un gasto mayor que 500 m³/s, es necesario "ajustar" a los gastos máximos anuales observados una función de distribución que represente a la población de estos gastos. El proceso de ajuste tiene dos fases: la identificación del tipo de función de distribución adecuada y el cálculo de los parámetros que la determinan.

. Identificación de la función de distribución de probabilidad.

Para identificar el tipo de función adecuada es recomendable seguir algunos de estos procedimientos.

1) Histograma de las observaciones

Se construye el histograma de frecuencias para observar la magnitud de las posibles asimetrías y la forma general del histograma. Se comparan con las gráficas de las funciones de densidad de probabilidad descritas en este subcapítulo y se escoge la que mejor se ajuste a los datos.

2) Papeles de probabilidad

Se dibujan los datos contra su probabilidad de no excedencia como puntos en cada uno de los papeles de probabilidad de uso común. En aquel en el cual los puntos quedan prácticamente formando una línea recta corresponde el ajuste a la mejor función de distribución.

3) Suma de los errores cuadráticos

Se calcula la suma de los errores cuadráticos de cada función de distribución y luego se escoge aquella para la cual la suma de estos errores es la más pequeña. Es decir se calcula

$$S = \sum c_1^2 = \sum (x_1 - \hat{x}_1)^2$$

donde x_i es el dato medido i -ésimo y \hat{x}_i es el valor estimado con la función de distribución para el i -ésimo dato.

En el proceso de identificación de funciones de distribución, la experiencia adquirida en estudios anteriores es importante.

. Estimación de los parámetros de las distribuciones

Para estimar el valor de los parámetros que mejor se ajusten a los datos de la muestra, existen varios criterios uno de los más simples es el de los momentos. Este consiste en igualar los valores de las características estadísticas de la muestra con las de la población; esto es, hacer que la media de los valores muestreados sea igual a la de la función de distribución, y que las variancias, y el coeficiente de asimetría (relacionado con el tercer momento) de la muestra y la población sean iguales. El número de ecuaciones basadas en las características estadísticas es igual al número de parámetros de la función. Así por ejemplo, se tiene para las funciones mencionadas lo siguiente

. Función normal

$$a = \bar{x} \quad (.57)$$

$$b = S \quad (.58)$$

. Función lognormal de dos parámetros

$$a = 0$$

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}} \quad (.59)$$

$$\sigma_L = \sqrt{\text{Ln} (C_v^2 + 1)} \quad (.60)$$

$$\mu = (\text{Ln } \bar{x}) - \frac{\sigma_L^2}{2} \quad (.61)$$

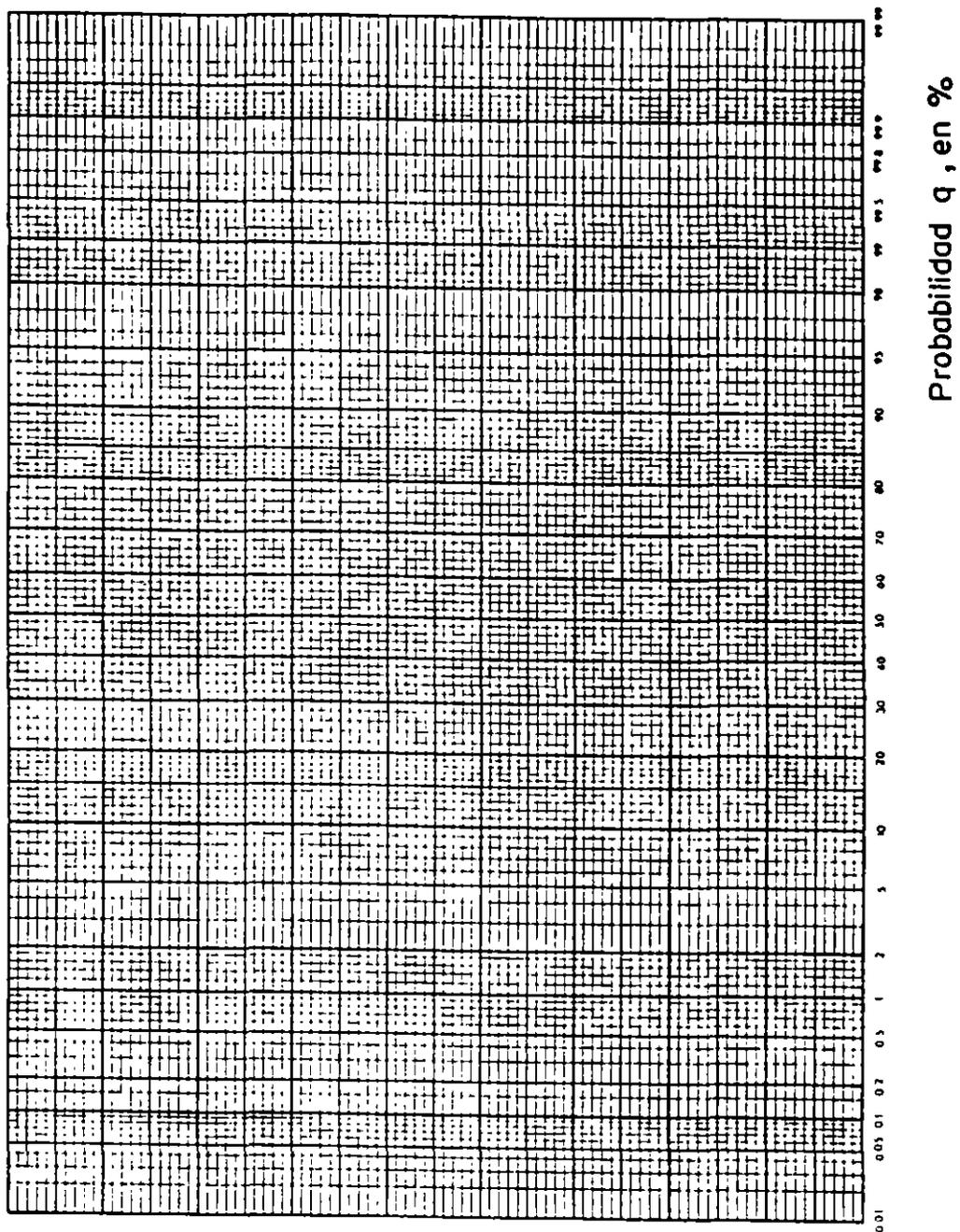


Fig .15 Papel normal

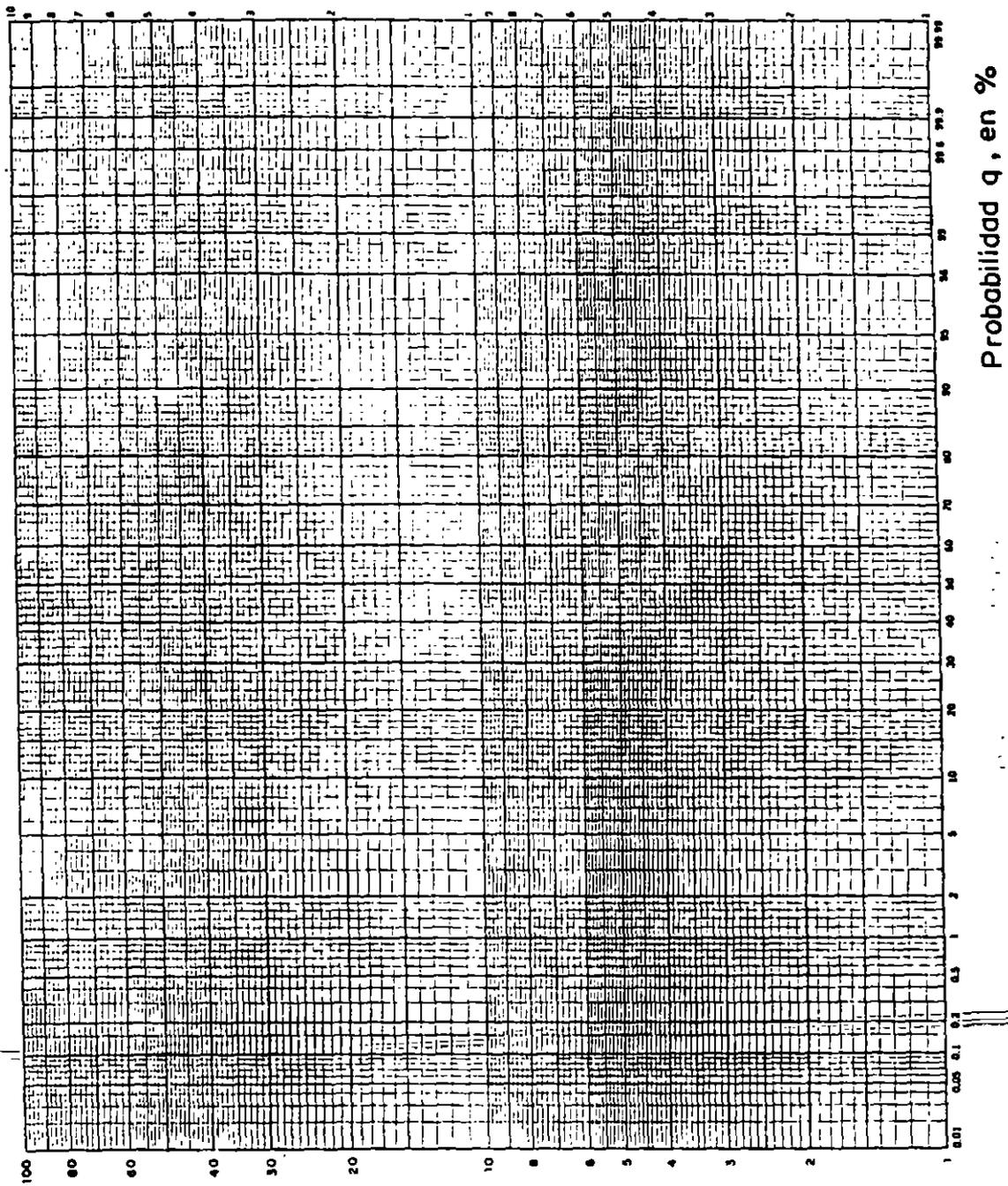


Fig .16 Papel log normal

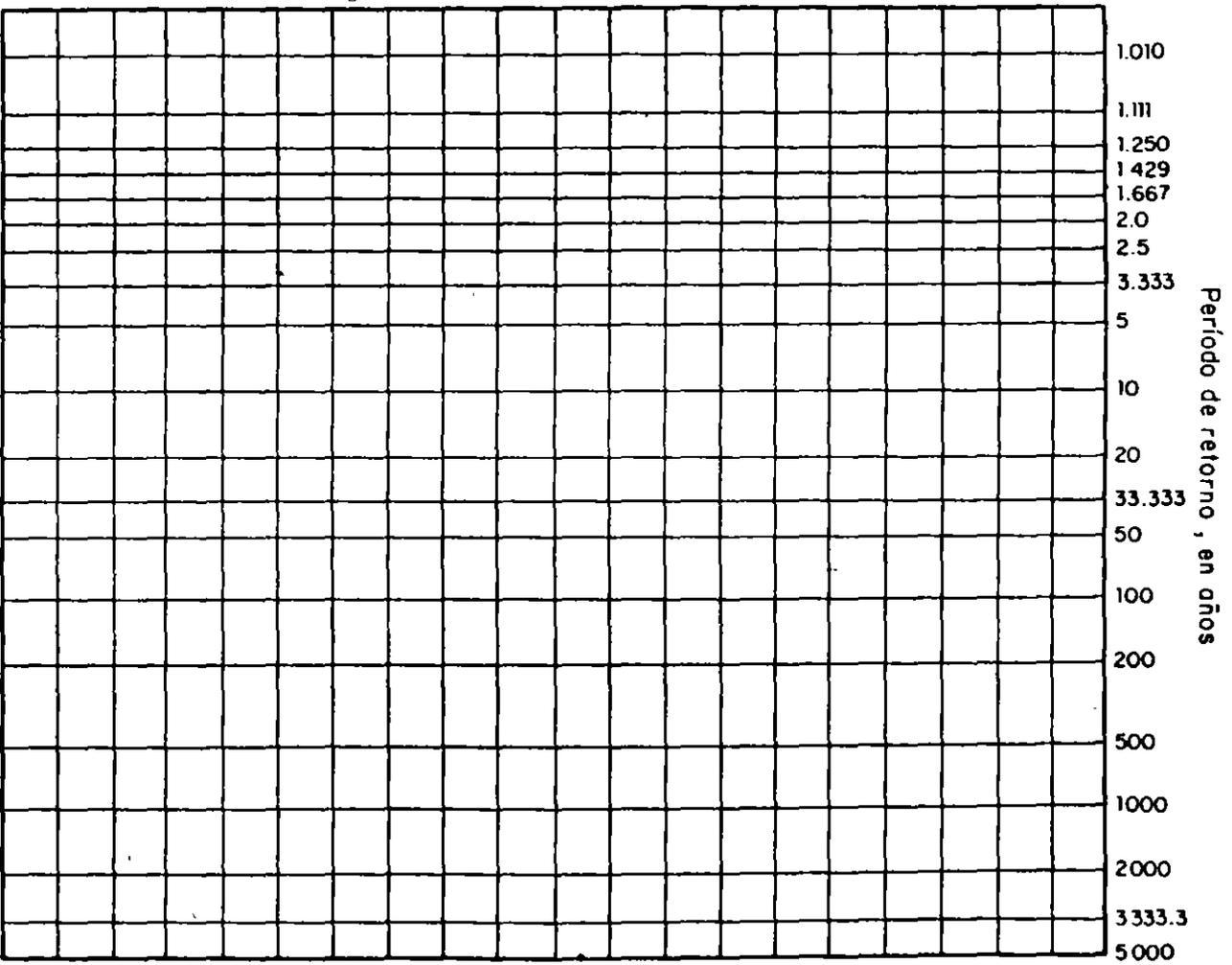


Fig .17 Papel Gumbel

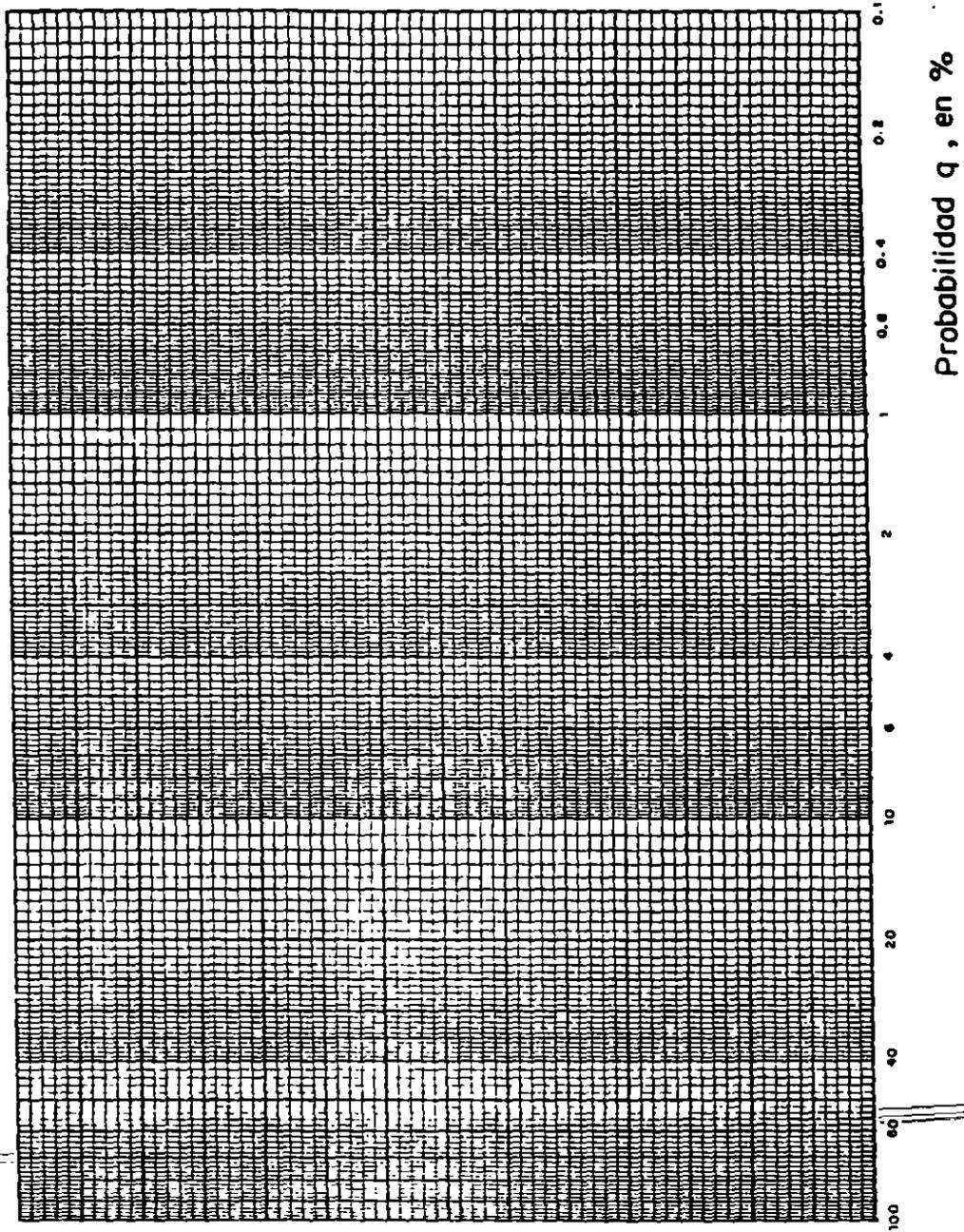


Fig .18 Papel exponencial

. Función lognormal de tres parámetros

$$R = \sqrt{(g/2)^2 + 1} - g/2 \quad (.62)$$

$$C'_v = (1-R^{1/3})/R^{1/3} \quad (.63)$$

$$a_L = \bar{x} - \frac{S}{C'_v} \quad (.64)$$

$$\sigma_L = \sqrt{\text{Ln} \left[(C'_v)^2 + 1 \right]} \quad (.65)$$

$$\mu_L = \left[\text{Ln} (\bar{x} - a_L) \right] - \frac{\sigma_L^2}{2} \quad (.66)$$

. Función gamma de dos parámetros

$$\delta = 0 \quad (.67)$$

$$C'_v = S / \bar{x} \quad (.68)$$

$$\alpha = 1/C_v^2 \quad (.69)$$

$$\beta = \bar{x} / \alpha \quad (.70)$$

. Función gamma de tres parámetros

$$\alpha = \frac{4}{g^2} \quad (.71)$$

$$\beta = \frac{S}{\sqrt{\alpha}} \quad (.72)$$

$$\delta = \bar{x} - \alpha \beta \quad (.73)$$

. Función Gumbel

$$c = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0.7797 S \quad (.74)$$

$$a = \bar{x} - 0.5772 c \quad (.75)$$

. Función exponencial de dos parámetros

$$a = S \quad (.76)$$

$$b = \bar{x} - a \quad (.77)$$

. Función exponencial de un parámetro

$$b = 0 \quad (.78)$$

$$a = S \quad (.79)$$

Para decidir entre las funciones que tienen uno, dos o tres parámetros

cual es la que debe usarse, es decir, por ejemplo, si es una gamma de dos o tres parámetros se tiene que el primer modelo tiene l_1 parámetros y el segundo l_2 parámetros, siendo $l_2 > l_1$; para realizar lo anterior se utiliza una prueba de hipótesis F, la manera de hacerlo es la siguiente

Se calcula

$$F_{1,2} = \frac{\Sigma \varepsilon_1^2 / \nu_1 - \Sigma \varepsilon_2^2 / \nu_2}{\Sigma \varepsilon_2^2 / \nu_2} \quad (.80)$$

donde $\nu_1 = N - l_1$ y $\nu_2 = N - l_2$, $\Sigma \varepsilon_1^2 = \Sigma (x_i - \hat{x}_{i1})^2$; $\Sigma \varepsilon_2^2 = \Sigma (x_i - \hat{x}_{i2})^2$

donde x_i es el dato i de la muestra, \hat{x}_{i1} el valor estimado con el modelo 1 para el dato i y \hat{x}_{i2} el valor estimado con el modelo 2 para el dato i .

El valor $F_{1,2}$ se compara con el que se obtiene de una tabla para la distribución F de Fisher, ver tabla .14, a la que se entra con el número de grados de libertad ν_1 y ν_2 . Si $F_{1,2}$ es menor que el valor de la tabla, se considera que es mejor el primer modelo, en caso contrario se acepta el segundo.

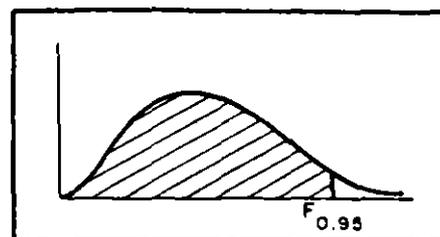
Distribución de frecuencias a dos tipos de poblaciones

Algunas zonas de nuestro país son afectadas por ciclones, como consecuencia de ello las avenidas que se presentan son de dos tipos, uno que corresponde a los valores ordinarios de la época de lluvia y el otro al provocado por la precipitaciones producidas por esos meteoros. Esto trae como consecuencia de que se tengan dos poblaciones de eventos, cada una de ellas con sus propias características (González, 1970).

~~Para tales eventos se considera que el gasto pico de la avenida de diseño se debe modelar mediante una función de distribución de tipo especial llamada de varias poblaciones o mezclada o mixta.~~

La función mezclada de probabilidad está formada, según Mood (1974), como

TABLA 14 Valores de la función de distribución F de Fisher, Spiegel (1977)



$\frac{v_1}{v_2}$	1	2	3	4	5	6	8	12	16	20	30	40	50	100	∞
1	161.4	199.5	215.7	221.6	230.2	234.0	238.0	243.9	246.3	248.0	250.1	251.1	252.2	253.0	254.3
2	18.51	19.00	19.16	19.25	19.30	19.33	19.37	19.41	19.43	19.45	19.46	19.46	19.47	19.49	19.50
3	10.13	9.55	9.28	9.12	9.01	8.94	8.85	8.74	8.69	8.66	8.62	8.60	8.58	8.56	8.53
4	7.71	6.94	6.59	6.39	6.26	6.16	6.04	5.91	5.84	5.80	5.75	5.71	5.70	5.66	5.63
5	6.61	5.79	5.41	5.19	5.05	4.95	4.82	4.68	4.60	4.56	4.50	4.46	4.44	4.40	4.36
6	5.99	5.14	4.76	4.53	4.39	4.29	4.15	4.00	3.92	3.87	3.81	3.77	3.75	3.71	3.67
7	5.59	4.74	4.35	4.12	3.97	3.87	3.73	3.57	3.49	3.44	3.38	3.34	3.32	3.28	3.23
8	5.32	4.46	4.07	3.84	3.69	3.58	3.44	3.28	3.20	3.15	3.08	3.05	3.03	2.98	2.93
9	5.12	4.26	3.86	3.63	3.48	3.37	3.23	3.07	2.98	2.93	2.86	2.82	2.80	2.76	2.71
10	4.96	4.10	3.71	3.48	3.33	3.22	3.07	2.91	2.82	2.77	2.70	2.67	2.64	2.59	2.54
11	4.84	3.98	3.59	3.36	3.20	3.09	2.95	2.79	2.70	2.65	2.57	2.53	2.50	2.45	2.40
12	4.75	3.89	3.49	3.26	3.11	3.00	2.85	2.69	2.60	2.54	2.46	2.42	2.40	2.35	2.30
13	4.67	3.81	3.41	3.18	3.03	2.92	2.77	2.60	2.51	2.46	2.38	2.34	2.32	2.26	2.21
14	4.60	3.74	3.34	3.11	2.96	2.85	2.70	2.53	2.44	2.39	2.31	2.27	2.24	2.19	2.13
15	4.54	3.68	3.29	3.06	2.90	2.79	2.64	2.48	2.39	2.33	2.25	2.21	2.18	2.12	2.07
16	4.49	3.63	3.24	3.01	2.85	2.74	2.59	2.42	2.33	2.28	2.20	2.16	2.13	2.07	2.01
17	4.45	3.59	3.20	2.96	2.81	2.70	2.55	2.38	2.29	2.23	2.15	2.11	2.08	2.02	1.96
18	4.41	3.55	3.16	2.93	2.77	2.66	2.51	2.34	2.25	2.19	2.11	2.07	2.04	1.98	1.92
19	4.38	3.52	3.13	2.90	2.74	2.63	2.48	2.31	2.21	2.15	2.07	2.02	2.00	1.94	1.88
20	4.35	3.49	3.10	2.87	2.71	2.60	2.45	2.28	2.18	2.12	2.04	1.99	1.96	1.90	1.84
22	4.30	3.44	3.05	2.82	2.66	2.55	2.40	2.23	2.13	2.07	1.98	1.93	1.91	1.84	1.78
24	4.26	3.40	3.01	2.78	2.62	2.51	2.36	2.18	2.09	2.03	1.94	1.89	1.86	1.80	1.73
26	4.23	3.37	2.98	2.74	2.59	2.47	2.32	2.15	2.05	1.99	1.90	1.85	1.82	1.76	1.69
28	4.20	3.34	2.95	2.71	2.55	2.45	2.29	2.12	2.02	1.96	1.87	1.81	1.78	1.72	1.65
30	4.17	3.32	2.92	2.69	2.53	2.42	2.27	2.09	1.99	1.93	1.84	1.79	1.76	1.69	1.62
40	4.08	3.23	2.84	2.61	2.45	2.34	2.18	2.00	1.90	1.84	1.74	1.69	1.66	1.59	1.51
50	4.03	3.18	2.79	2.56	2.40	2.29	2.13	1.95	1.85	1.78	1.69	1.63	1.60	1.52	1.44
60	4.00	3.15	2.76	2.53	2.37	2.25	2.10	1.92	1.81	1.75	1.65	1.59	1.56	1.48	1.39
70	3.98	3.13	2.74	2.50	2.35	2.23	2.07	1.89	1.79	1.72	1.62	1.56	1.53	1.45	1.35
80	3.96	3.11	2.72	2.48	2.33	2.21	2.05	1.88	1.77	1.70	1.60	1.54	1.51	1.42	1.32
100	3.94	3.09	2.70	2.46	2.30	2.19	2.03	1.85	1.75	1.68	1.57	1.51	1.48	1.39	1.28
150	3.91	3.06	2.67	2.43	2.27	2.16	2.00	1.82	1.71	1.64	1.54	1.47	1.44	1.34	1.22
200	3.89	3.04	2.65	2.41	2.26	2.14	1.98	1.80	1.69	1.62	1.52	1.45	1.42	1.32	1.19
400	3.86	3.02	2.62	2.39	2.23	2.12	1.96	1.78	1.67	1.60	1.49	1.42	1.38	1.28	1.13
∞	3.84	2.99	2.60	2.37	2.21	2.09	1.94	1.75	1.64	1.57	1.46	1.40	1.32	1.24	1.00

$$f_m(x) = \sum_{i=1}^n p_i f_i(x) \quad (.81)$$

donde $f_i(x)$ es una función de densidad de probabilidad y p_i es un parámetro que satisface lo siguiente

$$p_i \geq 0$$

$$\sum_{i=1}^n p_i = 1$$

De esta manera, a partir de la ec .81 se puede obtener una familia paramétrica de densidades aprovechando las función de densidad de probabilidad de una población.

Para el caso especial de dos poblaciones ($m = 2$) la ec .81 se escribe como

$$f_m(x) = p_1 f_1(x) + p_2 f_2(x)$$

Como $p_1 + p_2 = 1$ se puede considerar que $p_1 = P$ y $p_2 = 1-P$ por lo cual

$$f_m(x) = P f_1(x) + (1-P) f_2(x) \quad (.82)$$

a) Función mezclada formada por dos distribuciones Gumbel

Una forma particular de la ec .82 resulta cuando $f_1(x)$ y $f_2(x)$ son funciones de densidad Gumbel, en este caso se tiene

$$f_m(x) = \left[\frac{p}{c_1} e^{-e^{-(x-a_1)/c_1}} e^{-e^{-(x-a_1)/c_1}} \right] + \left[\frac{1-p}{c_2} e^{-e^{-(x-a_2)/c_2}} e^{-e^{-(x-a_2)/c_2}} \right] \quad (.83)$$

La función de distribución de probabilidad de la ec. .83 es

$$F_m(x) = P e^{-e^{-(x-a_1)/c_1}} + (1-P) e^{-e^{-(x-a_2)/c_2}} \quad (.84)$$

Esta expresión tiene como parámetros P, a_1, c_1, a_2, c_2 , que están definidos como

$$c_1 = 0.7797 S_1 \quad (.85)$$

$$a_1 = \bar{x}_1 - 0.5772c_1 \quad (.86)$$

$$c_2 = 0.7797 S_2 \quad (.87)$$

$$a_2 = \bar{x}_2 - 0.5772 c_2 \quad (.88)$$

donde

\bar{x}_1 , S_1 media y desviación estándar de la población no ciclónica
y

\bar{x}_2 , S_2 media y desviación estándar de la población ciclónica

$$p = \frac{\text{número de eventos de la población no ciclónica}}{\text{número total de eventos}}$$

Hay que señalar que al dibujar en el papel de probabilidad tipo Gumbel los datos se observa para este caso particular que existen dos rectas y en dicho papel es donde se hace la separación de las poblaciones, ello lo debe realizar una persona con experiencia ya que dicha separación, la mayor parte de las veces, es "a ojo" ya que no existe algún criterio que permite hacerlo.

Se recomienda en estos casos consultar la fecha de ocurrencia de los ciclones en los boletines para tener seguridad en que los eventos fueron producidos por ellos.

Casos especiales

En ocasiones en algunos textos de Hidrología aparece la ecuación siguiente

$$x = \bar{x} + K S \quad (.88a)$$

que, según Chow (1951), se llama ecuación para el análisis hidrológico de frecuencias ya sea de gastos o lluvias máximas anuales; \bar{x} y S son la media y la desviación estándar de los datos de la muestra, K se llama factor de frecuencia, y cuyo valor depende del tipo de función de distribución de probabilidad que se use. Así, por ejemplo, se tiene

- Función de distribución normal.

Se expresa como

$$x = \bar{x} + zS \quad (.88b)$$

donde z es el valor de la variable estandarizada y se obtiene de la tabla .13 en función de la probabilidad que se le desea asignar al evento x .

- Función de distribución Gumbel.

Desarrollando la .51 y tomando en cuenta a las ecs .52 y .53 se llega a que

$$x = \bar{x} - \left[\sqrt{6} / \pi \right] \left[0.5772 + \text{Ln} (\text{Ln}(\text{Tr}/(\text{Tr}-1)) \right) S \quad (.88c)$$

donde K sería igual al término que aparece en la ec .14. Sin embargo, esta ecuación es aplicable cuando la muestra es de tamaño infinito, esto se cumple cuando se dispone de una muestra mayor de 100 datos, lo cual no ocurre en nuestro medio, por lo que el valor de K se debe obtener con ayuda de la tabla .8.

- Función de distribución Pearson tipo III

Esta función es un caso especial de la gamma y se le conoce como log Pearson en donde la transformación $y = \log x$ se usa para reducir la asimetría; en caso de que la asimetría para esta situación valga cero la distribución log Pearson III se reduce a una lognormal y la Pearson tipo III a una normal. La log Pearson III se escribe como

$$\log x = \bar{y} + K S_y \quad (.88d)$$

$$\bar{y} = \sum_{i=1}^n \frac{\log x_i}{n} \quad (.88e)$$

$$S_y = \sqrt{\Sigma(y_i - \bar{y})^2 / n - 1} \quad (.88f)$$

$$y_i = \log x_i \quad (.88g)$$

K se obtiene de la tabla .14a.

TABLA .14a Valores de K para la función de distribución Pearson Tipo III

Coef. asimetría g	Periodo de retorno, en años										
	1 0101	1 0526	1 1111	1 2500	2	5	10	25	50	100	200
Asimetría positiva											
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.694	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.5	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.300
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.316	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.846	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.806	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.819	2.159	2.472	2.763
.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
Asimetría negativa											
- 1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
- .2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
- .3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
- .4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
- .5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
- .6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
- .7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.484	1.663	1.806	1.926
- .8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.443	1.606	1.733	1.837
- .9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
- 1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.755	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.568	1.664
- 1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
- 1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
- 1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
- 1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
- 1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
- 1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
- 1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
- 1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
- 1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
- 2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
- 2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
- 2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
- 2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
- 2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
- 2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.519	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
- 2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
- 2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
- 2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
- 2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
- 3.0	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

b) Método de la curva o hidrograma S

Este método permite obtener un H U. con duración en exceso d_1 a partir de un H U conocido con duración d_0 , siendo $d_0 \neq d_1$.

La curva S es el hidrograma de escurrimiento directo resultado de una lluvia efectiva de 1 mm con duración infinita, ver fig .22.

Para obtener la curva S se hace lo siguiente

- 1) Se desplaza varias veces el H U conocido un tiempo igual a d_0 .
- 2) Se suman las ordenadas de los hidrogramas desplazados, al resultado de esto se llama hidrograma o curva S, ver fig .22 .
- 3) Algunas veces, como se muestra en la fig 23, la curva S presenta oscilaciones en sus ordenadas. Para eliminarlas conviene calcular el llamado gasto de equilibrio de la cuenca, que se presenta cuando toda el área está aportando el escurrimiento resultado de la lluvia efectiva de 1 mm durante la duración en exceso d_0 , es decir

$$q_{eq} = \frac{A_c}{3.6 d_0} \quad (.91)$$

donde A_c es el área de la cuenca, en km^2 ; d_0 , en horas y q_{eq} , en $m^3/s/mm$.

Para obtener el H U asociado a la duración en exceso d_1 , se procede de la manera siguiente

- 1) Se desplaza la curva S la duración d_1 , ver fig .24 .
- 2) Se restan las ordenadas entre ambas curvas S.
- 3) Se obtienen las ordenadas del H U para una duración d_1 , multiplicando los valores del paso anterior por la relación d_0/d_1 (para que así se garantice que el área bajo el H U sea igual al área de la cuenca por un mm).

.Para aplicar el método del H U en problemas de diseño se procede como se indica a continuación

Cuencas pequeñas

- 1) Se selecciona un periodo de retorno y una duración de tormenta ($d = t_c$).
- 2) A partir de las curvas i-d-Tr se calcula la altura de precipitación (P) para diferentes duraciones menores o iguales a t_c , teniendo en cuenta que $i = P/d$.
- 3) Se calcula la curva masa de precipitación con los valores obtenidos.
- 4) Se calcula el hietograma de lluvia total para un intervalo de tiempo seleccionado Δt .

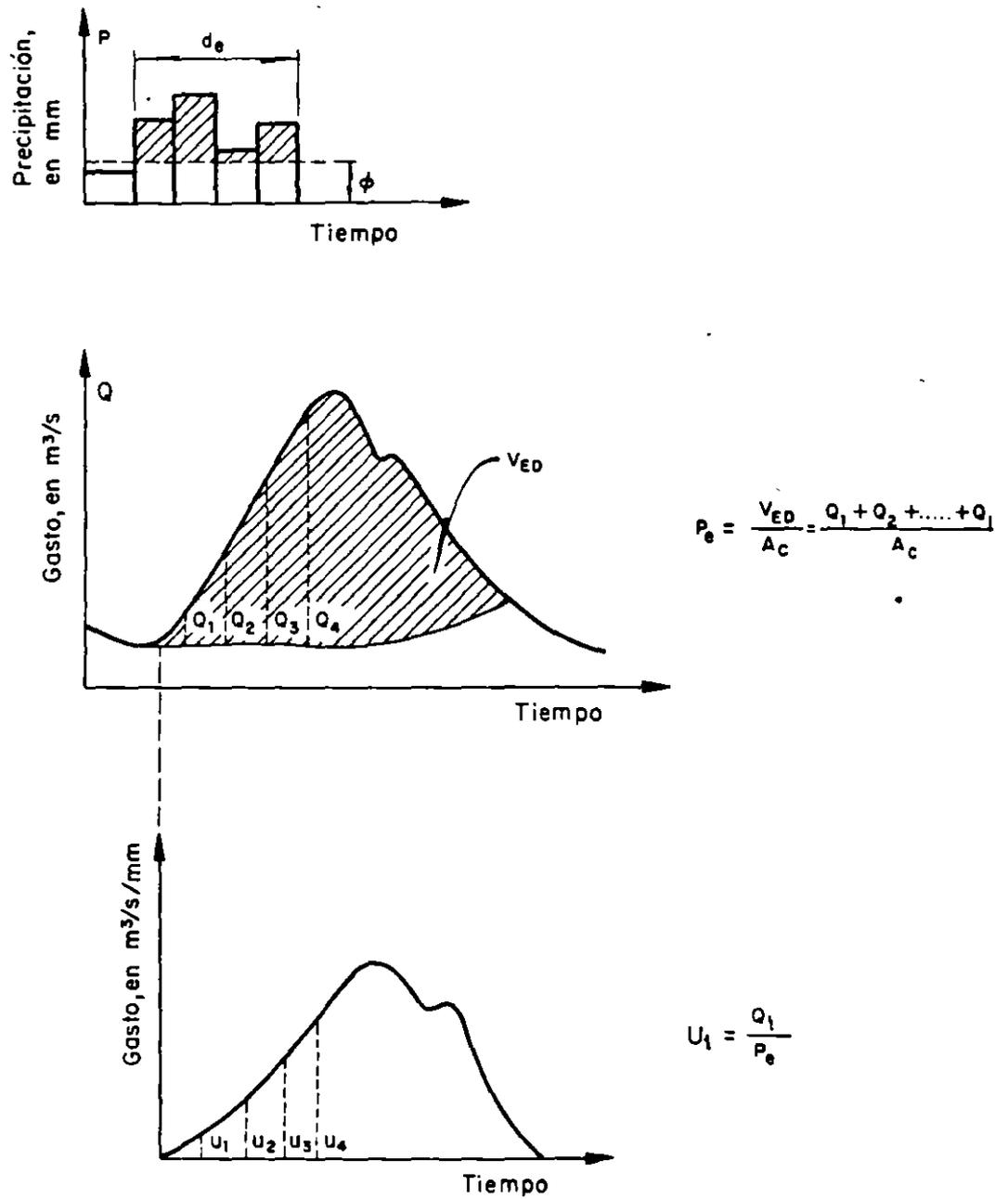


Fig .21 Esquema del cálculo del hidrograma unitario

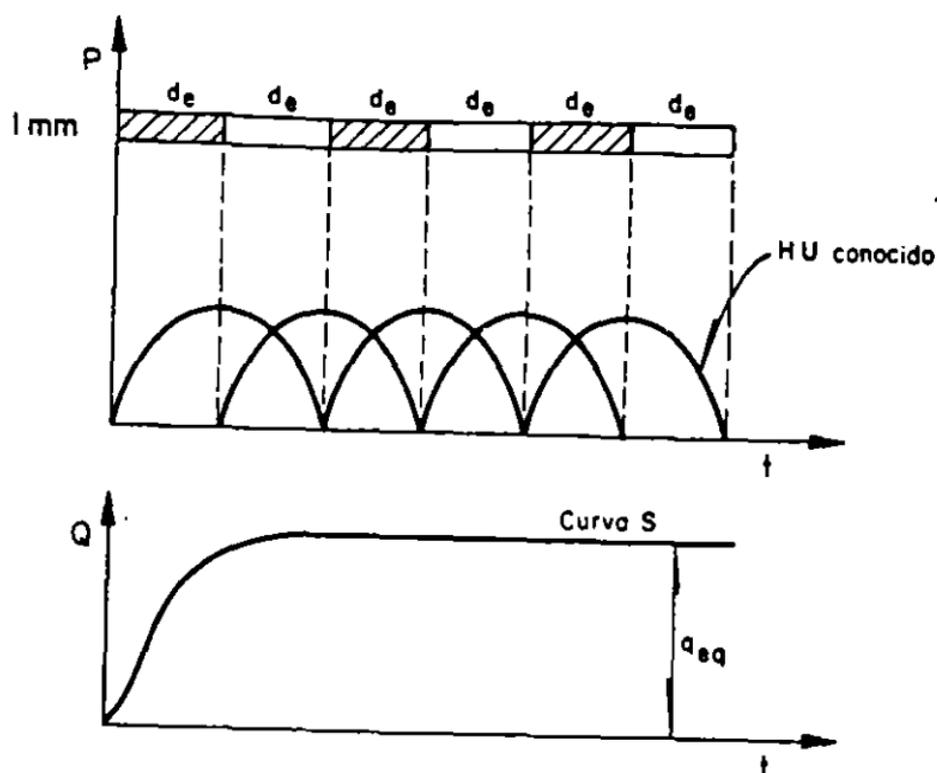


Fig .22 Curva o hidrograma S

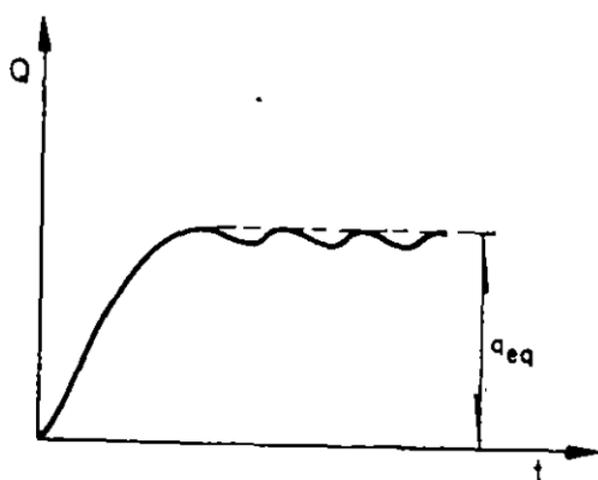


Fig .23 Inestabilidad en la curva S

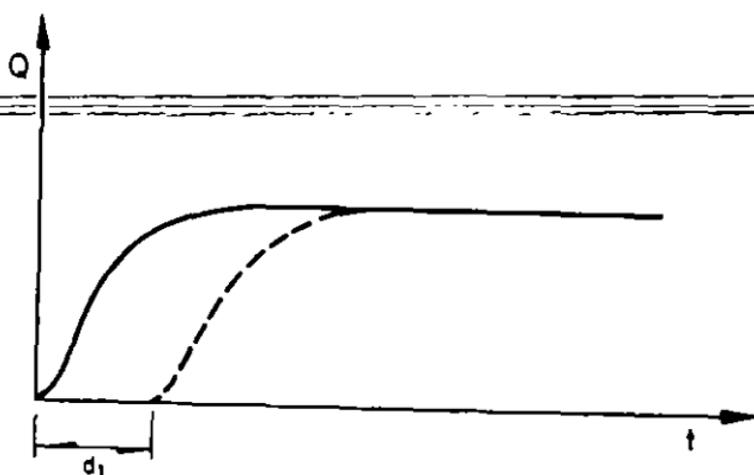


Fig .24 Desplazamiento de la curva S

5) Se obtiene el hietograma de lluvia efectiva y la duración en exceso, restándole al hietograma obtenido en el paso 4 el índice de infiltración representativo de la cuenca. Del mismo hietograma se calcula la lluvia efectiva total.

6) Si la d_0 corresponde a la del H U se procede a obtener la avenida de diseño multiplicando las ordenadas del H U por la lluvia efectiva obtenida en el punto 5. Si no ocurre esto hay que usar el método de la curva S para tener el H U para la duración de interés y luego multiplicar sus ordenadas por la lluvia efectiva determinada en el punto 5.

7) Se agrega al hidrograma de escurrimiento directo obtenido el gasto base.

. Cuencas grandes

1) Para el área A_c de la cuenca en estudio se selecciona la duración de diseño, d .

2) A partir de las curvas P-A-d con los valores de A_c y d se obtiene la altura de precipitación P.

3) Para valores de duración menores a la de diseño se obtienen otros valores de P que permiten construir la curva masa de precipitación.

4) A partir de la curva masa se calcula el hietograma de lluvia total y restándole el índice de infiltración representativo de la cuenca se obtiene el hietograma de lluvia efectiva.

5) Se calcula la avenida como se indicó en el paso 6 del caso anterior.

6) Se agrega el escurrimiento base estimado.

Para cuencas grandes también se puede utilizar la secuela de cálculo de cuencas pequeñas teniendo cuidado al manejar las curvas i-d-Tr para cada estación de la cuenca y calcular el hietograma de precipitación media, ver inciso 3.3.2.

c) *Hidrograma unitario instantáneo (HUI)*

El hidrograma unitario instantáneo permite tomar en cuenta la distribución de la lluvia en el tiempo.

Si la duración de la lluvia en exceso tiende a cero y el volumen de agua permanece constante, la altura de lluvia efectiva se vuelve un pulso. El hidrograma del escurrimiento directo resultado de este pulso se llama hidrograma unitario instantáneo. Por lo anterior, este hidrograma es independiente de la duración de la lluvia en exceso.

Existen varios modelos conceptuales para delinear el hidrograma unitario instantáneo; así, por ejemplo, Nash (1959) propuso un modelo que considera a una cuenca de drenaje a la formada por una serie de almacenamientos lineales idénticos.

Si se designa a $y = Q(t)$ como función de salida (gasto) y $x(t) = I(t)$ es

la de entrada (lluvia) . Se puede tratar al sistema con una función de respuesta $u(t)$. Ahora, si la entrada es una sucesión de entradas instantáneas infinitesimales de volumen $x(\tau)d\tau = I(\tau)d\tau$, cada una de éstas añade su contribución $I(\tau)u(t-\tau)d\tau$ a la razón de salida $Q(t)$ en el tiempo t , teniéndose que

$$Q(t) = \int_{t_0}^{t' \leq t_0} I(\tau)u(t-\tau)d\tau \quad (.92)$$

La ecuación anterior se llama integral de convolución o integral de Duhamel . En este caso la ordenada $Q(t)$ representa al hidrograma de escurrimiento directo en el tiempo t . Es decir, cada lluvia efectiva $I(\tau)$ de duración t_0 se multiplicará por el hidrograma unitario instantáneo $u(t-\tau)$ para después sumar todos los hidrogramas así producidos y se obtiene al hidrograma de escurrimiento resultado de la precipitación $I(\tau)$, ver fig .25 .

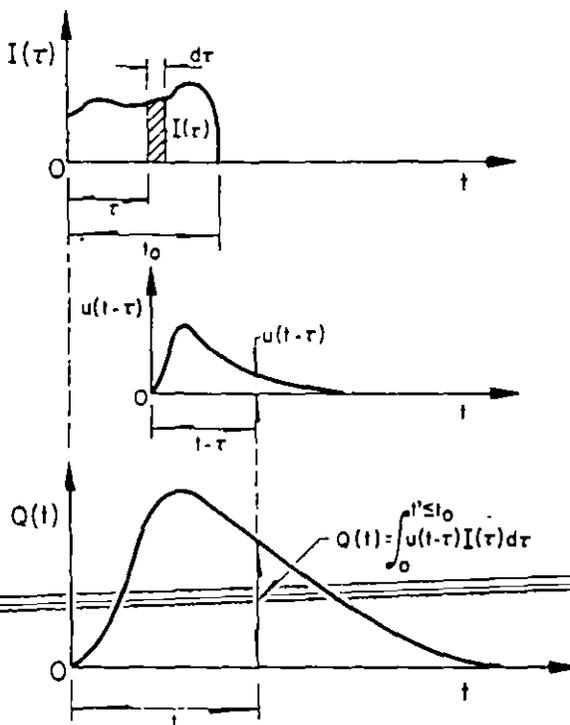


Fig .25 Hidrograma unitario instantáneo

En la integral de convolución a $u(t-\tau)$ se le conoce como función de núcleo, y $t' = t$ cuando $t \leq t_0$ y $t' = t_0$ cuando $t > t_0$.

Las propiedades del hidrograma unitario instantáneo son las siguientes

- 1) $0 \leq u(t) \leq$ un valor pico positivo para $t > 0$
- 2) $u(t) = 0$ para $t \leq 0$
- 3) $u(t) \rightarrow 0$ para $t \rightarrow 0$
- 4) $\int_0^{\infty} u(t)dt = 1.0$
- 5) $\int_0^{\infty} u(t)dt = t_r$

donde t_r es el tiempo de retraso del hidrograma unitario instantáneo. Existen numerosos métodos para determinar el hidrograma unitario instantáneo, conocidos un hietograma de lluvia efectiva y un hidrograma de escurrimiento directo. Chow propone un procedimiento para determinar aproximadamente el hidrograma unitario instantáneo.

d) Hidrograma unitario de duración en exceso pequeña (H.U.P.)

Un método para aproximar el H.U.I consiste en obtener el hidrograma unitario para una duración en exceso pequeña (generalmente, entre 10 minutos y 4 horas). Se considera que para un hidrograma unitario de duración en exceso Δt el escurrimiento directo, ver fig 3.26, se calcula como.

$$Q_i = P_{e_1} u_i + P_{e_2} u_{i-1} + P_{e_3} u_{i-2} + \dots + P_{e_i} u_1 \quad (.93)$$

sujeta a $P_{e_i} = 0$ para $i > NP$; $u_i = 0$ para $i > NU$, $i = 1, 2, \dots, NQ$
donde

- Q_i ordenada del hidrograma de escurrimiento directo para el i -ésimo intervalo de tiempo
- u_i i -ésima ordenada del hidrograma unitario de duración en exceso Δt
- P_{e_i} i -ésima altura de precipitación efectiva o en exceso
- NU número total de ordenadas del hidrograma unitario de duración en exceso Δt
- NQ número total de ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo
- NP número total de precipitaciones efectivas; corresponde al número de barras del hietograma de lluvia efectiva que están a intervalos de tiempo iguales a la duración en exceso

Las tres últimas variables pueden relacionarse entre sí con la ecuación

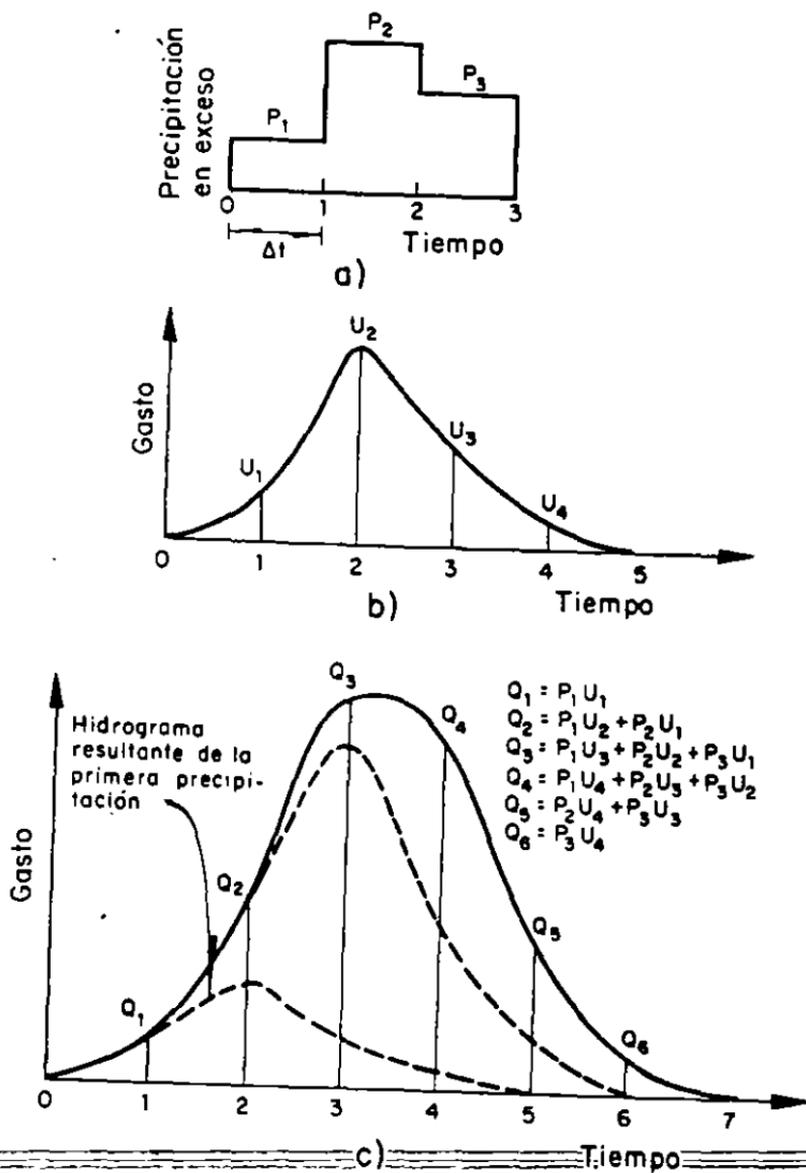


Fig .26 Cálculo del hidrograma de escurrimiento directo a partir del hidrograma unitario

siguiente

$$NU = NQ - NP + 1 \quad (.94)$$

Para obtener el hidrograma unitario a partir del hidrograma de escurrimiento directo y el hidrograma de lluvia efectiva, es necesario resolver el sistema de ecs .93. Esta solución muy pocas veces se puede obtener ya que este hidrograma unitario es muy sensible a pequeños errores en los datos de partida ya que en ocasiones la solución de la ec .93 da resultados negativos; a fin de superar esto y contar con una solución se propone usar el procedimiento propuesto por Raudkivi (1979) el cual está basado en aceptar un error pequeño en cada ecuación del sistema .93, es decir, se tiene que el error e_1 esta dado como

$$e_1 = Q_m - Q_1 = Q_m - (P_{e_1}u_1 + P_{e_2}u_{1-1} + P_{e_3}u_{1-2} + \dots + P_{e_1}u_1) \quad (.95)$$

donde Q_m y Q_1 son los gastos medidos y estimados, respectivamente. Para asegurarse que e_1 sea pequeño se hace mínima la suma de los cuadrados de los errores

$$S = \sum e_1^2 \quad (.96)$$

Esto significa que S se deriva parcialmente con respecto a cada u_1 y se iguala a cero, de esta manera se forma un sistema de ecuaciones que permite calcular el valor de la ordenada de H.U.

Procediendo de esa manera se llega a establecer que

$$\phi_{Pe} Q(\tau) = \sum_{i=1}^{NU} u_i \phi_{Pe} P_o(\tau-i+1) \quad (.97)$$

Sujeta a $\tau = 0, 1, \dots, (NU-1)$; para $\tau > NU$ $\phi_{Pe} Q(\tau) = 0$

$$\phi_{P_o} Q(\gamma) = \sum_{l=1}^{NP} P_{o_l} Q_{l+\gamma} \quad (.98)$$

Sujeta a $\gamma = 0, 1, \dots, (NP-1)$; para $l > NP$ $P_{o_l} = 0$

$$\phi_{P_o P_o}(\rho) = \sum_{k=1}^{NP} P_{o_k} P_{o_{k+\rho}} \quad (.99)$$

Sujeta a $\rho = 0, 1, \dots, (NP-1)$; para $\rho > (NP-1)$ $\phi_{P_o P_o}(\rho) = 0$

e) Hidrogramas unitarios sintéticos

Cuando no se dispone de registros simultáneos de precipitación y escurrimiento se puede estimar un H U para la cuenca en estudio conociendo las características físicas de ella.

Para ello se emplea un hidrograma unitario obtenido en otro lugar, casi siempre referido a ciertos parámetros del lugar en donde fue calibrado, a este tipo de hidrogramas se les llama sintéticos. A continuación se describen los de uso común en nuestro medio.

.H U Triangular

En este método se requiere conocer las características fisiográficas de la cuenca. Ha sido desarrollado para cuencas pequeñas (ver inciso 3.3.3) y su forma es triangular, ver fig .27 .Se obtiene el gasto pico con la ecuación siguiente

$$q_p = 0.208 \frac{A_c}{t_p} \quad (.100)$$

donde

A_c área de la cuenca, en km^2
 t_p tiempo pico, en h
 q_p gasto pico, en $m^3/s/mm$

$$t_r = 1.67 t_p \quad (.101)$$

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

(.102)

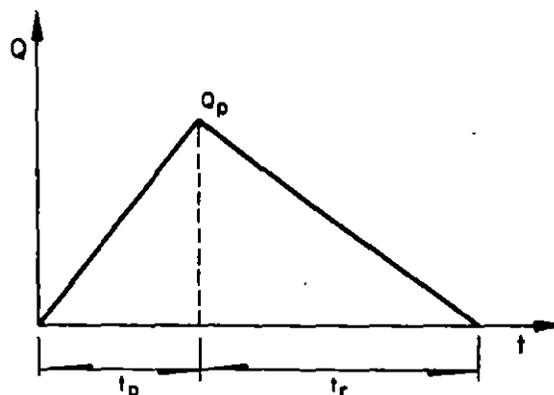


Fig .27 Hidrograma unitario triangular

El hidrograma de escurrimiento directo se calcula multiplicando cada una de las ordenadas del H.U. triangular por la lluvia efectiva, P_e , expresada en mm .

. HU Adimensional del SCS

El Soil Conservation Service de Estados Unidos (SCS, 1975) propone usar el hidrograma unitario adimensional de la fig .28 .

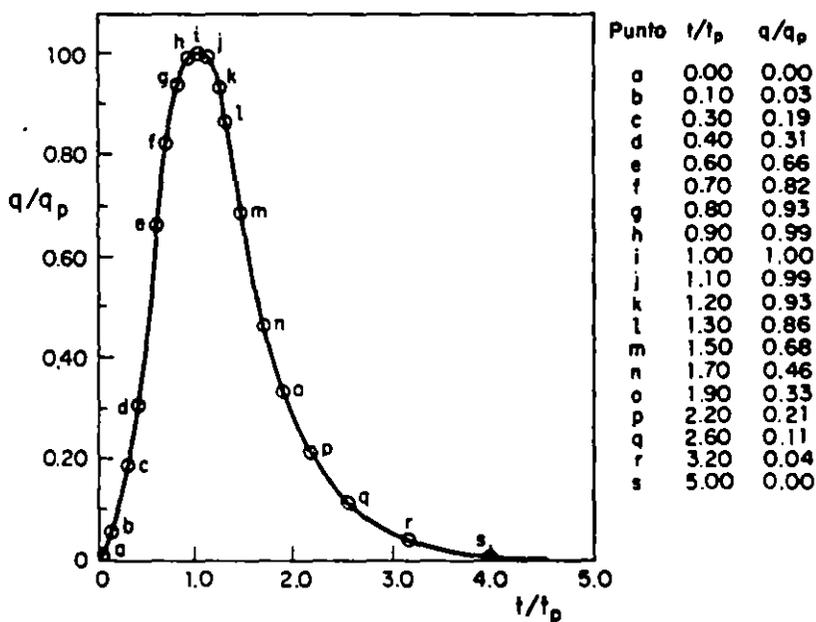


Fig .28 Hidrograma unitario del SCS

Para determinar el hidrograma se calcula

$$q_p = 0.208 \frac{A_c}{t_p} \quad (.103)$$

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c \quad (.104)$$

donde

- A_c área de la cuenca, en km^2
- t_c tiempo de concentración, en h
- t_p tiempo pico, en h
- q_p gasto pico, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$

La forma del hidrograma unitario queda definido al multiplicar los valores de las ordenadas y las abscisas, que aparecen en la fig .28, por q_p y t_p , respectivamente, de la manera siguiente

- a) Se escoge un valor de t/t_p y con ayuda de la fig .28 se obtiene q/q_p
 - b) Conocido q_p se despeja el valor de q
 - c) De la relación t/t_p elegida se despeja el valor de t
 - d) Se repite lo mencionado varias veces y los valores de q y t así calculados se dibujan para definir el hidrograma unitario. El hidrograma de escurrimiento directo se obtiene multiplicando cada una de las ordenadas del H U por la lluvia efectiva P_e , expresada en mm
- . Método de I-Pai-Wu (1963)

Este método permite calcular el gasto máximo y la forma del hidrograma. Se basa en el modelo lineal propuesto por Nash (1959) para obtener el hidrograma unitario instantáneo. El gasto se calcula mediante la expresión siguiente

~~$$Q(t) = \frac{1}{K(n-1)!} \left(\frac{t}{K} \right)^{n-1} e^{-t/K} \quad (.105)$$~~

Para calcular el gasto pico se propone la ecuación

$$Q_p = 0.278 \frac{A_c P_e}{t_p} f(n, t_p) \quad (.106)$$

donde

- Q_p gasto pico, en m^3/s
- P_e lluvia efectiva, en mm
- A_c área efectiva de la cuenca, en km^2

t_p tiempo pico, en h
 K coeficiente de almacenamiento

$$f(n, t_p) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{\Gamma(n)} \quad (.107)$$

donde n para la zona de estudio se obtiene como

$$n = \frac{4 t_p}{K} \quad (.108)$$

$\Gamma(n)$ es la función matemática gamma, ver ec .44.

Para calcular t_p y K se propone utilizar las dos ecuaciones siguientes

$$t_p = 0.98 (A_c)^{1.085} (L)^{-1.233} (S)^{-0.668} \quad (.109)$$

$$K = 0.73 (A_c)^{0.937} (L)^{-1.474} (S)^{-1.473} \quad (.110)$$

donde

- L longitud de la corriente principal, en km
- A_c área de la cuenca, en km^2
- S pendiente de la cuenca principal, calculada con el criterio de Taylor-Schwartz, expresada en por ciento (ver inciso 3.3.4).

Para obtener el hidrograma de escurrimiento se procede de la manera siguiente

- 1) Se calculan con las características de la cuenca, K y t_p , ecs 109 y 3.110
- 2) Se calcula el valor de n , ec .108
- 3) Conocida n se calcula $f(n, t_p)$ con la ec .107
- 4) Se obtiene el gasto pico con la ec .106
- 5) Con t/t_p del hidrograma sintético de la fig .29 se calcula Q/Q_p o bien con la expresión

$$\frac{Q}{Q_p} = \left[\frac{t}{t_p} \right]^{n-1} \left[e^{-(n-1)} \right] \left(\frac{t}{t_p} - 1 \right) \quad (.111)$$

de cualquiera de las dos maneras propuestas se despeja el valor de Q . La precipitación efectiva en la cuenca donde se desea calcular el hidrograma de escurrimiento directo es estimada a partir de los datos registrados en una estación llamada base P_b .

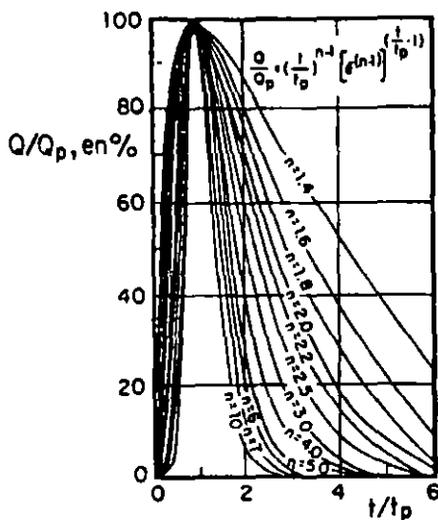


Fig 29 Hidrograma adimensional propuesto por I-Pai-Wu

Con ellos se calculan las curvas $i-d-Tr$ y conocidas éstas se selecciona una duración d y un periodo de retorno Tr de interés y se obtiene i y de esta, $P_b = i d$, luego con ayuda del número de escurrimiento N ó el coeficiente de escurrimiento C ó el índice de infiltración media se obtiene la precipitación efectiva en la estación base P_{e_b} , como se mencionó en 3.3.5

Si la estación base está dentro de la cuenca se cumple

$$P_e = P_{e_b} \quad (.112)$$

Si la estación base esta fuera de la cuenca se tiene que

$$P_e = F \cdot P_{e_b} \quad (.113)$$

donde F es un factor de ajuste que toma en cuenta la localización de la estación base, y está definido como

$$F = \frac{\text{Prec. en 24 h. en la estación dentro de la cuenca para } Tr = 50 \text{ años}}{\text{Prec. en 24 h. en la estación base para } Tr = 50 \text{ años}} \quad (.114)$$

Hay que señalar que este método no proporciona un hidrograma unitario

sino el de escurrimiento directo ya que en el cálculo del Q_p , ec .106, ya se toma en cuenta a la lluvia efectiva.

. Método de Chow (1962)

Permite conocer solamente el gasto máximo del hidrograma de escurrimiento directo para un periodo de retorno dado, y se aplica a cuencas menores de 25 km^2 . El gasto pico del escurrimiento directo se calcula como

$$Q_p = q_p P_e \quad (.115)$$

donde

$$\begin{aligned} q_p & \text{gasto pico del H U, en } m^3/s/mm \\ P_e & \text{lluvia efectiva, en mm} \end{aligned}$$

En 3.5.2 se señaló que el gasto de equilibrio que se usa en la curva S puede valuarse con la ec .91, es decir

$$q_e = \frac{A_c}{3.6 d}$$

El factor de reducción Z, propuesto por Chow, puede valuarse como

$$Z = \frac{q_p}{q_e} \quad (.116)$$

Sustituyendo la expresión del gasto de equilibrio y la ec .116 en la 3.115 resulta

$$Q_p = 0.278 \frac{A_c Z P_e}{d} \quad (.117)$$

Multiplicando la ec .117 en el numerador y denominador por P_{e_b} , que es la lluvia en exceso calculada para la estación base y que está expresada en mm para una duración dada, se tiene

$$Q_p = A_c Z \frac{P_{e_b}}{d} \frac{P_e}{P_{e_b}} \quad (0.278) \quad (.118)$$

Considerando que

$$X = \frac{P_{e_b}}{d} \quad (.119)$$

y

$$Y = 0.278 \frac{P_e}{P_{e_b}} \quad (.120)$$

la ec .117 puede escribirse como

$$Q_p = A_c X Y Z \quad (.121)$$

donde X, Y y Z se definen como los factores de escurrimiento, climático y reducción, respectivamente; éstos factores se calculan de la manera siguiente

1) Se calculan los factores X y Y en función de P_{e_b} o P_e , deducidas éstas de la misma forma como se explicó en el método de I-Pai-Wu.

2) El factor de reducción puede calcularse como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso t_R , mediante la fig .30. El tiempo de retraso se define como el tiempo que transcurre entre el centroide del hietograma de lluvia efectiva y el tiempo de pico del hidrograma de escurrimiento directo, ver fig .31.

El tiempo de retraso depende, principalmente, de las características fisiográficas de la cuenca y de la forma del hidrograma y es independiente de la duración de la lluvia. Para calcular este tiempo Chow (1962) propone usar la ecuación siguiente

$$t_R = 0.0050 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad (.122)$$

donde

- L longitud del cauce principal, en m
- S pendiente del cauce principal, en %
- t_R tiempo de retraso, en h

Linsley et al (1975) recomiendan calcularlo con la expresión siguiente

$$t_r = (0.75174) C_t \left[\frac{L L_{ca}}{\sqrt{S}} \right]^n \quad (.123)$$

donde

- L_{ca} longitud de la corriente principal desde la salida de la cuenca hasta el punto más cercano al centro de gravedad de la cuenca, en km; los puntos deben estar ubicados sobre el cauce principal
- S pendiente de la cuenca
- n constante, para montaña, pie de monte y valles $n = 0.38$

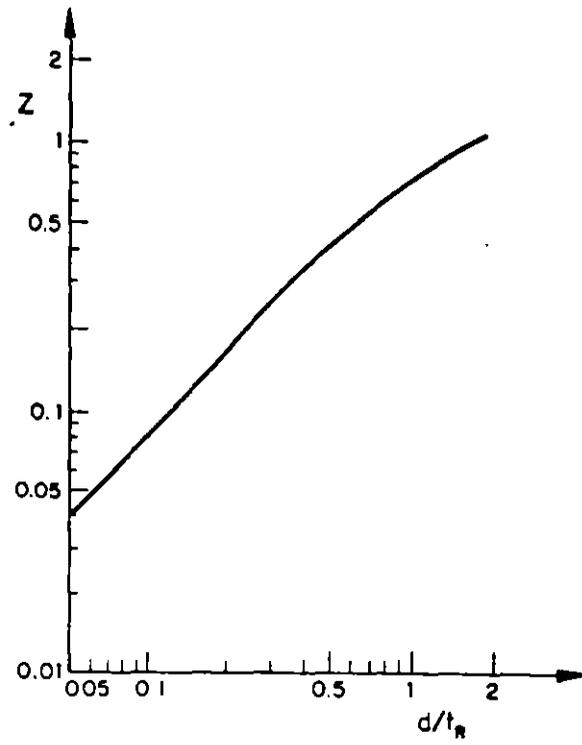


Fig .30 Factor de reducción Z

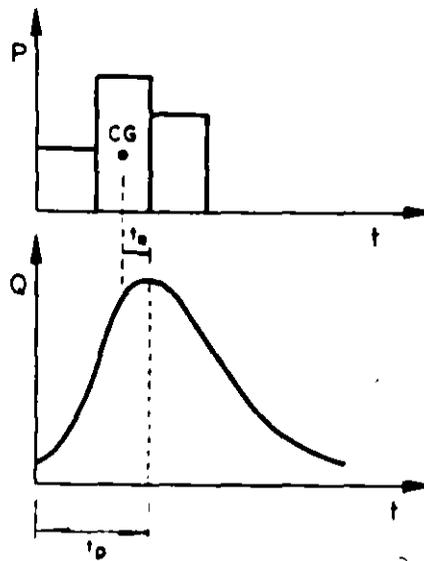


Fig .31 Definición del tiempo de retraso

L longitud de la corriente principal, en km
 C_t coeficiente que representa las variaciones de la pendiente y el almacenamiento en la cuenca; para cuencas naturales varía entre 1.35 y 1.65 y para las zonas urbanas, de acuerdo con las mediciones realizadas por Eagleson, se obtuvo que varía entre 0.16 y 0.24

Snyder (1938) propone

$$t_R = C_t (L L_{ca})^{0.3} \quad (.124)$$

O bien se puede usar

$$t_r = 0.6 t_c \quad (.125)$$

donde t_c es el tiempo de concentración, en h.

Para calcular el gasto máximo utilizando el método de Chow se recomienda usar el procedimiento siguiente

- 1) Se elige una duración de lluvia d para la tormenta de diseño, se recomienda empezar con d igual al t_c .
- 2) Se escoge el periodo de retorno de acuerdo con la estructura que se va a diseñar.
- 3) Se estima P_o y P_{o_p} como se indicó en el método de I-Pai-Wu.
- 4) Se calculan los factores X y Y .
- 5) Se calcula la relación d/t_p para obtener el factor Z con la fig .30
- 6) Se calcula el gasto pico con la ec .115
- 7) Se repite el procedimiento para otras duraciones.
- 8) El valor más grande de los gastos pico calculados corresponde al gasto de diseño.

El gasto pico del hidrograma sintético triángular puede ser sustituido por el estimado con el método de Chow y así proponer una forma al hidrograma de escurrimiento que en este caso será directo.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO II: HIDROLOGIA

INTEGRACION DE EVENTOS HIDROLOGICOS

Presentado por : **ING. J. CARRILLO**
1996

tránsito de la avenida. Este cambio puede ser tanto en forma como en desplazamiento en el tiempo.

Para predecir las variaciones temporal y espacial de una onda de avenida a través de un tramo de río o en un vaso de almacenamiento o para determinar el hidrograma de salida de una cuenca sobre la que se presentó una cierta lluvia se emplean los procedimientos de tránsito de avenidas. Estos se dividen en dos categorías, a saber

. Tránsito hidrológico

Se utilizan la ecuación de continuidad y una relación entre el almacenamiento y el gasto de salida. Este tipo de tránsito se utiliza, por ejemplo, para calcular la capacidad de la obra de excedencias de una presa o para conocer el cambio en la forma y avance de la onda avenida en un tramo de río.

. Tránsito hidráulico

Se utilizan las ecuaciones diferenciales de continuidad y de conservación de la cantidad de movimiento, para flujo no permanente o transitorio. La solución numérica de estas ecuaciones permite conocer la variación detallada de las características hidráulicas con respecto al tiempo. De este modo se conoce la evolución de los tirantes de agua en el cauce de un río o en la planicie. Este tipo de tránsito puede verse en el cap 6 de este manual.

Tránsito de avenidas en vasos de almacenamiento

Un vaso de almacenamiento se forma al interponer al paso de una corriente un obstáculo, llamado cortina, que provoca un remanso que limita el escurrimiento del agua. Se emplea la ecuación de continuidad, la cual está dada por

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (. 126)$$

donde

- I gasto de entrada, en m³/s
- O gasto de salida, en m³/s
- V volumen de almacenamiento, en m³
- t tiempo, en s

La ec 3.126 se puede expresar en diferencias finitas como

$$\frac{I_1 + I_{1+1}}{2} - \frac{O_1 + O_{1+1}}{2} = \frac{V_{1+1} - V_1}{\Delta t} \quad (.127)$$

donde

Δt Intervalo de tiempo, en s
 $i, i+1$ subíndices que representan los valores de las variables en el tiempo $t = i \Delta t$ y $t = (i+1)\Delta t$, respectivamente.

Como las variables O y V son conocidas en $t = i\Delta t$, I en todo el tiempo, ya que es el hidrograma de entrada, es conveniente escribir la ec 3.127 como

$$I_1 + I_{1+1} + \left[\frac{2V_1}{\Delta t} - O_1 \right] = \frac{2V_{1+1}}{\Delta t} + O_{1+1} \quad (.128)$$

En el tránsito de una avenida no se consideran variables como la evaporación y la infiltración, ya que su magnitud es varias veces inferior al volumen de las entradas o salidas por escurrimiento, tomando en consideración que el intervalo de tiempo que dura la avenida es del orden de horas a 2 ó 3 días.

Respecto al Δt , propuesto en la ec .128, para no afectar la precisión de los cálculos conviene utilizar un intervalo pequeño (se sugiere $\Delta t \leq 0.01 t_p$, donde t_p es el tiempo de pico del hidrograma de entrada). El tamaño del vaso de almacenamiento depende de la topografía. Cuando ésta es escarpada la capacidad de almacenamiento es pequeña y cuando es extendida la capacidad es grande. Para relacionar la elevación del agua en el almacenamiento con el volumen de agua almacenado se maneja una curva conocida como elevaciones-capacidades (volúmenes). En la fig .32 se muestra la forma típica de esta curva.

En esta clase de tránsito se acostumbra utilizar únicamente el gasto de salida por la obra de excedencias ya que el que se extrae por la obra de toma es pequeño comparado con el anterior. Es útil establecer una función entre la elevación del agua y el gasto de salida, lo cual se logra por medio de la curva elevaciones-gastos de salida. Esta curva se calcula con la ecuación de un vertedor rectangular, la cual es del tipo siguiente

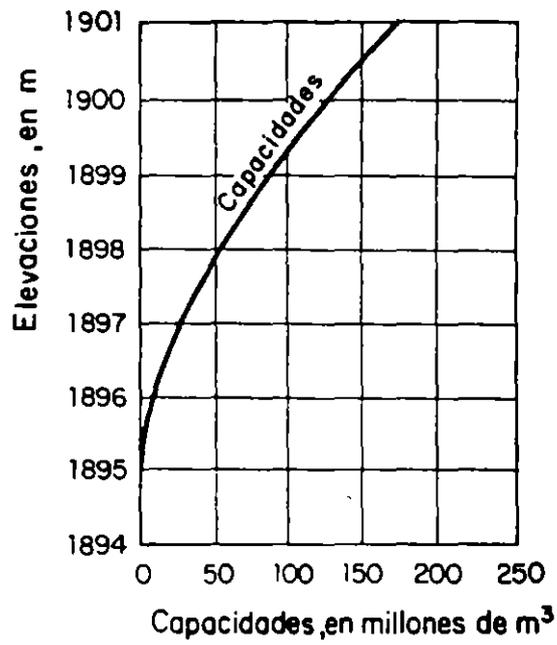


Fig .32a Curva elevaciones-capacidades

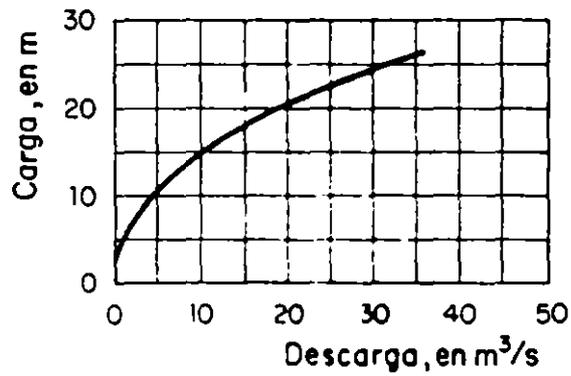


Fig .32b Curva elevaciones - gastos de salida

$$Q = C L H^{3/2}$$

(.129)

donde C es el coeficiente de descarga del vertedor, en $m^{1/2}/s$; L longitud de la cresta del vertedor, en m ; H la carga sobre la cresta del vertedor, en m .

El valor de C es variable ya que es función de la relación entre la carga de agua y la de diseño; sin embargo, para fines del tránsito de avenidas, se suele considerarla igual a 2. Tanto C como el exponente que aparecen en la ec .129 pueden ser afinados a partir de los datos de gastos de salida y cargas de agua en el vertedor medidos en modelos físicos reducidos.

La variable H se considera igual a la carga de agua más la carga de velocidad sobre la cresta, generalmente ésta última es despreciable, por lo que el valor de H es igual a la carga de agua sobre la cresta. Esta curva puede ser dibujada a partir de la ec .129, ya que en este caso la elevación del agua es igual a la suma de la elevación de la cresta del vertedor más la carga de agua. En la fig .32b se muestra una curva de este tipo.

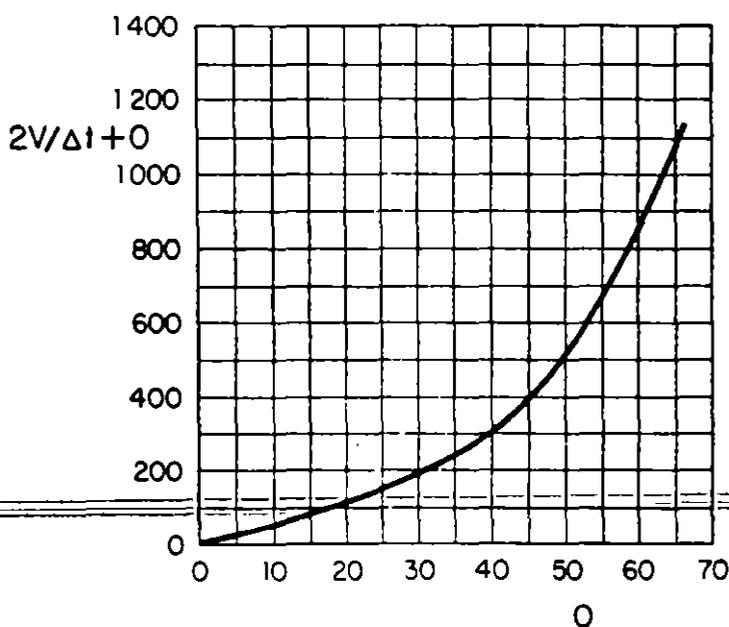


Fig .33 Curva $2V/\Delta t + 0$ contra O

Cuando el vertedor es de cresta controlada, la relación elevación-gasto estará dada por las reglas de operación fijadas por las compuertas.

Mediante las dos curvas descritas se puede conocer para cada volumen almacenado en la presa, la elevación del agua y con ésta el gasto de salida, y de ahí la relación volumen de almacenamiento-gasto de salida. El hidrograma de entradas es el que llega al almacenamiento y que se desea transitar por el mismo, en los problemas de diseño se le llama avenida de diseño.

Para realizar el tránsito se requiere especificar en que situación se encuentra el vaso en el momento en que se presenta la avenida. Para ello se debe conocer la elevación del agua y su correspondiente volumen de agua almacenado en la presa, el gasto de entrada y el gasto de salida.

Para resolver la ec .128, tomando en cuenta las curvas elevaciones-capacidades y elevaciones-gastos de salida, se proponen dos procedimientos, uno gráfico y el otro numérico, ambos se describen a continuación. Por precisión, rapidez y flexibilidad en los cálculos conviene utilizar el resultado numérico con ayuda de una computadora. El método semigráfico, ver Hjelmfelt et al (1976), se incluye para utilizarse cuando no se disponga de la ayuda electrónica mencionada.

a) Método semigráfico

Consiste en dos etapas, la primera sirve para calcular y dibujar una figura indispensable para el método y en la segunda se lleva a cabo la aplicación del mismo.

Primera Etapa. Obtención de la curva $(2V/\Delta t + O)$ contra O

Para construir esta curva se emplean las curvas elevaciones-capacidades y elevaciones-gastos de salida en forma de la manera siguiente

- 1) Se selecciona el tamaño del incremento de tiempo Δt
- 2) Se escoge una elevación y se obtiene el volumen V y el gasto de salida O .
- 3) Con V y O se calcula $2V/\Delta t + O$.
- 4) En una gráfica se representa a $2V/\Delta t + O$ contra O .

El procedimiento se repite para otras elevaciones; en la fig .33 se muestra esta curva.

Segunda etapa. Aplicación del método

- 1) Para las condiciones iniciales, se calcula el miembro izquierdo de la ec .128; su resultado es igual a

$$\frac{2V_{1+1}}{\Delta t} + O_{1+1} = K$$

donde K es una constante.

2) Con el valor del paso Δt se entra a la curva $2V/\Delta t + O$ contra O y se encuentra el valor de O_{i+1} . El valor de V_{i+1} se calcula con

$$V_{i+1} = (K - O_{i+1}) \frac{\Delta t}{2}$$

3) Se considera a i como $i+1$, es decir I_{i+1} , O_{i+1} y V_{i+1} pasan a ser I_i , O_i , V_i en el instante siguiente. Se repite el procedimiento hasta terminar todos los valores de interés del hidrograma de entrada.

El método puede ser llevado a cabo a través de una tabla como la .16. El hidrograma de salida aparece en la columna 7 de esa tabla. La tabla .16 se llena de la manera siguiente

Columna 1

t_1 es igual al tiempo de inicio del tránsito

t_2 es igual a $t_1 + (i-1)\Delta t$, para $i=2,3,4,\dots,n$

Columna 2

Se anotan los valores de i desde 1 hasta el número de incrementos de tiempo que interese.

Columna 3

Se escriben las ordenadas del hidrograma de entrada correspondientes a los tiempos t_i para $i=1,2,3,\dots,n$

Columna 4

Se calcula la suma $I_i + I_{i+1}$ y se apunta ésta en el renglón i

Las columnas anteriores se llenan antes de comenzar con el método de tránsito. Como las condiciones iniciales son conocidas por tanto V_i y O_i son datos y en el primer renglón de la columna 5 se escribe $2V_i/\Delta t - O_i$. Las columnas 5 a 7 se llenan por renglones. Se consideran conocidas las variables con subíndice i y desconocidas aquellas con su bíndice $i+1$.

Columna 5

Se anota el valor de $2V_i/\Delta t - O_i$ del renglón i . El valor del renglón j (para $j > i$) se calcula al restar al valor de $2V_{i+1}/\Delta t - O_{i+1}$ el de $2O_{i+1}$ que aparece en el renglón $j-1$.

Columna 6

Se suman los valores del renglón i de las columnas 4 y 5 y el resultado se escribe en la columna 6 del mismo renglón. Con ello se conoce $2V_{i+1}/\Delta t + O_{i+1} = K$

Columna 7

Con el valor de K se entra a la figura de $2V/\Delta t + O$ contra O y se encuentra el valor de O_{i+1} del renglón i

TABLA .16 Secuencia de cálculo para el método semigráfico

(1) Tiempo	(2) 1	(3) I_1	(4) I_1+I_{1+1}	(5) $2V_1/\Delta t-O_1$	(6) $2V_{1+1}/\Delta t+O_{1+1}$	(7) O_{1+1}
t_1	1	I_1	$I_1+I_2=A$	$2V_1/\Delta t-O_1=B$	$A+B=K \xrightarrow{\text{fig}} O_2$	
t_2	2	I_2	$I_2+I_3=C$	$K-2O_2=D$	$C+D=L \xrightarrow{\text{fig}} O_3$	
t_3	3	I_3	$I_3+I_4=E$	$L-2O_3=F$	$E+F=M \xrightarrow{\text{fig}} O_4$	
...
t_n	n	I_n	I_n+I_{n+1}

b) Método numérico

Este método resuelve la ec .128 mediante un procedimiento del tipo predictor-corrector (Fuentes y Martínez, 1988) de la forma siguiente

1) Se conocen $I_1, I_{1+1}, V_1, O_1, \Delta t$; por tanto se puede valorar el miembro izquierdo de la ec 3.128 .

2) Se supone que $O_{1+1} = O_1$.

3) Con O_{1+1} , de la ec 3.128 se obtiene V_{1+1} .

4) A partir de la curva elevaciones-capacidades con V_{1+1} se encuentra la elevación E_{1+1} .

5) Con E_{1+1} se entra a la curva elevaciones-gastos de salida y se calcula O_{1+1} .

6) Se compara el valor de O_{1+1} del paso 5 con el supuesto en el paso 2, si son aproximadamente iguales se ha encontrado el valor correcto de O_{1+1} y se va al paso 7. Si no son iguales, con el valor de O_{1+1} calculado en el paso 5, se repite el proceso desde el paso 3.

7) Si interesan las condiciones para el siguiente tiempo se considera

$$I_{1+1} = I_1; \quad O_{1+1} = O_1; \quad V_{1+1} = V_1$$

y se va al paso 1. De otro modo, termina el cálculo del tránsito.

Se recomienda que el error relativo entre dos valores consecutivos de O_{1+1} sea menor del 10%.

Independientemente de usar cualquiera de los dos métodos mencionados, conviene dibujar el hidrograma de entradas y el de salidas; el área que quede comprendida entre los hidrogramas corresponde al máximo volumen

que se almacena en la presa en determinado momento, este volumen se llama de regulación. Por otro lado, el valor más grande de O_{1+1} lleva asociada la máxima elevación del agua que se alcanza dentro del vaso. Cuando se transita la avenida de diseño a esa elevación se le designa con el nombre de NAME (nivel de aguas máximo extraordinario).

Tránsito de avenidas en cauces

El procedimiento hidrológico más usado para transitar avenidas en tramos de cauce es el desarrollado por McCarthy (1938) conocido como método de Muskingum. El método usa una relación algebraica lineal entre el almacenamiento, las entradas y las salidas junto con dos parámetros K y X .

Se considera que el almacenamiento total en el tramo del río es directamente proporcional al promedio pesado de los gastos de entrada y salida del tramo, es decir

$$V = K [XI + (1 - X) O] \quad (.129)$$

donde K es la constante de proporcionalidad, llamada de tiempo de almacenamiento, expresada en unidades de tiempo y X es el factor de peso. En la fig .34 se presenta una representación gráfica que justifica la ecuación anterior.

Al aplicar la ec 3.129 para los tiempos

$$t_1 = i \Delta t = t_1 ; \text{ y } t_{1+1} = (i+1)\Delta t = t_2$$

se tiene

$$\Delta V = V_2 - V_1 = K[X(I_2 - I_1) + (1-X)(O_2 - O_1)] \quad (.130)$$

Usando lo mismo para la ecuación de continuidad, ver ec 3.127, se llega a

$$\frac{1}{2}(I_1 + I_2)\Delta t - \frac{1}{2}(O_1 + O_2)\Delta t = V_2 - V_1 = \Delta V \quad (.131)$$

Si se sustituye en esta última ecuación el valor de ΔV , dado por la ec .130, se encuentra que

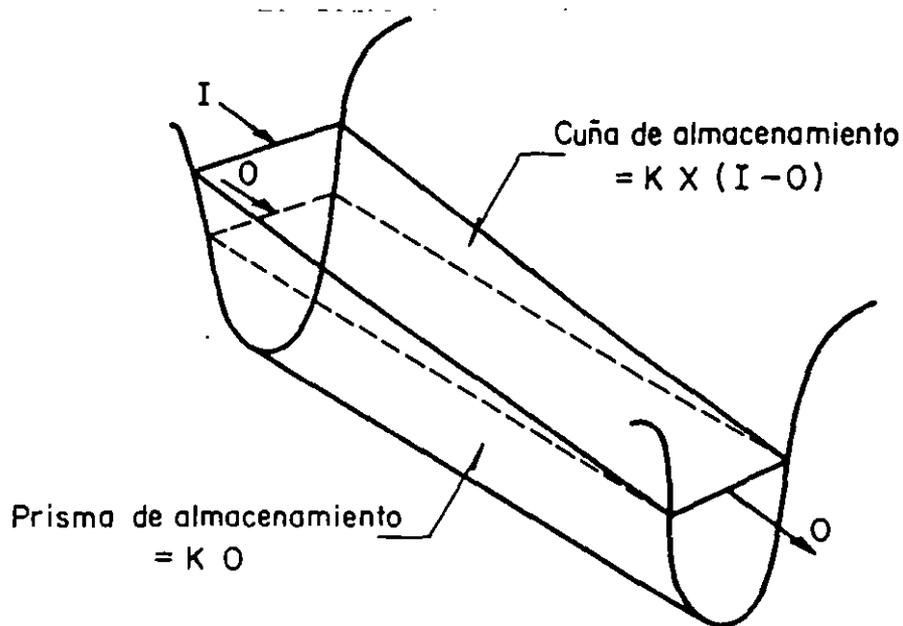


Fig .34 Relación entre el volumen y los gastos de entrada y salida

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (.132)$$

$$C_0 = \frac{- KX + 0.5 \Delta t}{K - KX + 0.5 \Delta t} \quad (.133)$$

$$C_1 = \frac{KX + 0.5 \Delta t}{K - KX + 0.5 \Delta t} \quad (.134)$$

$$C_2 = \frac{K - KX + 0.5 \Delta t}{K - KX + 0.5 \Delta t} \quad (.135)$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1.0 \quad (136)$$

El factor de peso X es el que toma en cuenta la influencia de la entrada y la salida en el tramo en estudio.

Obtención de los parámetros K y X

Para conocer el valor de K y X existen diferentes métodos, a continuación se describen varios de ellos.

a) Para información escasa

Cuando no se tienen datos suficientes X se toma entre 0 y 0.3 y K se hace igual al tiempo entre los gastos de pico de los hidrogramas de entrada y de salida del tramo de río o bien se estima, según Linsley et al (1975), a partir de

$$K \cong 0.014 \frac{L^{1.8}}{H^{0.8}} \quad (.137)$$

H desnivel entre las dos secciones de los extremos del tramo del río, en km

L longitud del tramo del río, en km

b) Método de calibración tradicional

Es aplicable cuando se dispone de una avenida que haya sido medida (aforada) en los extremos del tramo de interés del río. El procedimiento de calibración es el siguiente

- 1) Se divide el hidrograma de entrada y salida en intervalos de tiempo Δt , a partir de un tiempo inicial común.
- 2) Se calcula el almacenamiento promedio con la ecuación

$$V_2 = \left[\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right] \Delta t + V_1 = (\bar{I} - \bar{O}) \Delta t + V_1 \quad (.138)$$

3) Se supone un valor de X

4) Se calcula Y como

$$Y = X I + (I - X) O \quad (.139)$$

5) Se dibujan los valores de V_2 (paso 2) y los de Y (paso 4) para la X supuesta, ver fig .35

6) Se observa si los puntos se ajustan a una recta, en caso afirmativo se continúa en el paso 7, si no es así, se supone otra X y se regresa al paso 3.

7) Una vez seleccionado el valor adecuado de X, la constante K resulta ser igual a la pendiente de la recta de ajuste, ver fig .35 .

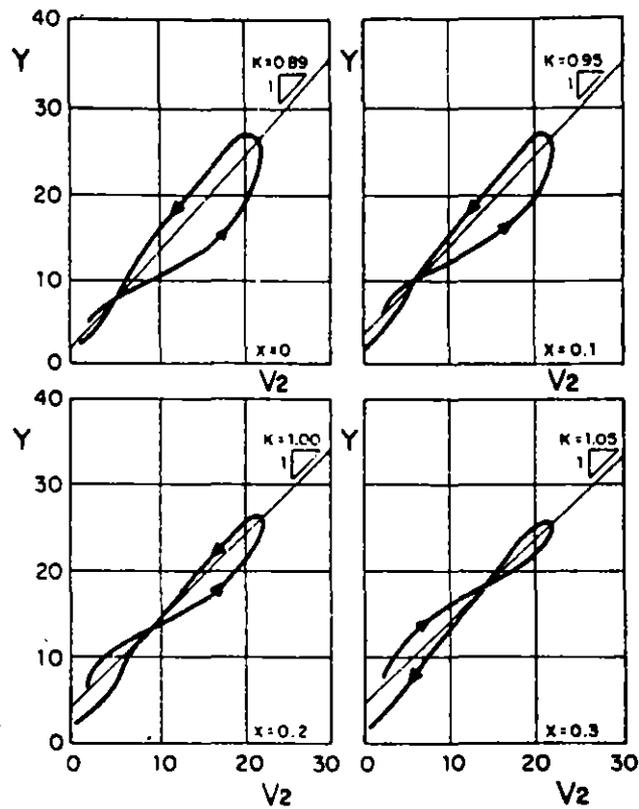


Fig .35 Calibración de X, método tradicional

c) Método de calibración de Overton

Se usa cuando se conoce el gasto pico y el tiempo en que se presenta éste para los hidrogramas de entrada y de salida en el tramo del río. Para encontrar los parámetros K y X Overton deduce dos expresiones suponiendo que el hidrograma de entrada tiene la forma de un triángulo isósceles y que K es menor al tiempo pico de este hidrograma (Vlessman, 1977). Tales expresiones son

$$K = 1.41(T_p - t_p) \quad (.140)$$

$$X = 0.71 \frac{t_p}{K} \left[\frac{I_p - O_p}{I_p} \right] \quad (.141)$$

donde

t_p	tiempo de pico del hidrograma de entrada al tramo del río
T_p	tiempo de pico del hidrograma de salida del tramo del río
I_p	gasto pico del hidrograma de entrada al tramo del río
O_p	gasto pico del hidrograma de salida del tramo del río

Aplicación del método de Muskingum

Conocidos K y X para transitar un hidrograma se hace lo siguiente

- 1) Se calculan las constantes C_0 , C_1 , y C_2 (ecs .133 a .135).
- 2) Se conoce I_1 y O_1
- 3) Se considera el gasto de entrada I_2 en el tiempo siguiente
- 4) El gasto de salida se obtiene con la ecuación siguiente

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (.142)$$

- 5) Los valores de I_2 y de O_2 se toman como I_1 y O_1 y se repite el procedimiento desde el paso 3

Según Chow (1964) el intervalo de tiempo Δt que se debe usar para realizar el tránsito debe estar comprendido entre $2Kx$ y K ya que si no se respetan estos límites se pueden tener errores de aproximación importantes en los resultados.

Tránsito de avenidas en llanuras de inundación

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

Para llevar a cabo lo anterior se pueden usar modelos físicos o matemáticos que permitan conocer el movimiento del agua cuando se presenta una avenida tanto en el cauce de los ríos como en la planicie. En estos modelos se incluye a las posibles obras que pretenden disminuir o evitar totalmente la inundación, entre ellas, destacan los bordos, cauces de alivio, etc.

Para que sean confiables los resultados se requiere calibrar los modelos con mediciones de campo o laboratorio.

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

El tránsito de avenidas en llanuras de inundación es del tipo hidráulico descrito en el inicio de este capítulo, por lo que se requiere de métodos numéricos para resolver las ecuaciones diferenciales que gobiernan el fenómeno. En el cap 6 de este manual se encuentra una descripción detallada de lo mencionado.

RECOMENDACIONES PARA CASOS PARTICULARES

Cuando se desea llevar a cabo un estudio hidrológico, por ejemplo, para definir una tormenta de diseño y no se dispone de información suficiente para hacerlo se pueden presentar varios tipos de solución al problema, a continuación se describen algunos de ellos.

a) Determinación de un dato faltante de lluvia cuando se tiene una tormenta desfavorable que se desea analizar

Para este problema se puede recurrir a los criterios tradicionales expuestos, por ejemplo, en Springall (abril 1970).

Sin embargo para aplicar estos métodos se requiere del conocimiento de la precipitación media anual registrada tanto en la estación donde se desea determinar el dato como en tres adyacentes a ella; adicionalmente del valor de la lluvia en todas ellas en la fecha en que se desea conocer el dato.

Otros autores como Wilson (1974), sugieren usar el promedio aritmético calculado con los valores de al menos tres estaciones adyacentes a las que se esta estudiando.

Otra manera consiste en dibujar el plano de isoyetas para la duración total de la tormenta, usando para ello toda la información disponible en la cuenca, y con base en él se extrapola el dato faltante para la estación de interés. Este procedimiento es útil ya que permite tomar en cuenta los datos medidos tanto en pluviómetros como en pluviógrafos.

b) Curvas masa de precipitación

Al resolver el problema mencionado en a) solo se obtiene un valor en el tiempo, sin embargo, en ocasiones se necesita definir toda la curva masa. Para ello se recurre al procedimiento propuesto por Wilson (1974), el cual consiste básicamente en disponer de la curva masa de precipitación de la estación más cercana a la que falta, a la primera se le llama auxiliar; para la duración total de la tormenta se calcula un factor de ajuste que es igual al cociente de la precipitación medida o estimada en la estación que carece de la curva entre la registrada en la estación auxiliar, luego cada una de las ordenadas de la curva masa conocida se multiplican por éste factor, quedando de esta manera estimada la curva masa de precipitación.

Otros autores sugieren utilizar una curva masa promedio obtenida con tres estaciones adyacentes y tomar esta como la auxiliar y repetir lo mencionado.

c) Análisis para zonas áridas donde la lluvia que se presenta es producida por ciclones

En este caso se plantea que se tiene un grupo de estaciones pluviométricas y pluviográficas en la cuenca, pero en la zona de interés no se dispone de ninguna de ellas, y se desea determinar la tormenta de diseño. Para resolver este problema se procede de la manera siguiente.

c.1) Análisis de pluviómetros

1. Para cada estación de este tipo se obtiene la precipitación máxima anual registrada en 24 h.
2. A los datos anteriores se les identifica la función de distribución de probabilidad que mejor los represente, en este caso si se tienen ciclones se requiere una que considere a dos poblaciones.
3. Con ayuda de la función de distribución de probabilidad seleccionada se calculan valores de lluvia para diferentes periodos de retorno.
4. ~~Se dibujan planos de isoyetas para los diferentes periodos de~~ retorno y se comparan con el que corresponde a las isoyetas medias anuales, esto se hace con la finalidad de ver si existe semejanza entre ellas ya que ello ayuda a que se pueda comprobar para otras tormentas que la forma de las isoyetas sigue la misma tendencia.

c.2) Análisis de pluviógrafos

En general se dispone de pocos aparatos de este tipo y la mayor parte de las veces solo hay uno para toda la cuenca.

1. Para cada registro que se tenga, medido en condiciones severas de tormenta, se buscan diferentes porcentajes de lluvia con respecto a la

total así como la duración que tiene asignado cada uno de ellos, que también se expresa como porcentaje.

2. Los valores de lluvia calculados en el inciso 1 y su correspondiente duración se comparan con los máximos registrados en el mundo, esto se puede hacer con ayuda de la fig .36, (ver Raudkivi, 1979) . Si los valores quedan por debajo de la envolvente mundial puede considerarse que los valores medidos son confiables, en caso contrario hay que analizar más detalladamente la información.

3. Se escoge la duración que tenga contenida, por ejemplo, el 90% de la lluvia total.

4. Con la duración obtenida se buscan los valores máximos anuales de la lluvia correspondiente y se hace un análisis estadístico con ellos, es decir se encuentra cual es la función de distribución de probabilidad que mejor se les ajusta.

5. Se calcula el porcentaje que representa la lluvia obtenida para la duración parcial con respecto a la de 24 h y se calcula el promedio de los valores, esto se hace para periodos de retorno comunes. Con base a los resultados se puede decir si existe una dependencia entre el porcentaje y el periodo de retorno, lo anterior se puede comprobar al observar que no existe una diferencia grande entre los diferentes porcentajes al compararlos entre sí.

6. Para cada uno de los registros de los pluviógrafos se calcula el valor máximo de lluvia para diferentes intervalos de tiempo y luego se presenta como un porcentaje de la lluvia total. La duración que les corresponde también se expresa como porcentaje de la duración total de 24 h. Para cada uno de los porcentajes de duración se hace un promedio aritmético de los porcentajes de lluvia obtenidos para todas las estaciones.

7. Con los datos de los porcentajes de duración y lluvia se dibuja una curva que los relacione. El Weather Bureau (1957) propone usar una curva, ver fig 37, que fue obtenida para tormentas tropicales, semejante a la dibujada la cual debe ajustarse para porcentajes de lluvias máximas. Se hace una comparación entre la curva calculada y la propuesta lo que normalmente ocurre es que son semejantes.

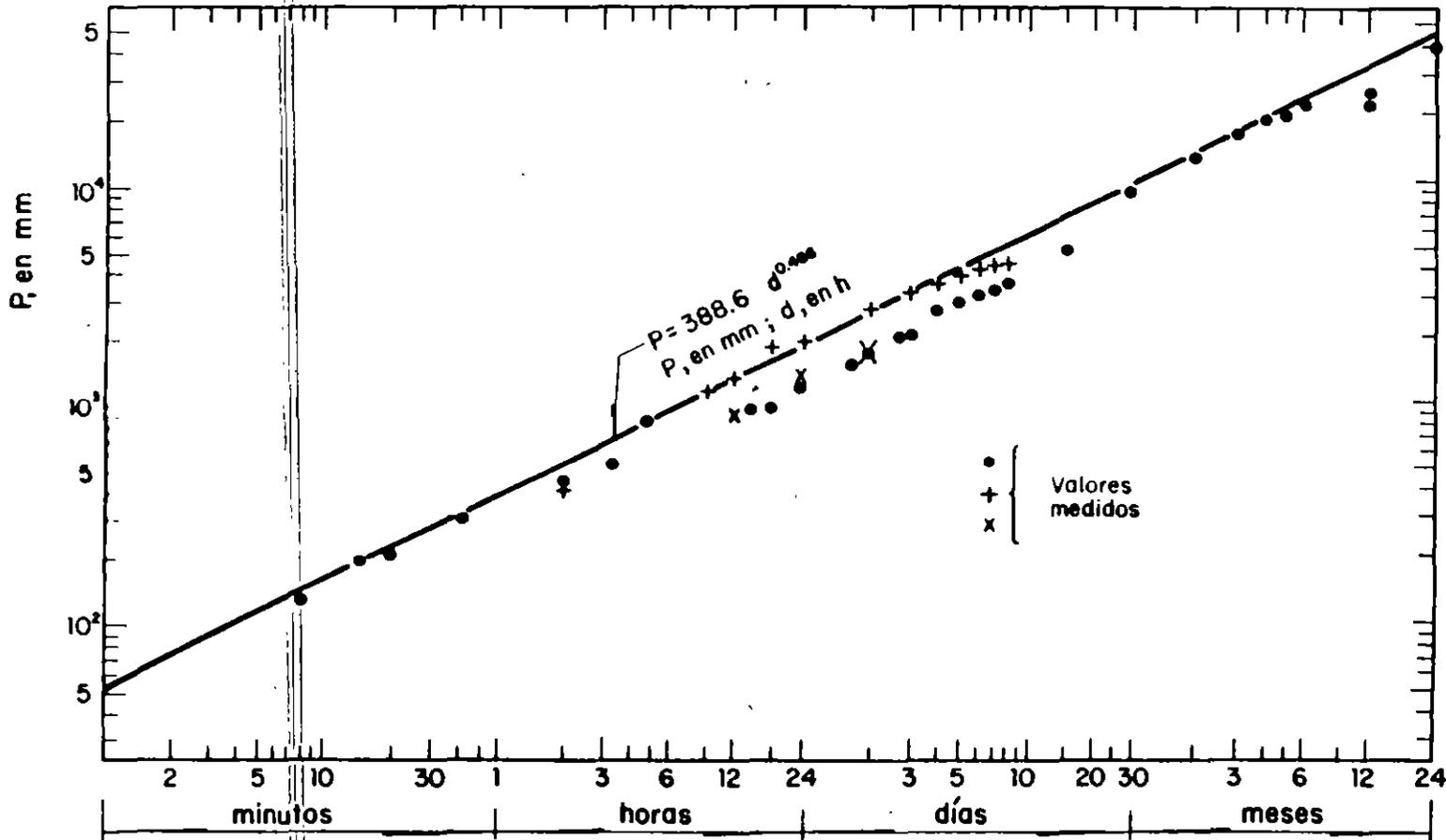


Fig .36 Envolvente mundial de los valores máximos de lluvia, Raudkivi (1979)

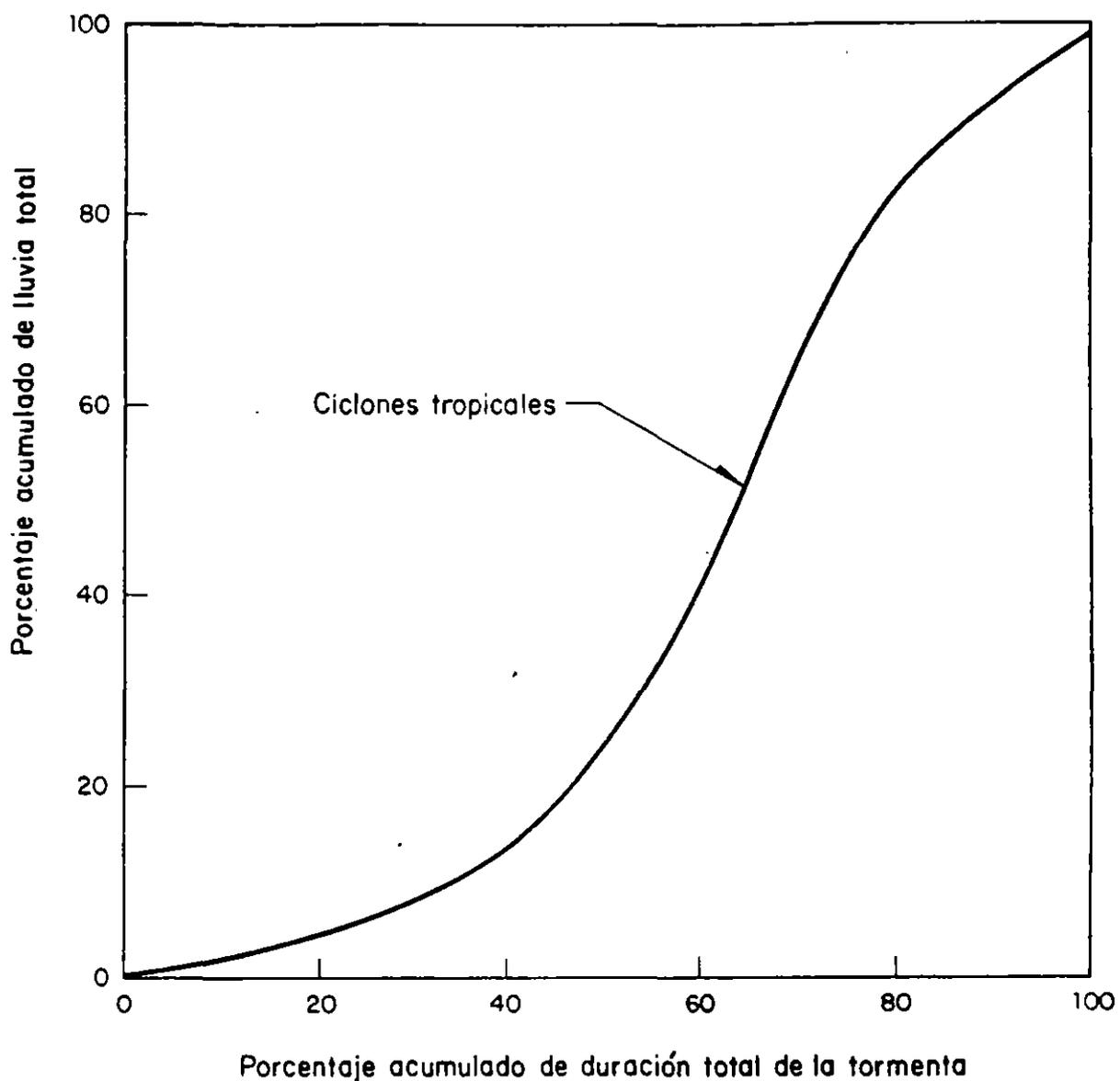


Fig .37 Porcentajes típicos de distribución de curvas masas de lluvias para diferentes alturas de precipitación y características de tormentas, según el U.S. Weather Bureau (1957)

8. Se dibujan en la figura comentada en 7 los datos calculados en el paso 5, es decir, el promedio de los porcentajes de lluvia. Si los puntos quedan por arriba de las curvas mencionadas en 7 se dibuja una curva paralela a ellas que pasa por los puntos lo cual servirá para obtener la tormenta de diseño, la cual tendrá asignado un periodo de retorno y a la vez se tienen valores más conservadores del porcentaje de lluvia.

Por el contrario si los puntos estan por debajo de las curvas se usan estas para definir la tormenta con la característica que no se le asigna ningún periodo de retorno, es decir, los valores de la tormenta son independientes de éste.

9. Una vez obtenidas las curvas para calcular la tormenta de diseño, se procede de la manera siguiente

. Se escoge un periodo de retorno en función de la importancia de la obra.

. Con el plano de isoyetas que tiene asignado el T_r escogido y una $d = 24$ h se calcula la lluvia total.

. Con la lluvia total y el número de escurrimiento N se calcula la lluvia efectiva, ver 3.3.5.

. Se calcula la duración de la lluvia, ver 3.3.4.

. Se calcula el porcentaje de duración de la lluvia con respecto a la de 24 h

. Con el porcentaje de duración y la figura obtenida en el paso 8, se elige la curva que corresponda al T_r seleccionado, se calcula el porcentaje de lluvia.

. Se multiplica la lluvia efectiva por el porcentaje de lluvia, obteniéndose la lluvia efectiva de diseño.

d) Se cuenta con pluviógrafo y pluviómetro cerca de la zona de estudio

En este caso se plantea la situación de determinar la tormenta de diseño con dos estaciones que tienen las características mencionadas.

~~1. La estación pluviográfica se toma como estación base~~

2. Se hace un análisis de lluvias máximas en 24 h para ambas estaciones, es decir se busca la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos.

3. Como en la estación pluviográfica se cuenta con datos de intensidad máxima para diferentes duraciones se procede a hacer dos tipos de análisis con ella, uno consiste en calcular la curva intensidad-duración- periodo de retorno y el otro en ajustar, para cada duración, una función de distribución de probabilidad.

Si la dispersión de los datos es muy grande al compararlos con las

curvas I-d-Tr ajustadas, se debe usar el segundo procedimiento.

4. Se selecciona el periodo de retorno.

5. Con el periodo de retorno seleccionado se calcula el valor de la lluvia para diferentes duraciones usando la curva de ajuste seleccionada en el paso 3, con lo cual se define la curva masa de precipitación en la estación pluviográfica.

6. Si la estación pluviográfica esta cerca de la cuenca se toma tal cual la curva calculada en el paso 5, y ella se considera como la de diseño. Por el contrario si la que esta más cercana es la pluviométrica se procede de la manera siguiente

- Para el periodo de retorno escogido se calcula la lluvia máxima en 24 h para las dos estaciones.

- Se calcula un factor de ajuste dividiendo el valor de la lluvia máxima en 24 h de la estación pluviométrica entre el correspondiente de la pluviográfica.

- Las ordenadas de la curva masa, obtenida en el paso 5, se multiplican por el factor de ajuste, y el resultado será la curva masa de diseño.

e) Método de regionalización

En algunas regiones de la República Mexicana se han establecido ecuaciones de tipo empírico para determinar ya sea la lluvia o gastos, ellas fueron deducidas usando toda la información recabada en la región. Así, por ejemplo, para lluvias se dispone de curvas altura de precipitación-área-duración las cuales pueden consultarse en Springall (1978), para gastos en la cuenca del río Papaloapan se recomienda usar el trabajo de Domínguez (1981) o para toda la república mexicana se cuenta con la regionalización propuesta por la SARH (1975).



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO II: HIDROLOGIA

FUNCIONAMIENTO DE VASOS

Presentado por : ING. R. DOMINGUEZ
1996

El proceso mediante el cuál se trata de representar el compor
tamiento del vaso de almacenamiento de una presa a partir de
la información de ingresos, egresos y cambio de almacenamien-
to en él. Con dicha información se trata de conocer
(sin estar en el sitio y esperar mucho tiempo) cuales serían
los niveles de agua en la presa, sus descargas por la obra de
excedencias, etc. Este proceso se llama simulación del fun-
cionamiento de un vaso.

La simulación del funcionamiento de un vaso tiene varias apli-
caciones entre las cuales se citan:

- a) Cambio de las características físicas de las obras del
proyecto de la presa.

- 2
- b) Determinación del volumen de agua del almacenamiento que es utilizable, por ejemplo para satisfacer la demanda (capacidad útil).
 - c) Establecer políticas de extracciones para cumplir con parte o toda la demanda.

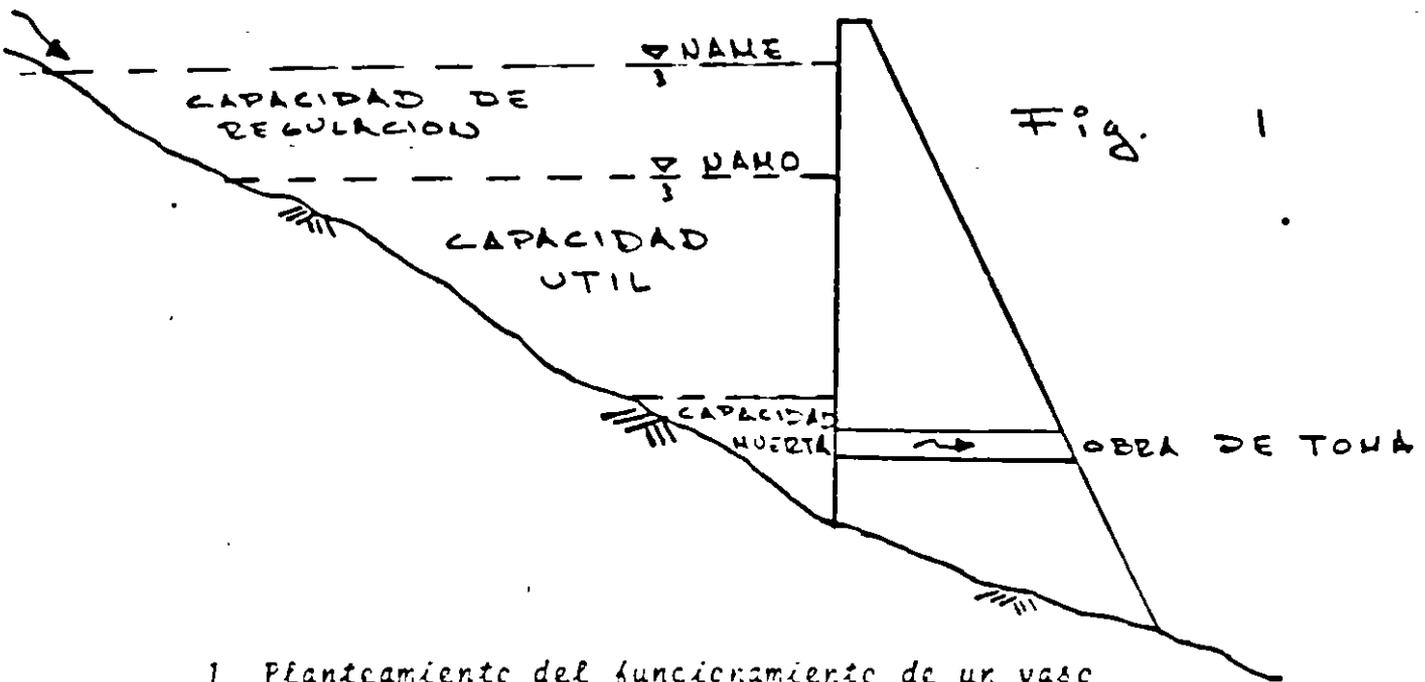
En un almacenamiento de un vaso (fig 1), se consideran varios niveles característicos, a saber:

- . Nivel de aguas mínimas, NAMIN, asociado a la elevación mínima abajo de la cuál no puede ser extraída el agua por la obra de toma (funcionando esta como un vertedor).
- . Nivel de aguas máximas ordinarias, NAMO, es el nivel máximo a la cual la superficie del vaso subirá durante las condiciones comunes de funcionamiento u operación.
- . ~~Nivel de aguas máximas extraordinarias, NAME, es la elevación máxima que alcanzará el agua durante el tránsito de la avenida de diseño de la presa por el vaso.~~

Los niveles anteriores, permiten definir a su vez a los siguientes volúmenes de un vaso:

- . Capacidad muerta, volumen de agua que no puede ser extraído de la presa; es el agua del vaso debajo del NAMIN.

- Capacidad útil, es el volumen de agua comprendida entre el NAMIN y el NAMO.
- Capacidad de regulación, es el volumen de agua que es utilizado para reducir el gasto de pico del hidrograma de ingreso al vaso cuando la superficie del vaso corresponde al NAMO; se refiere al almacenamiento comprendido entre el NAMO y el NAME.



1 Planteamiento del funcionamiento de un vaso

Para entender en que consiste la simulación de un funcionamiento de vaso se discutirá un procedimiento

Para simular el funcionamiento de un vaso se utiliza la ecuación de continuidad que para un intervalo de tiempo

Δt se expresa:

$$V_{i+1} - V_i = \frac{I_{i+1} + I_i}{2} \Delta t - \frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} \Delta t$$

si se supone que $I_i = I_{i-1}$ y $Q_i = Q_{i-1}$, es decir son constantes durante el intervalo de tiempo, la ec. anterior queda:

$$V_{i+1} - V_i = I \Delta t - Q \Delta t$$

haciendo

$$X_i = I \Delta t$$

$$S_i + P_i = Q \Delta t$$

la ecuación de continuidad queda

$$V_{i+1} = V_i + X_i - S_i - P_i \quad 1$$

Esta es la ecuación fundamental para hacer el funcionamiento
del vaso, en ella generalmente se considera que el intervalo de tiempo Δt es de un mes, sin embargo en vasos muy grandes, se pueden utilizar intervalos mayores inclusive hasta de un año.

2. METODO DE SOLUCION

La simulación del funcionamiento del vaso se realiza a partir de la ecuación de continuidad

$$V_{i+1} = V_i + X_i - S_i - P_i \quad (1)$$

sujeta a

$$VM^{(k)} \leq V_{i+1} \leq VU^{(k)}$$

donde

V_{i+1}, V_i volúmenes almacenados al final y al principio del mes i respectivamente, en $m^3 (10^6)$

$VM^{(k)}$ volumen correspondiente al NAMINO en el mes k del año, en $m^3 (10^6)$

$VU^{(k)}$ volumen correspondiente al NAMO en el mes k del año, en $m^3 (10^6)$

considerando

$$X_i = ICP_i + IT_i \quad (2)$$

$$S_i = VDEM_i \quad (3)$$

$$P_i = 1000 (EVAP_i - hp_i) \bar{A}_i \quad (4)$$

para

ICP_i volumen de escurrimiento generado por cuenca propia que entra al vaso en el mes i , en $m^3(10^6)$

IT_i volumen de entrada por transferencias desde otras cuencas en el mes i , en $m^3(10^6)$

$VDEM_i$ volumen extraído para satisfacer la demanda en el mes i , en $m^3(10^6)$

hp_i lámina de precipitación sobre el vaso en el mes i , en mm

$EVAP_i$ lámina de evaporación en el vaso en el mes i , en mm

\bar{A}_i promedio de las áreas de superficie libre del vaso, en km^2

El área promedio se calcula como $\frac{A_{i+1} + A_i}{2}$ siendo A_{i+1} y A_i el área de la superficie libre al final y al inicio del mes i , respectivamente.

Adicionalmente se considera que el volumen de demanda puede modificarse en los siguientes casos

- a) Para evitar que el volumen almacenado en la presa sea inferior a $VM^{(k)}$, se reduce la extracción de agua del vaso disminuyendo $VDEM_i$.
- b) Cuando haya derrame se aumenta $VDEM_i$ al máximo posible con objeto de turbinar un mayor volumen de agua.
- c) Cuando $VDEM_i$ excede al volumen turbinable máximo en el mes en estudio, se hace que $VDEM_i$ sea igual a dicho volumen.

Para calcular el volumen máximo de agua que puede ser usado en la generación hidroeléctrica en cada mes se considera lo siguiente:

La potencia se calcula con la siguiente expresión

$$P = K_1 Q H \quad (5)$$

donde

- P potencia producida, en MW
 Q gasto que pasa por las turbinas, en m³/s
 H carga bruta, en m
 K₁ coeficiente que contiene a la eficiencia de la máquina, al peso específico del agua y un coeficiente de conversión de unidades. Su valor se considera constante (0.00981).

Por otra parte, se sabe que el gasto Q es directamente proporcional a la raíz cuadrada de la carga bruta

$$Q = K_2 (H)^{1/2} \quad (6)$$

y de modo que al sustituir la ec 6 en la 5 se tiene

$$P = K_1 K_2 H^{3/2} = K_3 H^{3/2} \quad (7)$$

Además, del diseño para la planta hidroeléctrica, se conoce la potencia instalada en el sistema (P_{INS}), la carga bruta de diseño (H_{BDIS}) para la cual se escogió la máquina hidráulica y el gasto de diseño (Q_{DIS}) que se debe pasar por las turbinas. Utilizando estos valores en las ecs 5 y 7, se tiene que

$$K_1 = \frac{P_{INS}}{Q_{DIS} H_{BDIS}} \quad (8)$$

$$K_3 = \frac{P_{INS}}{H_{BDIS}^{3/2}} \quad (9)$$

La carga hidráulica bruta se encuentra a partir de

$$H = \frac{h_i + h_{i+1}}{2} - \text{DESF}^{(k)}$$

donde

h_i, h_{i+1} elevación del espejo del agua al inicio y final del mes i

$\text{DESF}^{(k)}$ elevación media del desfogue en el mes k del año

A partir de lo anterior el volumen de agua máximo que pasa por las turbinas ($V_{\text{máx}}$) resulta ser igual a

$$V_{\text{máx}} = Q_{\text{DIS}} \Delta t \quad \text{si} \quad H \geq H_{\text{BDIS}} \quad (11)$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{\text{POTMAX}}{K_1 H} \Delta t \quad \text{si} \quad H < H_{\text{BDIS}} \quad (12)$$

siendo

$$\text{POTMAX} = P_{\text{INS}} \quad \text{si} \quad H \geq H_{\text{BDIS}} \quad (13)$$

$$\text{POTMAX} = K_3 H^{3/2} \quad \text{si} \quad H < H_{\text{BDIS}} \quad (14)$$

De esta forma, se requiere que en cada mes se calcule $V_{\text{máx}}$ y en aquellos casos en que V_{DEM_i} sea mayor a $V_{\text{máx}}$, se debe disminuir V_{DEM_i} de modo que sea igual a $V_{\text{máx}}$. Cuando haya descarga por el vertedor se tratará de que V_{DEM_i} sea igual a $V_{\text{máx}}$, lo que casi siempre se podrá hacer al aumentar a V_{DEM_i} y disminuir con ello el volumen de derrame.

3. Cálculos adicionales

Dado que se han calculado el volumen máximo de agua que pasa por las turbinas y la potencia máxima, se pueden encontrar a partir de ellos algunos parámetros de importancia en la simulación del funcionamiento del vaso, que a continuación se describen.

a) Potencia media

Para calcular la potencia hidráulica media \bar{P} en el mes en estudio se propone encontrar P_1 a partir de la ec. 5 como

$$P_1 = K_1 \frac{VDEM_i}{\Delta t} H \quad (15)$$

de modo que la potencia media \bar{P} será la más pequeña entre P_1 y P_{INS} , es decir, se tiene que

$$\bar{P} = \text{mín} (P_1, P_{INS}) \quad (16)$$

b) Generación mensual

La energía generada mensualmente se obtiene al multiplicar la potencia media por el número de horas en el mes (720), ésto es

$$G = 720 \bar{P} \quad (17)$$

c) Consumo específico

Se define como el cociente entre el volumen que pasa por las turbinas y la generación mensual, o sea

$$CE = \frac{VDEM_i}{G} \quad (18)$$

d) Factor de planta

Es el cociente entre la potencia media y la potencia instalada en la planta, es decir

$$FP = \frac{\bar{P}}{P_{INS}} \quad (19)$$

el número de horas a potencia máxima

El número de horas en el mes a potencia máxima se calcula como

$$NH = 720 \bar{P} / POTMAX \quad (20)$$

e) Número de horas a potencia máxima

El número de horas en el mes con generación a potencia máxima se calcula como

$$NH = 730 \bar{P}/POTMAX$$

f) Cuadro resumen

Con los resultados de la simulación del vaso se calculan los promedios en cada mes del año de las elevaciones del vaso, volúmenes generados, volúmenes de evaporación neta, cargas brutas, potencias medias, potencias máximas, energías generadas, consumos específicos, factores de planta y números de horas a potencia máxima.

g) Histogramas

Tanto para las elevaciones del agua como para las cargas brutas encontradas en la simulación del funcionamiento del vaso se obtiene su histograma y sus parámetros estadísticos.

Para llevar a cabo la simulación del funcionamiento de un vaso . . .
para un intervalo de
tiempo Δt de un mes.

Se requiere de los siguientes datos:

- a) Volúmenes de entrada generados por cuenca propia y por transferencia desde otras cuencas, para todos los meses por simular.
- b) Volúmenes de demanda y láminas de evaporación netas representativas de los meses del año.
- c) Curvas elevaciones-volúmenes almacenados y elevaciones-áreas de superficie libre.
- d) Elevaciones a considerar en los meses del año correspondientes al NAMO, NAMINO y desfogue.
- e) Elevación inicial en el vaso.
- f) Potencia instalada, gasto de diseño de la obra de toma y carga bruta de diseño.

Se puede calcular adicionalmente: potencia media generada, factor de planta, generación mensual, número de horas del mes generadas a potencia máxima y consumo específico.

Simular el funcionamiento del vaso de una presa cuyo nivel inicial es 176.4m.
Se dispone de la siguiente información:

a) Características de la generación

Potencia instalada	:	1 000 MW
Gasto de diseño	:	1 137.91 m ³ /s
Carga bruta	:	104.0 m

b) En la tabla I.1 se indican los volúmenes de demanda, láminas de evaporación neta, elevaciones del NAMO, NAMINO y desfogue para cada mes del año

c) Puntos de las curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones-áreas (tabla I.2)
En la fig I.2 se muestran las curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones-áreas

d) Volúmenes de entrada

En la tabla I.3 se indican los volúmenes de ingreso al vaso durante un periodo de 26 años.

TABLA I.1 Datos para hacer la simulación del funcionamiento de un vaso

Mes	Volúmenes de demanda, en m ³ (10 ⁶)	Láminas de evaporación neta, en mm	Elevaciones del NAMO, en msnm	Elevaciones del NAMINO, en msnm	Elevaciones del desfogue, en msnm
E	1 200	58.4	176.4	150	59
F	1 200	124.0	176.4	150	59
M	1 150	197.3	176.4	150	59
A	1 100	214.3	176.4	150	59
M	1 100	211.3	176.4	150	59
J	1 300	46.0	169.0	150	59
J	1 500	- 2.7	169.0	150	59
A	1 933	- 5.6	169.0	150	59
S	2 600	8.6	169.0	150	59
O	1 400	60.6	176.4	150	59
N	1 200	120.9	176.4	150	59
D	1 200	110.9	176.4	150	59

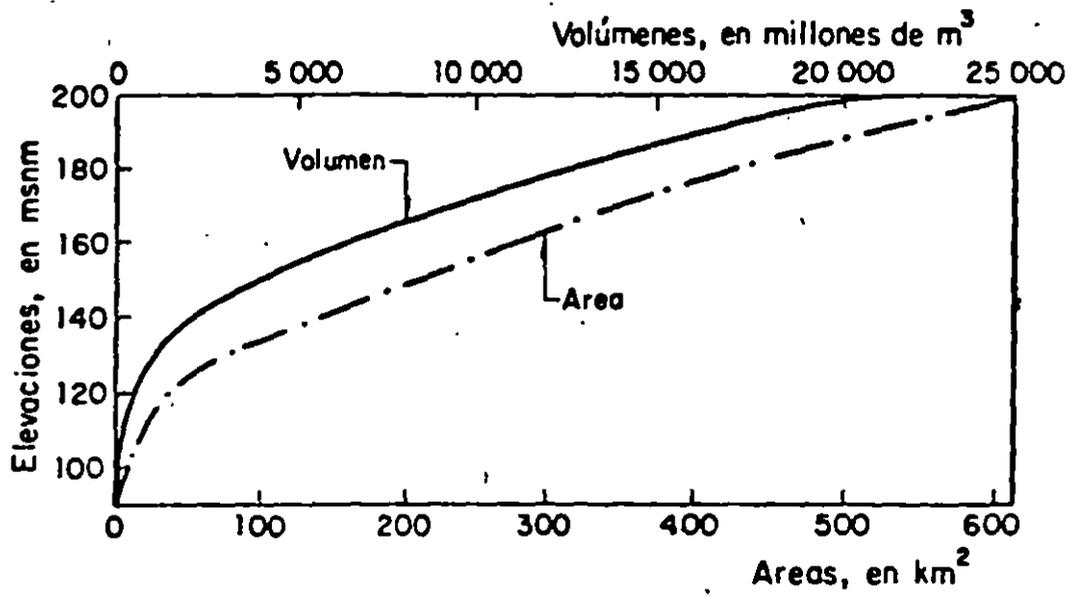


FIG. I.2 Curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones - áreas

TABLA I.3 Volúmenes de ingreso al vaso

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN
1	365.00	295.00	273.00	249.00	234.00	229.00
2	598.00	482.00	447.00	404.00	547.00	1257.00
3	254.00	205.00	190.00	172.00	232.00	574.00
4	402.00	324.00	365.00	332.00	447.00	1110.00
5	505.00	410.00	374.00	332.00	330.00	510.00
6	537.00	435.00	430.00	382.00	620.00	1852.00
7	622.00	529.00	559.00	525.00	296.00	741.00
8	592.00	553.00	308.00	323.00	271.00	1074.00
9	857.00	540.00	480.00	501.00	592.00	1248.00
10	482.00	454.00	472.00	303.00	423.00	713.00
11	500.00	365.00	314.00	250.00	259.00	1232.00
12	469.00	336.00	319.00	222.00	340.00	742.00
13	405.00	292.00	264.00	222.00	325.00	642.00
14	570.00	379.00	321.00	250.00	334.00	702.00
15	364.00	348.00	335.00	178.00	313.00	655.00
16	354.00	297.00	353.00	223.00	337.00	1214.00
17	407.00	400.00	331.00	341.00	339.00	1341.00
18	547.00	542.00	538.00	243.00	641.00	1242.00
19	545.00	442.00	306.00	227.00	221.00	552.00
20	434.00	430.00	306.00	222.00	235.00	1352.00
21	529.00	401.00	290.00	335.00	503.00	225.00
22	499.00	376.00	431.00	304.00	316.00	2237.00
23	412.00	392.00	180.00	297.00	351.00	260.00
24	470.00	464.00	322.00	252.00	354.00	2055.00
25	533.00	411.00	350.00	228.00	224.00	1274.00
26	477.00	422.00	144.00	129.00	178.00	525.00
AÑO	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	1743.00	1622.00	3174.00	2034.00	522.00	447.00
2	2354.00	2656.00	5199.00	3235.00	282.00	745.00
3	1211.00	1126.00	2205.00	1414.00	411.00	324.00
4	2333.00	2171.00	4250.00	2726.00	722.00	625.00
5	2755.00	3029.00	7420.00	4854.00	1055.00	742.00
6	2294.00	1494.00	2222.00	1048.00	452.00	524.00
7	1051.00	1307.00	2656.00	1081.00	462.00	327.00
8	3240.00	2715.00	5505.00	3025.00	2777.00	1024.00
9	2234.00	3222.00	2215.00	4072.00	244.00	601.00
10	2247.00	2696.00	3200.00	1737.00	1074.00	627.00
11	2632.00	2752.00	3522.00	1322.00	1152.00	447.00
12	1564.00	2046.00	5022.00	2126.00	751.00	551.00
13	2582.00	4062.00	2522.00	3227.00	274.00	265.00
14	3207.00	2357.00	5227.00	2264.00	702.00	542.00
15	1256.00	4277.00	2445.00	2236.00	724.00	512.00
16	2440.00	3003.00	2774.00	1222.00	737.00	522.00
17	2024.00	2222.00	7222.00	4222.00	1122.00	475.00
18	2251.00	2775.00	3577.00	2552.00	324.00	707.00
19	1724.00	5241.00	7014.00	2222.00	747.00	527.00
20	3205.00	5075.00	4222.00	2674.00	202.00	522.00
21	2022.00	3201.00	5077.00	4322.00	274.00	472.00
22	2015.00	2422.00	3410.00	1420.00	725.00	602.00
23	2440.00	4272.00	2022.00	3700.00	1355.00	772.00
24	2221.00	1272.00	2125.00	1724.00	236.00	621.00
25	2222.00	3487.00	5225.00	1252.00	224.00	522.00
26	2212.00	2422.00	2202.00	4222.00	1411.00	701.00

TABLA I.4 Impresión de datos

DATOS UTILIZADOS EN LA SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

EJEMPLO NO. 1

ELEVACION INICIAL EN EL VASO	176.40	MOM
VOLUMEN ALMACENADO INICIAL	11902.26	MILL.M3
POTENCIA INSTALADA	1000.00	MEGAWATTS
GASTO DE DISEÑO	1102.21	M2/S
CARGA FUJITA DE DISEÑO	104.00	METROS
MAXIMO VOLUMEN MENSUAL TURBINARI F	2900.47	MILL.M3
VALOR DE K EN LA ECUACION F=KQ	0.00045	

ELEVACIONES Y CAPACIDADES PARA DIFERENTES VALORES DEL NIVEL Y NIVELINO, DEMANDA PROPUESTA, EVAPORACION NETA Y ELEVACION MEDIA DE DESCARGA Y ENTRADA MEDIA

MES	ELEVACION AL NIVEL EN MOM	CAPACIDAD AL NIVEL MILL.M3	ELEVACION AL NIVELINO EN MOM.	CAPACIDAD AL NIVELINO MILL.M3	DEMANDA PROPUESTA MILL.M3	EVAP. NETA EN MM	ELEV. MEDIA DE DESCARGA EN MOM	ENTRADA MEDIA PROMIA MILL.M3
ENE	176.40	11902.26	150.00	3915.00	1200.00	50.40	59.00	498.12
FEB	176.40	11902.26	150.00	3915.00	1200.00	124.00	59.00	610.72
MAR	176.40	11902.26	150.00	3915.00	1150.00	127.30	59.00	742.94
ABR	176.40	11902.26	150.00	3915.00	1100.00	214.30	59.00	797.72
MAY	176.40	11902.26	150.00	3915.00	1100.00	211.30	59.00	777.50
JUN	169.00	9140.93	150.00	3915.00	1300.00	46.00	59.00	1091.50
JUL	169.00	9140.93	150.00	3915.00	1500.00	-2.70	59.00	2514.40
AGO	169.00	9140.93	150.00	3915.00	1933.00	-5.70	59.00	2896.72
SEP	169.00	9140.93	150.00	3915.00	2600.00	8.60	59.00	4261.62
OCT	176.40	11902.26	150.00	3915.00	1400.00	60.70	59.00	2631.12
NOV	176.40	11902.26	150.00	3915.00	1200.00	120.90	59.00	942.72
DIC	176.40	11902.26	150.00	3915.00	1200.00	110.90	59.00	620.72
ANUAL MEDIA					1400.00 1400.00 1404.92			1430.65 1466.89

TABLA I.5 Impresión de resultados

RESULTADOS DE LA SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

EJEMPLO NO. 1

MES	AÑO	ENTRADA MENSUAL EN MILL. M3	DEMANDA GENERAC. MILL. M3	RETRASO VERTEDOR MILL. M3	VOL. EVA META EN MILL. M3	ALMACENA FIN MES MILL. M3	FLUJOS FIN MES EN M3/HR	CARGA BRUTA METROS	POTENCIA MENSUAL MEGAWATT	POTENCIA MÁXIMA MEGAWATT	GENERAC. MENSUAL EN GWH	CONSUMO ESPECIF. M3/KWH	FACTOR DE PLANTA	NO. HORAS A POTENCIA MÁXIMA
ENE	1	345.00	1200.00	0.00	22.90	11045.04	174.29	116.73	449.84	1000.00	327.69	3.647	0.449	377.49
FEB	1	295.00	1200.00	0.00	46.23	10023.03	171.65	117.95	439.48	1000.00	320.97	3.739	0.440	370.97
MAR	1	273.00	1150.00	0.00	49.39	9147.84	169.02	111.74	411.49	1000.00	300.53	3.837	0.412	300.53
ABR	1	240.00	1100.00	0.00	70.07	8224.57	166.23	109.67	394.19	1000.00	280.46	3.937	0.394	280.46
MAY	1	234.00	1100.00	0.00	45.63	7322.94	163.52	105.97	374.46	1000.00	273.75	4.024	0.374	273.75
JUN	1	222.00	1300.00	0.00	13.60	6960.74	161.86	107.69	423.41	995.49	317.09	4.102	0.433	317.09
JUL	1	174.00	1500.00	0.00	0.72	7157.17	162.69	103.20	420.10	997.54	363.67	4.175	0.429	363.67
AGO	1	162.00	1200.00	0.00	-1.24	7242.77	161.63	103.16	441.19	997.05	468.07	4.130	0.441	473.70
SEPT	1	3174.00	2600.00	0.00	2.54	7414.23	163.52	103.41	364.12	994.40	432.72	4.112	0.364	415.93
OCT	1	2074.00	1400.00	0.00	19.70	8031.53	165.62	105.60	475.39	1000.00	347.03	4.034	0.475	347.03
NOV	1	922.00	1200.00	0.00	37.27	7304.27	163.49	105.54	407.29	1000.00	297.72	4.024	0.407	297.72
DIC	1	467.00	1200.00	0.00	32.42	6620.25	160.97	103.18	390.13	990.25	290.64	4.122	0.399	290.64
ANUAL		11970.00	14000.00	0.00	77.11						4218.25			
ENE	2	528.00	1200.00	0.00	14.15	6002.70	158.64	100.74	398.78	952.63	283.81	4.220	0.399	287.41
FEB	2	423.00	1100.00	0.00	22.21	5232.42	155.74	99.20	378.91	917.54	274.60	4.334	0.379	281.86
MAR	2	447.00	1150.00	0.00	47.30	4563.12	152.60	95.18	351.95	875.52	256.92	4.474	0.352	256.92
ABR	2	406.00	944.91	0.00	47.19	3915.09	150.00	92.30	321.03	836.10	205.15	4.614	0.261	245.34
MAY	2	547.00	500.12	0.00	44.11	3915.09	150.00	91.00	147.15	819.49	107.47	4.682	0.147	107.47
JUN	2	1357.00	1300.00	0.00	9.22	3922.22	150.21	91.11	320.02	812.21	270.00	4.674	0.321	270.00
JUL	2	2654.00	1500.00	0.00	0.63	3517.45	154.00	94.11	453.69	810.77	371.74	4.527	0.454	364.93
AGO	2	2654.00	1233.00	0.00	1.44	4041.21	153.00	90.40	411.59	920.23	444.44	4.330	0.412	405.11
SEPT	2	5122.00	2600.00	0.00	2.54	4637.31	167.51	104.15	470.71	1000.00	435.62	4.021	0.471	435.62
OCT	2	3175.00	1400.00	0.00	21.29	4052.05	172.21	111.21	500.60	1000.00	345.44	3.931	0.501	345.44
NOV	2	962.00	1200.00	0.00	44.65	4027.40	172.15	113.53	433.05	1000.00	312.78	3.753	0.439	312.78
DIC	2	745.00	1200.00	0.00	40.04	3901.37	170.84	112.50	424.10	1000.00	314.39	3.737	0.434	314.39
ANUAL		12615.00	14132.90	0.00	70.20						3822.41			
ENE	3	254.00	1200.00	0.00	20.15	8835.22	160.09	110.47	424.24	1000.00	311.17	3.854	0.424	311.17
FEB	3	205.00	1200.00	0.00	32.95	7800.24	164.69	107.49	414.75	1000.00	302.77	3.763	0.415	302.77
MAR	3	120.00	1150.00	0.00	50.95	4731.32	161.42	104.14	335.14	1000.00	281.15	4.090	0.384	281.15
ABR	3	172.00	1100.00	0.00	52.07	4524.24	157.64	100.73	355.93	951.62	299.83	4.234	0.354	277.98
MAY	3	232.00	1100.00	0.00	53.29	4572.27	154.24	97.04	343.22	901.30	340.54	4.300	0.343	327.09
JUN	3	274.00	1300.00	0.00	10.54	4138.42	150.99	97.61	391.70	853.99	355.45	4.341	0.391	334.49
JUL	3	1211.00	1434.91	0.00	0.53	4915.09	150.00	91.49	422.13	829.14	308.14	4.454	0.422	321.45
AGO	3	1174.00	1127.14	0.00	-1.19	3215.09	150.00	91.00	329.21	818.49	240.74	4.632	0.320	240.74
SEPT	3	2205.00	2203.31	0.00	1.62	3915.09	150.00	91.00	444.49	810.49	470.62	4.482	0.444	474.62
OCT	3	1414.00	1400.00	0.00	12.39	3215.71	150.01	91.00	402.64	818.54	290.05	4.682	0.410	345.34
NOV	3	411.00	1200.00	0.00	25.54	3915.09	150.00	91.00	413.24	810.54	322.49	4.482	0.413	310.01
DIC	3	324.00	1200.00	0.00	21.84	3915.09	150.00	91.00	38.41	810.49	14.54	4.482	0.080	78.84
ANUAL		8320.00	13904.62	0.00	301.65						3154.93			

TABLA I.5 Impresión de resultados (continuación)

MES	AÑO	ENTRADA MILLONES EN MILLONES	DEMANDA MILLONES EN MILLONES	DEGRAMI- MILLONES MILLONES	VELICIDAD MILLONES MILLONES	CONSUMO MILLONES MILLONES	FLUJO MILLONES EN MILLONES	CAPITAL MILLONES MILLONES	POTENCIA MILLONES MILLONES	DEMANDA MILLONES MILLONES						
ENE	4	439.00	477.30	0.00	11.41	391.60	159.00	91.00	132.74	91.42	152.01	4.107	0.130	107.07		
FEB	4	374.00	370.30	0.00	7.37	391.60	159.00	91.00	103.03	91.42	152.01	4.107	0.130	107.07		
MAR	4	372.00	376.30	0.00	7.00	391.60	159.00	91.00	71.43	91.42	152.01	4.107	0.130	107.07		
ABR	4	392.00	392.00	0.00	42.17	391.60	159.00	91.00	74.30	91.42	152.01	4.107	0.130	107.07		
MAY	4	447.00	405.30	0.00	41.54	391.60	159.00	91.00	117.41	91.42	152.01	4.107	0.130	107.07		
JUN	4	1110.00	1100.30	0.00	27.16	391.60	159.00	91.00	122.11	91.42	152.01	4.107	0.130	107.07		
JUL	4	2337.00	1500.00	0.00	6.60	414.40	159.00	92.00	447.29	94.42	152.01	4.107	0.130	107.07		
AUG	4	2171.00	1731.00	0.00	-1.24	422.60	154.73	92.01	421.72	92.05	152.01	4.107	0.130	107.07		
SEP	4	4750.00	2600.00	0.00	2.27	424.76	160.92	93.93	676.23	92.07	152.01	4.107	0.130	107.07		
OCT	4	2220.00	1400.00	0.00	19.11	424.76	160.94	104.13	469.76	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
NOV	4	722.00	1200.00	0.00	32.32	424.76	164.69	103.41	422.42	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
DIC	4	625.00	1200.00	0.00	32.32	424.76	164.69	103.41	422.42	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
ANUAL		16034.00	12902.30	0.00	254.43	424.76	161.30	103.64	409.65	927.65	152.01	4.107	0.130	107.07		
ENE	5	505.00	1200.00	0.00	16.48	4129.03	159.32	101.36	391.87	94.02	152.01	4.107	0.130	107.07		
FEB	5	410.00	1200.00	0.00	32.25	4129.03	159.32	92.74	300.99	92.09	152.01	4.107	0.130	107.07		
MAR	5	374.00	1200.00	0.00	42.64	4129.03	159.32	92.44	392.92	92.16	152.01	4.107	0.130	107.07		
ABR	5	372.00	1202.35	0.00	42.30	4129.03	159.00	92.37	267.99	92.99	152.01	4.107	0.130	107.07		
MAY	5	320.00	1200.00	0.00	42.94	4129.03	159.00	91.00	63.70	91.42	152.01	4.107	0.130	107.07		
JUN	5	310.00	1200.00	0.00	9.04	4129.03	159.00	91.00	146.37	91.42	152.01	4.107	0.130	107.07		
JUL	5	375.00	1200.00	0.00	-0.50	4129.03	159.00	91.00	452.02	92.45	152.01	4.107	0.130	107.07		
AUG	5	4020.00	1200.00	0.00	1.47	4129.03	159.47	90.55	412.54	92.47	152.01	4.107	0.130	107.07		
SEP	5	2430.00	1200.00	154.13	2.65	4129.03	179.60	105.33	412.54	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
OCT	5	4754.00	1200.00	0.00	23.79	4129.03	178.40	117.70	754.11	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
NOV	5	1075.00	1200.00	0.00	49.03	4129.03	178.92	117.16	452.02	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
DIC	5	725.00	1200.00	0.00	49.50	4129.03	178.76	116.34	448.90	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
ANUAL		22353.00	16100.35	154.13	212.95	4129.03	178.76	116.34	448.90	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
ENE	6	372.00	1200.00	0.00	22.32	4099.31	173.03	114.20	443.32	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
FEB	6	425.00	1200.00	0.00	45.26	4099.31	173.03	113.00	435.99	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
MAR	6	425.00	1200.00	0.00	26.23	4099.31	173.73	110.84	409.37	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
ABR	6	372.00	1200.00	0.00	26.73	4099.31	173.75	108.54	303.82	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
MAY	6	370.00	1200.00	0.00	64.49	4099.31	174.62	104.48	376.63	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
JUN	6	127.00	1200.00	0.00	14.47	4099.31	174.32	104.47	445.04	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
JUL	6	127.00	1200.00	0.00	0.32	4099.31	174.73	104.52	433.41	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
AUG	6	1424.00	1200.00	0.00	-1.87	4099.31	167.43	109.08	477.95	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
SEP	6	2322.00	2600.00	0.00	2.00	4099.31	164.46	107.95	202.43	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
OCT	6	1042.00	1400.00	0.00	12.28	4099.31	165.30	104.88	481.13	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
NOV	6	524.00	1200.00	0.00	32.07	4099.31	165.37	104.34	404.43	1000.00	152.01	4.107	0.130	107.07		
DIC	6	524.00	1200.00	0.00	32.47	4099.31	161.15	103.26	398.44	929.41	152.01	4.107	0.130	107.07		
ANUAL		12720.00	16080.00	0.00	374.63	4099.31	161.15	103.26	398.44	929.41	152.01	4.107	0.130	107.07		
ENE	7	422.00	1200.00	0.00	16.20	4109.52	159.05	101.10	390.10	929.52	152.01	4.107	0.130	107.07		
FEB	7	520.00	1200.00	0.00	32.42	4109.52	156.74	98.70	300.82	924.50	152.01	4.107	0.130	107.07		
MAR	7	525.00	1200.00	0.00	45.46	4109.52	153.76	96.05	355.17	927.53	152.01	4.107	0.130	107.07		
ABR	7	525.00	1200.00	0.00	42.01	4109.52	151.05	93.40	330.76	951.13	152.01	4.107	0.130	107.07		
MAY	7	295.00	1200.00	0.00	45.40	4109.52	150.00	91.52	219.95	925.56	152.01	4.107	0.130	107.07		
JUN	7	271.00	1200.00	0.00	2.33	4109.52	150.00	91.00	149.97	913.49	152.01	4.107	0.130	107.07		
JUL	7	1051.00	1051.74	0.00	-0.74	4109.52	150.00	91.00	307.60	918.49	152.01	4.107	0.130	107.07		
AUG	7	1307.00	1307.14	0.00	1.14	4109.52	150.00	91.00	392.76	918.49	152.01	4.107	0.130	107.07		
SEP	7	2672.00	2600.00	0.00	1.73	4109.52	150.24	91.12	741.77	820.11	152.01	4.107	0.130	107.07		
OCT	7	1021.00	1200.00	0.00	12.05	4109.52	150.00	91.12	728.35	820.11	152.01	4.107	0.130	107.07		
NOV	7	422.00	1200.00	0.00	24.27	4109.52	150.00	91.00	129.63	918.49	152.01	4.107	0.130	107.07		
DIC	7	297.00	1200.00	0.00	21.25	4109.52	150.00	91.00	109.74	918.49	152.01	4.107	0.130	107.07		
ANUAL		10264.00	12791.10	0.00	260.60	4109.52	150.00	91.00	109.74	918.49	152.01	4.107	0.130	107.07		

TABLA I.5 Impresión de resultados (continuación)

MES	AÑO	ENTRADA MENSUAL EN MILL. M3	DEMANDA GENERAC. MILL. M3	DEMANDA VERTICAL MILL. M3	VOL. FUA MILL. M3	ALMACENA FIN. M3	EL FUA FIN. M3	CARGA DROTA METROS	POTENCIA MENSUAL MEGAWATT	POTENCIA MÁXIMA MEGAWATT	GENERAC. MENSUAL EN GWH	CONSUMO ELECTRIF. M3/AMR	FACTOR DE PLANTA	NO. MRS. A POTENCIA MÁXIMA
FEB	24	470.00	1200.00	0.00	21.91	10303.17	172.23	114.75	440.84	1000.00	321.81	3.729	0.441	321.81
FEB	24	464.00	1200.00	0.00	44.42	9522.75	170.10	112.16	432.77	1000.00	315.92	3.798	0.433	315.92
MAR	24	329.00	1150.00	0.00	67.17	8704.59	167.70	109.20	406.39	1000.00	296.65	3.877	0.406	296.65
ABR	24	252.00	1100.00	0.00	60.71	7737.89	164.85	107.28	379.43	1000.00	276.99	3.971	0.379	276.99
MAY	24	354.00	1100.00	0.00	63.56	6978.32	162.10	104.47	369.52	1000.00	269.75	4.078	0.370	269.75
JUN	24	2055.00	1300.00	0.00	13.80	7719.52	164.63	104.37	436.25	1000.00	313.46	4.032	0.436	313.46
JUN	24	3021.00	2400.46	0.00	-0.68	9140.23	162.00	107.82	432.18	1000.00	407.49	3.951	0.432	407.49
AGO	24	1972.00	1273.27	0.00	1.97	9140.23	162.00	110.00	420.13	1000.00	502.67	3.973	0.626	502.67
SEP	24	1165.00	2220.43	171.64	2.94	9140.23	162.00	110.00	420.18	1000.00	502.67	3.973	0.626	502.67
OCT	24	1704.00	1400.00	0.00	21.22	9503.64	170.65	110.52	427.53	1000.00	367.20	3.954	0.423	367.20
NOV	24	216.00	1200.00	0.00	41.80	9122.84	162.17	110.61	426.72	1000.00	311.26	3.952	0.427	311.26
DIC	24	621.00	1200.00	0.00	37.21	8733.63	167.34	109.26	421.57	1000.00	307.75	3.899	0.422	307.75
ANUAL		16295.00	15014.95	171.64	379.94						4408.92			
FEB	25	523.00	1200.00	0.00	10.72	7097.91	165.20	107.27	413.90	1000.00	302.15	3.972	0.414	302.15
FEB	25	411.00	1200.00	0.00	37.59	7071.32	162.42	104.31	404.39	1000.00	295.21	4.065	0.404	295.21
MAR	25	350.00	1150.00	0.00	54.07	6215.25	159.44	101.24	374.94	970.43	275.17	4.179	0.377	275.17
ABR	25	298.00	1100.00	0.00	56.52	5336.73	156.16	98.81	349.43	926.00	255.12	4.312	0.349	255.12
MAY	25	234.00	1100.00	0.00	50.89	4439.84	152.54	95.35	327.24	877.86	246.19	4.468	0.337	246.19
JUN	25	1674.00	1300.00	0.00	10.77	4023.07	154.15	94.35	324.37	864.04	287.89	4.516	0.394	287.89
JUN	25	2626.00	1500.00	0.00	-0.69	5929.75	158.56	97.35	469.54	905.47	342.76	4.374	0.470	342.76
AGO	25	3487.00	1233.00	0.00	-1.60	7535.26	164.00	102.28	635.71	975.30	474.07	4.145	0.626	474.07
SEP	25	4263.00	2220.43	766.22	2.77	9140.23	162.00	107.80	635.71	1000.00	464.07	4.444	0.626	464.07
OCT	25	1352.00	1400.00	0.00	21.40	9071.53	162.79	109.90	424.71	1000.00	361.14	3.877	0.425	361.14
NOV	25	634.00	1200.00	0.00	40.22	8465.31	166.28	108.89	420.14	1000.00	306.70	3.913	0.420	306.70
DIC	25	520.00	1200.00	0.00	35.21	7750.11	164.73	106.06	412.31	1000.00	300.90	3.907	0.412	300.90
ANUAL		17534.00	12272.43	766.22	327.88						3901.44			
FEB	26	477.00	1200.00	0.00	17.56	7009.54	162.20	104.47	403.09	1000.00	294.25	4.078	0.403	294.25
FEB	26	422.00	1200.00	0.00	35.12	6196.42	159.39	101.00	392.78	960.41	286.73	4.185	0.393	286.73
MAR	26	144.00	1150.00	0.00	31.45	5130.96	155.32	98.35	363.68	919.48	265.49	4.327	0.364	265.49
ABR	26	199.00	1100.00	0.00	30.04	4107.22	151.21	94.24	333.40	862.88	243.38	4.520	0.333	243.38
MAY	26	170.00	405.32	0.00	45.51	3215.09	150.00	91.60	319.39	826.64	217.15	4.651	0.319	217.15
JUN	26	325.00	1505.84	0.00	9.16	3915.09	150.00	91.00	171.42	818.49	125.13	4.682	0.171	125.13
JUN	26	3219.00	1500.00	0.00	-0.60	5634.70	157.23	94.61	456.33	872.72	323.12	4.503	0.454	323.12
AGO	26	2430.00	1233.00	0.00	-1.49	6133.19	159.15	99.19	616.48	931.39	450.03	4.295	0.616	450.03
SEP	26	2202.00	2600.00	0.00	2.30	5729.89	157.63	99.39	820.90	974.25	606.56	4.106	0.831	606.56
OCT	26	4820.00	1400.00	0.00	18.29	9141.59	169.00	104.32	469.49	1000.00	342.80	4.084	0.470	342.80
NOV	26	1811.00	1200.00	0.00	41.46	9371.13	169.51	110.25	425.41	1000.00	310.55	3.864	0.425	310.55
DIC	26	701.00	1200.00	0.00	37.58	8714.54	167.21	109.71	423.31	1000.00	309.01	3.883	0.423	309.01
ANUAL		16905.00	15474.16	0.00	306.40						3654.21			

* NO SE DIO COMPLETA LA DEMANDA

TABLA I.5 Impresión de resultados (continuación)

EJEMPLO NO. 1
CUADRO RESUMEN
PROMEDIOS EN CADA MES

MES	ELEVACIONES EN EL VASO EN MCMH	VOLS. GENERAC. REAL CC EN MILL. M3	VOLUMENES EVAPOR. METAS MILL. M3	CARGAS DRIITAS METROS	POTENCIAS HECHAS MEGAWATTS	POTENCIAS MAXIMAS MEGAWATTS	GENERAC. MENSUAL CC EN GWH	CONSUMO ESPECIF. M3/WH	FACTORES DE PLANTA	NO. HRS. A POTENCIAS MAXIMA
ENE	164.25	1148.46	10.41	106.30	395.14	973.13	200.45	4.076	0.395	294.26
FEB	161.71	1139.30	37.00	107.98	303.42	950.27	279.90	4.116	0.387	209.81
MAR	159.04	1051.72	55.30	101.37	345.27	976.45	252.56	4.227	0.384	274.90
ABR	156.45	940.04	56.11	98.74	302.25	969.42	220.74	4.334	0.302	230.93
MAY	154.70	704.35	51.26	96.50	249.03	950.42	101.79	4.422	0.249	198.05
JUN	154.50	1116.41	10.80	95.70	346.20	976.79	257.70	4.374	0.346	281.30
JUL	150.21	1574.06	0.60	97.35	425.70	924.52	361.92	4.393	0.496	401.44
AGO	161.45	1281.53	1.56	100.03	644.80	930.15	470.70	4.247	0.645	420.51
SEP	165.02	2753.00	2.59	104.27	810.91	973.46	591.97	4.707	0.811	400.07
OCT	160.48	1445.36	20.16	107.79	502.57	984.40	366.00	3.966	0.503	372.04
NOV	167.70	1156.20	40.74	109.09	409.44	984.32	293.89	3.922	0.409	300.91
DIC	166.03	1173.74	36.23	107.06	396.80	981.90	289.66	3.967	0.397	292.11
MEDIAS	161.47	1352.07	27.20	102.43	440.20	941.61	321.34	4.241	0.440	337.31
MEDIANES DE TODO EL PERIODO			11721.72	MILL. M3						
GENERACION MEDIA ANUAL			3056.14	GWH						

TABLA I.6 Histograma de elevaciones y parámetros estadísticos

EJEMPLO NO. 1

HISTOGRAMA DE ELEVACIONES

INTERVALO	FRECUENCIAS	FRECUENCIAS RELATIVAS	FRECUENCIAS RELATIVAS ACUMULADAS
150.01 - 151.00	59	0.189	0.189
151.01 - 152.00	4	0.013	0.202
152.01 - 153.00	11	0.035	0.237
153.01 - 154.00	5	0.016	0.253
154.01 - 155.00	3	0.026	0.279
155.01 - 156.00	5	0.016	0.295
156.01 - 157.00	13	0.042	0.337
157.01 - 158.00	4	0.013	0.349
158.01 - 159.00	9	0.029	0.378
159.01 - 160.00	15	0.048	0.426
160.01 - 161.00	9	0.026	0.452
161.01 - 162.00	11	0.035	0.487
162.01 - 163.00	14	0.045	0.532
163.01 - 164.00	11	0.035	0.567
164.01 - 165.00	14	0.045	0.612
165.01 - 166.00	15	0.048	0.660
166.01 - 167.00	8	0.026	0.686
167.01 - 168.00	16	0.051	0.737
168.01 - 169.00	7	0.022	0.760
169.01 - 170.00	33	0.106	0.865
170.01 - 171.00	7	0.022	0.887
171.01 - 172.00	6	0.019	0.907
172.01 - 173.00	7	0.022	0.929
173.01 - 174.00	4	0.013	0.942
174.01 - 175.00	5	0.016	0.958
175.01 - 176.00	6	0.019	0.978
176.01 - 177.00	7	0.022	1.000

MEDIA	161.5929
DESVIACION ESTANDAR	7.9453
COEF. DE VARIACION	0.0492
COEF. DE ASIMETRIA	-0.0069
COEF. DE CURTOSIS	1.7960

TABLA I.7 Histograma de cargas brutas y parámetros estadísticos

ENCUESTA N.º 1

HISTOGRAMA DE CARGAS BRUTAS

INTERVALO	FRECUENCIAS	FRECUENCIAS RELATIVAS	FRECUENCIAS RELATIVAS ACUMULADAS
91.01 - 92.00	50	0.160	1.000
92.01 - 93.00	10	0.032	0.840
93.01 - 94.00	9	0.029	0.808
94.01 - 95.00	7	0.022	0.776
95.01 - 96.00	14	0.045	0.756
96.01 - 97.00	3	0.010	0.712
97.01 - 98.00	6	0.019	0.702
98.01 - 99.00	14	0.045	0.683
99.01 - 100.00	11	0.035	0.638
100.01 - 101.00	7	0.022	0.603
101.01 - 102.00	9	0.029	0.580
102.01 - 103.00	10	0.032	0.551
103.01 - 104.00	10	0.032	0.512
104.01 - 105.00	19	0.061	0.487
105.01 - 106.00	17	0.054	0.426
106.01 - 107.00	10	0.032	0.372
107.01 - 108.00	16	0.051	0.340
108.01 - 109.00	11	0.035	0.288
109.01 - 110.00	15	0.048	0.253
110.01 - 111.00	15	0.048	0.205
111.01 - 112.00	13	0.042	0.157
112.01 - 113.00	7	0.022	0.115
113.01 - 114.00	10	0.032	0.093
114.01 - 115.00	4	0.013	0.061
115.01 - 116.00	4	0.013	0.043
116.01 - 117.00	7	0.022	0.025
117.01 - 118.00	4	0.013	0.013

MEDIA 102.5641
 DESVIACION ESTANDAR 7.7845
 COEF. DE VARIACION 0.0759
 COEF. DE ASIMETRIA -0.0077
 COEF. DE CURTOSIS 1.7895

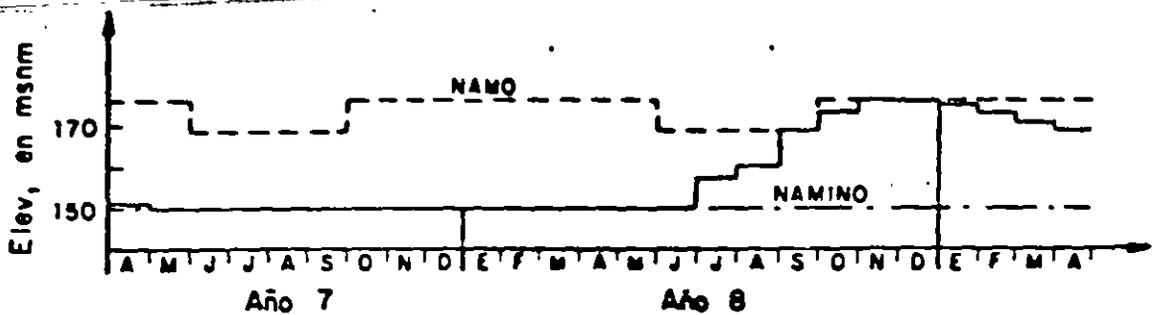
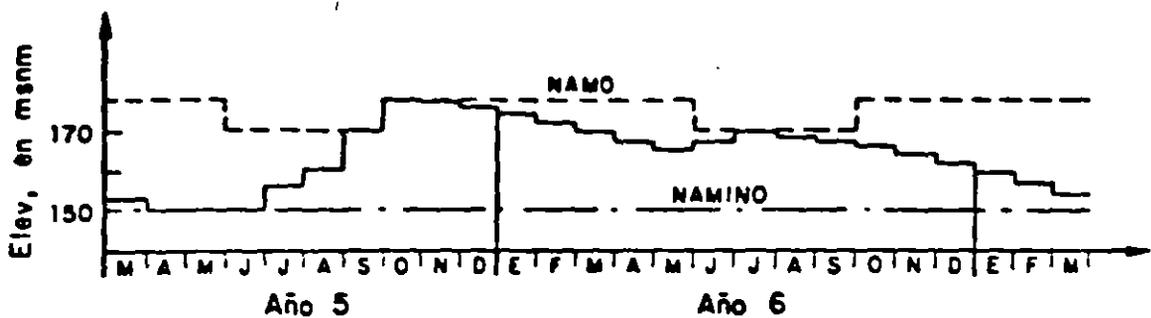
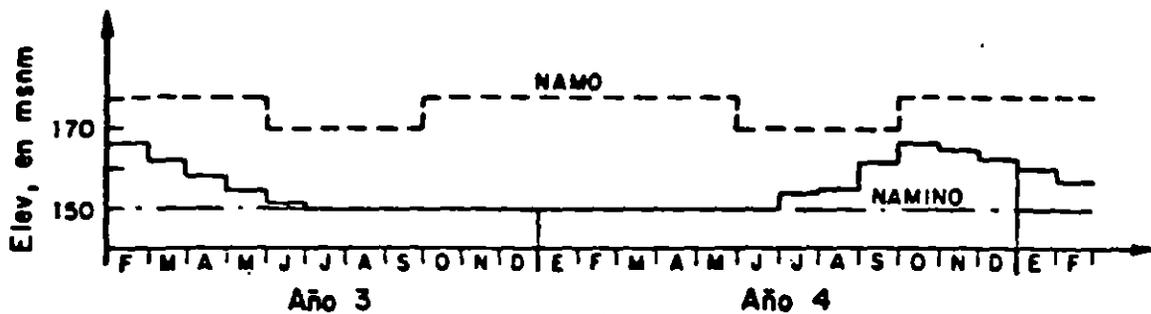
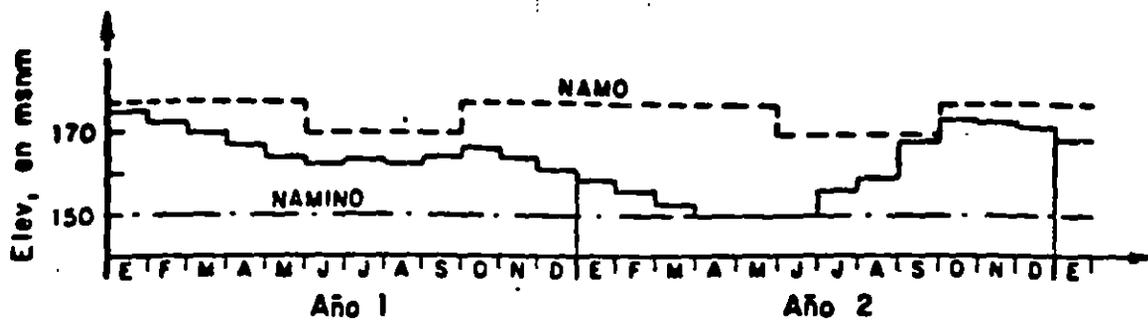


FIG. I.3 Variación de las elevaciones de la superficie libre en la presa durante la simulación

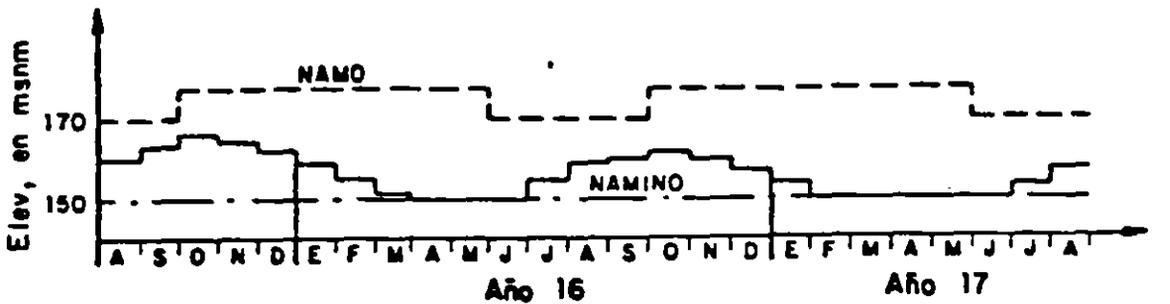
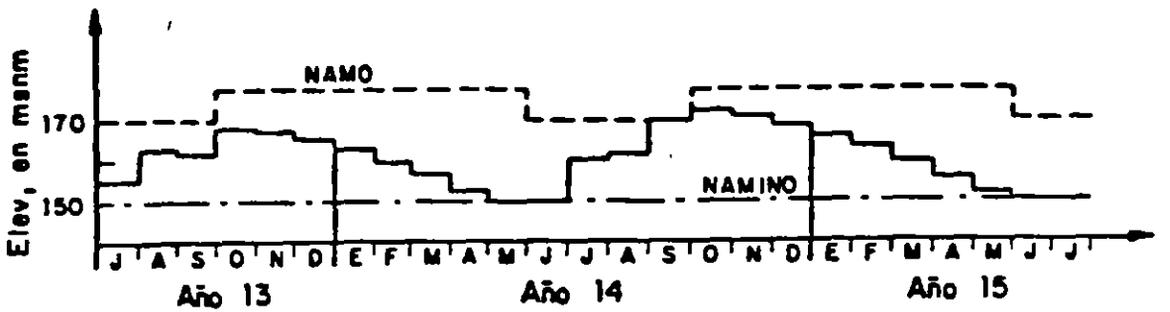
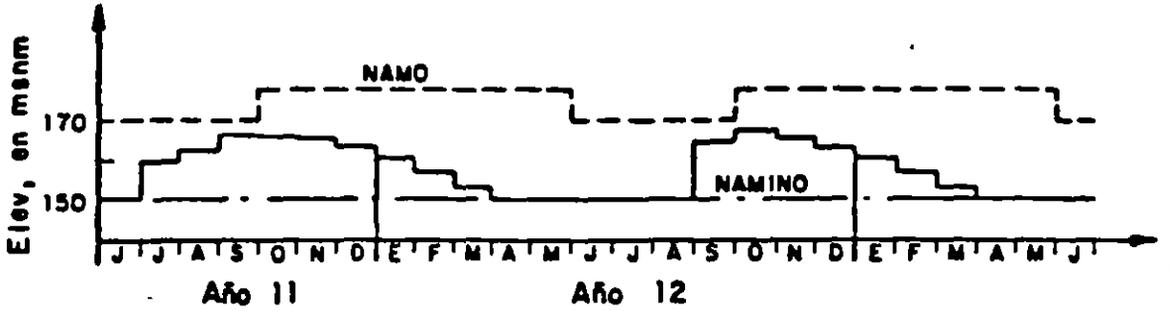
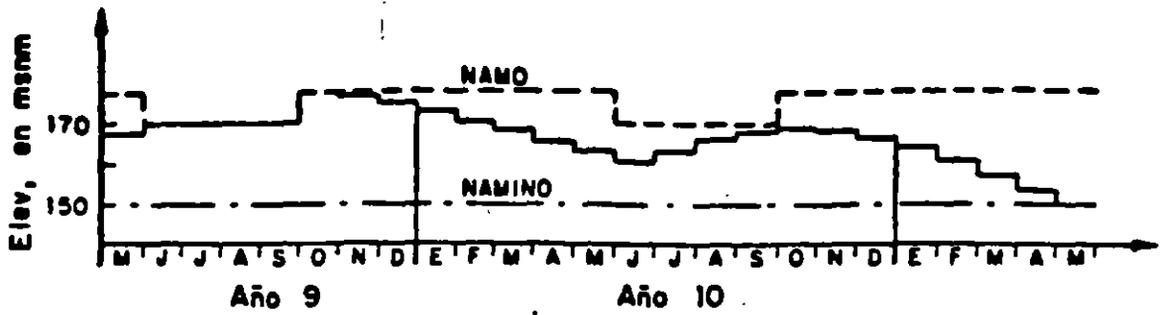


FIG. I.3 Variación de las elevaciones de la superficie libre en la presa durante la simulación (continuación)

5.1 GENERACION DE REGISTROS SINTETICOS

En el estudio tradicional de los aprovechamientos hidráulicos, los registros de volúmenes de escurrimiento permiten el análisis de su funcionamiento durante los años consignados, para luego de modificar algunas de sus partes del aprovechamiento y efectuar nuevamente el funcionamiento con los mismos datos disponibles. Este procedimiento se repite hasta encontrar la más adecuada operación del aprovechamiento hidráulico, y en el mejor de los casos, sólo indica como sería la operación si se repite el registro.

El estudio de los aprovechamientos hidráulicos puede ser enfocado de otra forma, al obtener un buen número de sus ~~respuestas a una variedad~~ ~~de posibles registros~~, las que ayudan a tomar mejores decisiones respecto al aprovechamiento. Para esto se requiere de registros largos que puedan ser divididos en varios segmentos a partir de cada uno de los cuales se estime una respuesta. Cuando no se cuenta con estos registros se puede disponer de información de varias respuestas del aprovechamiento empleando registros simulados o sintéticos.

Para obtener registros sintéticos no se requieren más datos que los considerados en el registro histórico, y para ser útiles deben mostrar una "semejanza" en términos de ciertas propiedades que caracterizan a

este último, como es su estructura estadística definida por varios parámetros característicos de las mediciones pasadas y que es predecible que no sean distintos en el futuro.

De la población de todas las mediciones posibles se puede obtener un gran número de muestras aleatorias utilizando los métodos de Monte Carlo; con base en ello se han propuesto diferentes modelos. Cada una de las muestras obtenidas se llamará sintética.

Aunque los datos sintéticos no mejoran la información contenida en el registro histórico y reflejan los errores posibles en este último, permiten incrementar el alcance y la sensibilidad de evaluaciones de diseño.

4.1 Series de tiempo

Una secuencia de observaciones realizadas en el pasado ordenadas respecto al tiempo es un registro histórico; o serie de tiempo.

En general, se considera al registro histórico compuesto de cinco partes diferentes, a saber:

- a) Media
- b) Tendencia
- c) Componente cíclica
- d) Componente autorregresiva
- e) Componente probabilística o ruido.

La media es el promedio de los valores del registro, los que pueden propender a aumentar o disminuir progresivamente en el tiempo, esto es, pueden tener tendencia. La componente cíclica se refiere a las oscilaciones en torno a la media y a la tendencia.

La componente autorregresiva se considera el grado de asociación entre las observaciones separadas un cierto número de unidades en el tiempo, mientras que la probabilística expresa a todas aquellas variaciones del registro histórico no atribuibles a alguna ley determinista (fig 4.1).

Estas partes se manifiestan de forma diferente de un registro histórico

con datos mensuales a otro con datos diarios, ya que en estos últimos, la componente cíclica es más complicada y por lo que se refiere a la autorregresiva los datos pueden estar influenciados por varios de los

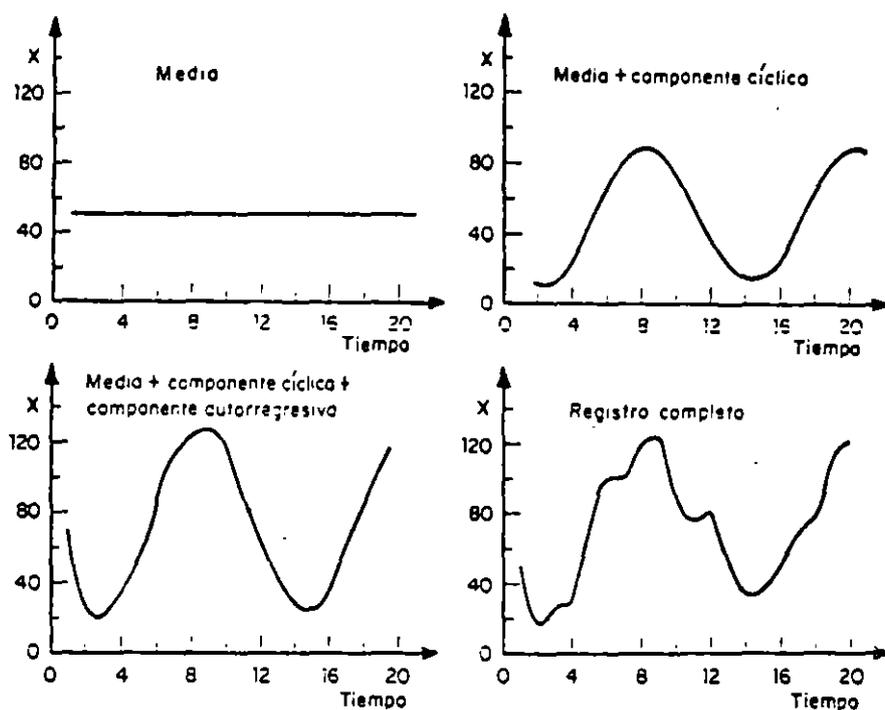


Fig 1. Partes de un registro histórico

anteriores, por ejemplo, el dato del día 8 puede depender de aquellos correspondientes a los días 4, 5, 6 y 7, mientras que en los mensuales casi siempre el dato de un mes solo depende de aquel del mes anterior. Es posible generalizar lo anterior para los datos anuales, semanales o de cualquier periodo, es decir, las partes del registro histórico tendrán características distintas según el intervalo de tiempo entre observaciones y la variabilidad del fenómeno.

Estas consideraciones serán de gran importancia cuando se trate su generación.

El registro histórico será considerado también, como una muestra aleatoria, una parte de la población constituida por todas las observaciones posibles. Del análisis de la información contenida en la

muestra se podrán inferir ciertas propiedades que caracterizan a la población, entre las que están la distribución de sus valores y sus parámetros estadísticos.

4.2 Funciones de distribución de probabilidad

Una de las características que se quieren deducir de la muestra histórica es la descripción de la población, lo que frecuentemente se hace en términos de la distribución de sus valores.

El comportamiento de una variable aleatoria es descrito por una función que asocia a ella la probabilidad de que sea menor o igual a un cierto valor.

En muchos problemas de hidrología se trata la función de densidad de probabilidad y es representada por $f(x)$.

Existen problemas en el que no solo interesa $f(x)$ sino la probabilidad de que el valor de la variable aleatoria sea menor o igual de x . La función que asigna esta probabilidad a cada x del conjunto de valores de la variable aleatoria se denomina función de distribución de probabilidad y es indicada por $F(x)$.

En este capítulo son empleadas las funciones de distribución de probabilidad:

- a) Normal
- b) Lognormal
- c) Gamma

Función de densidad normal

Una de las funciones utilizadas para determinar la densidad de probabilidad de una variable x esta definida por la ecuación

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (4.1)$$

La cual es conocida como función de densidad de probabilidad normal.

Esta función posee algunas propiedades útiles para los fines de la generación de registros simétricos entre las cuales están:

- a) Es sencilla la determinación de sus parámetros μ , σ .
- b) La suma de n variables aleatorias con distribución normal independientes con media $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n$ y desviación estandar $\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_n$ da como resultado una variable aleatoria t con distribución normal con media $\bar{t} = \bar{x}_1 + \bar{x}_2 + \dots + \bar{x}_n$ y variancia $\sigma_t^2 = \sigma_1^2 + \dots + \sigma_n^2$.
- c) Para facilidad en su aplicación, conviene hacer el cambio de variable $z = \frac{x-u}{\sigma}$, con lo cual la ec (5.1) se escribe:

$$g(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} z^2} \quad (4.2)$$

o sea sus parámetros son $\mu = 0$ y $\sigma = 1$.

Aunque su empleo en hidrología pueda estar restringido por el hecho de ser simétrica con respecto al parámetro μ y a que está definida para valores desde menos infinito, lo que puede conducir a valores negativos de la variable aleatoria que no se justifican físicamente (esto puede suceder cuando $F(x)$ es conocida y se quiere determinar x); frecuentemente sirve al compararla con otras funciones de densidad y porque la mayor cantidad de los errores (medición, ajuste, etc.) tienen distribución normal.

Función de densidad lognormal de tres parámetros

Cuando los logaritmos $\ln(x-a_L)$ de una variable x tienen densidad normal, entonces la densidad de x se dice que sigue una función de densidad lognormal que se define por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_L \sqrt{2\pi}} \frac{1}{x-a_L} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x-a_L) - \mu_L}{\sigma_L} \right]^2} \quad (4.3)$$

para $x > a_L$ o cero en caso contrario.

Unas de sus características más importantes son que tiene un límite inferior y que generalmente es asimétrica.

La distribución lognormal no posee las propiedades aditivas de la normal, es decir, la suma de variables con distribución lognormal no da una con distribución lognormal.

Cuando se emplean los logaritmos de las variables aleatorias la distribución lognormal es tratada como una normal, lo cual puede ser conveniente para utilizar las propiedades que esta última posee.

La distribución lognormal es un buen ajuste a un gran número de distribuciones en hidrología, por el hecho de ser asimétrica y estar definida para valores positivos: por esto es más versátil que la normal.

Función de densidad gamma de tres parámetros

Sea x una variable aleatoria continua, la cual tiene una función de densidad de probabilidad:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\beta^\alpha \Gamma(\alpha)} (x-\delta)^{\alpha-1} e^{-(x-\delta)/\beta} & \text{para } x > \delta \\ & \text{para } x \leq \delta \end{cases} \quad (4.4)$$

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} x^{\alpha-1} e^{-x} dx$$

Para su empleo es conveniente hacer el cambio de variable

$$z = \frac{x - \delta}{\beta} \quad (4.5)$$

entonces la ec 4.4 queda

$$g(z) = \frac{1}{\Gamma(\alpha)} z^{\alpha-1} e^{-z} \quad \text{para } z > 0 \quad (4.6)$$

o sea con sólo un parámetro, α

La ec 4.6 es llamada función de densidad gamma de un parámetro α y posee la propiedad de que la suma de n variables independientes con distribución gamma con parámetros $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ es una variable con distribución gamma con parámetro $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_n$.

El uso de la distribución gamma en hidrología es tan común como el de la lognormal, desafortunadamente no es fácil calcular la probabilidad con la distribución gamma, lo que la hace menos atractiva que la lognormal.

4.3 Parámetros estadísticos

Se agruparán bajo este nombre algunas de las medidas correspondientes para describir un conjunto de datos o su distribución, como también otras para medir la relación entre dos conjuntos, los principales son los siguientes:

- a) Media
- b) Variancia
- c) Desviación estándar
- d) Coeficiente de variación
- e) Coeficiente de asimetría
- f) Covariancia y autocovariancia de orden k
- g) Coeficiente de correlación cruzada y autocorrelación de orden k .

Para su evaluación, considerense las muestras históricas

$$X = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$$

$$Y = \{y_1, y_2, \dots, y_n\}$$

- a) La media (\bar{x}) permite conocer el valor sobre el cual se agrupan los datos de un conjunto de observaciones, es una medida de tendencia entral y está definida por:¹

¹ Las expresiones son válidas para valores discretos.

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (4.7)$$

- b) La variancia (S^2) es una medida de la dispersión de los valores de los datos del conjunto en relación a la media, y se define por la expresión

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2 - n\bar{x}^2}{n - 1} \quad (4.8)$$

- c) La desviación estándar (S) es definida como la raíz cuadrada de la variancia.
- d) El coeficiente de variación (v) permite comparar la dispersión relativa de mas de una clase de datos y se calcula de la forma siguiente

$$v = \frac{S}{\bar{x}} \quad (4.9)$$

- e) El coeficiente de asimetría (g) permite evaluar con respecto a la media el grado de simetría de la distribución de los valores de un conjunto, y esta dado por

$$g = \frac{\frac{1}{n} \left[\sum_{i=1}^n x_i^3 - 3\bar{x} \sum_{i=1}^n x_i^2 + 2n\bar{x}^3 \right]}{S^3} \quad (4.10)$$

El cual es negativo para distribuciones que tienen los valores más altos a la derecha y es positivo si estos se encuentran a la izquierda. El numerador en la ec 4.10 es el tercer momento respecto a la media.

- f) La covariancia cruzada de orden k entre los conjuntos de datos X y Y está dada por:

$$C_{XY}(k) = \frac{1}{(n-k)} \sum_{i=1}^{n-k} x_i y_{i+k} - \frac{1}{(n-k)^2} \left[\sum_{i=1}^{n-k} x_i \right] \left[\sum_{i=1+k}^n y_i \right] \quad (4.11)$$

Si el conjunto de datos X es igual al conjunto de datos Y la ec

4.11 queda:

$$C_{XX}(k) = \frac{1}{(n-k)} \sum_{i=1}^{n-k} x_i x_{i+k} - \frac{1}{n(n-k)^2} \left[\sum_{i=1}^{n-k} x_i \right] \left[\sum_{i=1+k}^n x_i \right] \quad (4.12)$$

La ec 4.12 es utilizada para obtener la llamada autovariancia.

Se observa que para el caso particular de $k = 0$ se tiene la expresión 4.8 que define a la variancia.

En algunos problemas se empleará la ec 4.11 para $k = 0$ y si los conjuntos X y Y tienen media cero ésta ecuación queda:

$$C_{XY}(0) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i y_i \quad (4.13)$$

Las expresiones de la covariancia y autocovariancia establecen medida de dependencia lineal entre los valores correspondientes a dos conjuntos.

g) El coeficiente de correlación cruzada de orden k entre los conjuntos X y Y está dado por:

$$r_{XY}(k) = \frac{C_{xy}(k)}{\frac{1}{(n-k)} \left[\sum_{i=1}^{n-k} x_i^2 - \frac{1}{n-k} \left[\sum_{i=1}^{n-k} x_i \right]^2 \right] \left[\sum_{i=1+k}^n y_i^2 - \frac{1}{n-k} \left[\sum_{i=1+k}^n y_i \right]^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (4.14)$$

Esta ecuación determina para cada valor de k que tanto dependen entre sí los valores de los conjuntos X y Y.

Si $x_i = y_i$ para $i = 1, 2, \dots, n$ la ec 4.14 permite establecer el coeficiente de autocorrelación de orden k el cual determina la medida de dependencia entre un dato x_i y los anteriores a él.

4.3.1 Parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidad

Se definen en este inciso algunos de los parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidad mencionadas con anterioridad.

a) Distribución normal

La media y la variancia de la distribución normal están dadas precisamente por sus parámetros μ y σ^2 (en ese orden). Lo cual es un caso particular, que no sucede con otras distribuciones.

b) Distribución lognormal

La media, la variancia y el coeficiente de asimetría de la distribución lognormal están dados para:

$$\bar{x} = e^{\frac{1}{2}\sigma_L^2 + \mu_L} + a_L \quad (4.15)$$

$$S^2 = \left[e^{2\mu_L} + \sigma_L^2 \right] \quad (4.16)$$

$$g = \left[e^{\sigma_L^2 - 1} \right]^{3/2} + 3 \left[e^{\sigma_L^2 - 1} \right]^{1/2} \quad (4.17)$$

Una manera de estimar los parámetros de la distribución lognormal de un conjunto de datos con esta distribución, es a partir de sus relaciones con los parámetros estadísticos.

Esto es:

sea

$$v' = \left[+ \sqrt{\left(\frac{g}{2}\right)^2 + 1} + \frac{g}{2} \right]^{1/3} - \left[\sqrt{\left(\frac{g}{2}\right)^2 + 1} - \frac{g}{2} \right]^{1/3}$$

entonces

$$a_L = \bar{x} - \frac{S}{v'} \quad (4.18)$$

$$\sigma_L = \sqrt{\ln \left[(v')^2 + 1 \right]} \quad (4.19)$$

$$\mu_L = \ln (\bar{x} - a_L) - \frac{\sigma_L^2}{2} \quad (4.20)$$

Sean X y Y dos conjuntos de datos con distribución lognormal y coeficiente de correlación cruzada de orden cero ($r_{xy}(0)$), los logaritmos de los datos de los conjuntos X y Y tendrán una distribución

normal y coeficiente de correlación cruzada de orden cero $r_{xy_L}(0)$ dada por

$$r_{xy_L}(0) = \frac{\ln \left[r_{xy}(0) (e^{\sigma_{x_L}^2} - 1)^{1/2} (e^{\sigma_{y_L}^2} - 1)^{1/2} + 1 \right]}{\sigma_{x_L} \sigma_{y_L}} \quad (4.21)$$

donde

$\sigma_{x_L}^2$ es el parámetro σ_L^2 de la muestra histórica X

$\sigma_{y_L}^2$ es el parámetro σ_L^2 de la muestra histórica Y.

c) Distribución gamma

Los parámetros estadísticos de la distribución gamma de tres parámetros están dados por las expresiones:

$$\bar{X} = \alpha\beta + \delta \quad (4.22)$$

$$S^2 = \alpha\beta^2 \quad (4.23)$$

$$g = 2/\sqrt{\alpha} \quad (4.24)$$

4.4 Tipos de muestras históricas

Supóngase, con relación a la fig 4.2, que en los sitios a y b se han registrado los gastos medios mensuales que aportan las subcuencas A y B respectivamente, llamense X_a a los medidos en a y X_b a los medidos en b.

Si deben tratarse los dos registros simultáneamente, por la proximidad de las subcuencas, los escurrimientos no serían, en general, estadísticamente independientes, de tal suerte que unos se verían afectados por los otros; las muestras históricas con estas características se llamarán dependientes.

Si por otro lado, sólo interesase el análisis de un solo registro, por ejemplo el de a este puede ser considerado sin importar su posible

relación con el b, a su registro le llamaremos muestra histórica independiente.

La generación simultánea de muestras simuladas en a y b debe tomar en cuenta la relación que guardan entre sí sus registros históricos por lo que su estudio es distinto a el de los independientes.

En general, se referirá a las muestras históricas dependientes e independientes como tipos de muestras históricas, las que podrán ser para distintos intervalos de tiempo entre sus observaciones.

Las partes de una serie cronológica se manifiestan de una forma en los datos mensuales y en los diarios de otra, por ello, el intervalo de tiempo entre las observaciones es una característica importante de los registros históricos a considerar en la generación de muestras sintéticas.

Cuando el intervalo de tiempo entre los datos de una muestra por generar es tal que interesa principalmente conservar los coeficientes de autocorrelación (hasta un orden K) aparte de la media y la

variancia, se dice que se trata de un problema de generación de muestras sintéticas anuales.

Por muestras sintéticas mensuales se entenderán aquellas muestras sintéticas para una duración entre los datos de ella tal que es importante cumplir con los coeficientes de correlación cruzada (orden 0) entre los datos correspondientes a una temporada y otra, por ejemplo si se consideran datos mensuales, los correspondientes a febrero: deben de conservar su coeficiente de correlación cruzada de enero, con febrero a fin de respetar la dependencia que muestran entre sí los datos de estos meses en el registro histórico. Lo mismo se podría decir si se consideraran cuatro temporadas al año, entre ellas interesaría que se cumpla dicho coeficiente.

Se llamarán muestras sintéticas diarias a aquellas donde el intervalo de tiempo entre sus mediciones implica considerar un mayor orden en los coeficientes de autocorrelación entre los datos. También la componente cíclica es muy importante, como sucedería en datos semanales o de otro plazo corto. Aquí como en los anteriores, es trascendente el tipo de fenómeno estudiado, o sea si son precipitaciones o gastos cualquier otra variable hidrológica.

Se ha señalado el "parecido" que muestran ciertos registros históricos de volúmenes medios mensuales de cuencas vecinas, esto debe tomarse en cuenta si se desea hacer la generación simultánea de muestras sintéticas y el proceso a seguir es distinto a aquel donde se tiene un solo registro por generar, para esto es conveniente clasificar a las muestras sintéticas en dos grandes grupos, como independientes y dependientes, los cuales pueden ser a su vez para muestras anuales, mensuales, diarias, etc.

Cuando sólo interesa la generación de muestras sintéticas en un solo sitio o de una sola variable para cualquier duración se entenderá que se trata de la obtención de muestras sintéticas independientes y si bien en ellas se respetan coeficientes de autocorrelación y de correlación cruzada de cualquier orden, su generación no dependerá de su interrelación con otro registro ajeno al analizado.

Se llamarán muestras sintéticas dependientes aquellas donde existe

entre los datos de ellas una relación, por ejemplo, la generación simultánea de registros de precipitación y de evaporación en un punto no puede hacerse por separado para cada una de ellas, ya que las muestras sintéticas de estas variables presentan interrelación en sus valores, se dirá entonces, que las muestras sintéticas de precipitación y las de evaporación son dependientes.

- Existen varios métodos para obtener muestras sintéticas dependientes para cualquier intervalo de tiempo entre sus datos (anuales, mensuales o diarios).

4.5 Modelos de generación de muestras sintéticas independientes

Para la generación de datos sintéticos los procesos de simulación que incluyen un elemento aleatorio -modelos de Monte Carlo- son fundamentales.

Una de las aplicaciones más sencillas de los modelos de Monte Carlo es la técnica propuesta en 1927 por Sudler que consiste en obtener distintas permutaciones de los valores anuales de un registro histórico; para esto se integra un conjunto de tarjetas en cada una de las cuales se anota un valor de la secuencia histórica de datos anuales, y mediante la selección de las tarjetas del conjunto se pueden formar distintas ordenaciones de los valores registrados. El procedimiento tiene la ventaja de proporcionar muchas maneras de presentación de los valores grandes y pequeños de la secuencia original pero adolece de varios defectos entre los que están:

- No se respeta la relación de un dato y los antecesores, es decir, es ignorado el coeficiente de autocorrelación del registro histórico
- El rango de valores del registro histórico no es superado
- Si la selección es sin reemplazo, la probabilidad de que se repita un valor consignado en una tarjeta que se ha extraído es cero.

En 1954, Barnes empleó una tabla de números aleatorios para generar muestras sintéticas a partir de un registro histórico de gastos anuales, de forma que tuvieran la media y la desviación estandard del

registro histórico suponiendo para este una distribución normal. Aunque este método es mejor al de Sudler, tampoco considera el coeficiente de autocorrelación, el cual es una limitación importante.

De manera distinta a los métodos anteriores, como otros tradicionales, donde se ha considerado el proceso de generación de muestras sintéticas exclusivamente determinista o puramente probabilista, lo cual no refleja la realidad del problema, por ello han surgido otros modelos que toman en consideración conjuntamente estos dos factores.

Un grupo de investigadores en 1962 agregaron al modelo de generación de Barnes, el coeficiente de autocorrelación entre datos sucesivos y el coeficiente de asimetría como tercer parámetro para caracterizar la distribución de los datos históricos. El modelo se hizo aplicable a valores anuales y mensuales y ha sido conocido como "Hidrología Sintética".

A continuación se describen algunos modelos para generar muestras sintéticas independientes.

4.5.1 Generación de muestras sintéticas anuales

Se describe un modelo para la generación de muestras sintéticas que represente las características importantes de los registros históricos anuales.

Modelo de Thomas-Fiering

En un estudio pionero sobre el análisis de sistemas de aprovechamientos hidráulicos, ~~Thomas y Fiering~~ (1962) desarrollaron un modelo de generación de muestras sintéticas para escurrimientos anuales basándose en el hecho de que las series cronológicas pueden ser representadas por diferentes funciones analíticas, cada una de las cuales será mas o menos útil para determinadas secuencias históricas.

Las funciones analíticas son de la forma:

$$X_t = f(t) + U_t \quad (4.25)$$

donde

X_t es el valor de la serie cronológica en el tiempo t

$f(t)$ es una componente determinista

U_t es una componente probabilística.

La componente determinista para un registro que muestra tendencia puede ser evaluada como un polinomio de grado pequeño, sin embargo, si no existe, se puede establecer para la serie cronológica la siguiente ecuación recursiva:

$$X_t = b_0 + b_1 X_{t-1} + b_2 X_{t-2} + \dots + b_m X_{t-m} + e_t \quad (4.26)$$

Las literales b_i ($i = 1, \dots, m$) son coeficientes de regresión lineal y e_t es el error cometido en la estimación. Se aprecia que en el segundo miembro de la ec 4.26 están involucrados tanto la parte determinista como la probabilística.

Para un problema en particular, para definir el modelo anterior es necesario antes de definir los valores de los coeficientes b_i , estimar hasta que valor m se considera la ec 4.26. Esto se puede hacer al obtener para el conjunto de mediciones X_t el coeficiente de autocorrelación para distintos órdenes (para $k = 1, 2, 3, \dots$) hasta obtener para él un valor pequeño, el orden k de este coeficiente será el valor de m que interesa. Se puede dibujar el valor del coeficiente de autocorrelación de orden k contra el de k y obtener una figura llamada correlograma (fig 4.3).

Por ejemplo, de la fig 4.3, se estima el valor de 2 para m , esto implica que el modelo dado por la ec (4.26) queda como:

$$X_t = b_0 + b_1 X_{t-1} + b_2 X_{t-2} + e_t$$

Por una regresión lineal entre los datos X_t, X_{t-1}, X_{t-2} pueden ser obtenidos b_0, b_1, b_2 . Por lo que se refiere a la parte probabilística (ex), ésta puede ser calculada utilizando un conjunto de números aleatorios con una distribución de probabilidad similar a la estimada para los errores del ajuste de la regresión lineal.

El modelo tiene el inconveniente de no tomar en cuenta la componente cíclica. Este modelo es un caso particular del modelo "Análisis de Componentes" que si considera la componente cíclica.

Para el caso, en el cual $m = 1$, el modelo (ec 4.26) queda:

$$X_t = b_0 + b_1 X_{t-1} + e_t \quad (4.27)$$

Se supone que la influencia del pasado, está reflejada por completo por el valor previo X_{t-1} .

En este modelo llamado de orden uno o markoviano los coeficientes b_0 y b_1 pueden ser especificados para datos X_t y la ec 4.27 puede escribirse:

$$X_t = \bar{x} + r(X_{t-1} - \bar{x}) + e_t \quad (4.28)$$

donde

r es el coeficiente de autocorrelacion de orden 1 de los datos X_t .

Si se considera que los datos X_t tienen una distribución normal puede demostrarse que la componente aleatoria (e_t) tiene una distribución normal con media cero y desviación estándar S' , dada por:

$$S' = S(1 - r^2)^{1/2} \quad (4.29)$$

donde S es la desviación estándar de los datos X_t .

El modelo planteado por la expresión 4.28 permite en términos de la media, desviación estándar, y el coeficiente de autocorrelación de orden uno del registro histórico obtener muestras sintéticas anuales.

La confiabilidad del modelo dependerá en gran medida de la distribución de probabilidad que observen los datos, para su empleo pueden emplear cualquiera de las tres distribuciones de probabilidad antes descritas. Modelo Thomas-Fiering para la distribución normal

Para la generación de muestras sintéticas con distribución normal se utilizan las ecuaciones 4.28 y 4.29, para esto se requiere emplear números aleatorios normales d_i con media cero y desviación estándar 1, de esta manera la ecuación que define este modelo es:

$$X_t = \bar{x} + r(X_{t-1} - \bar{x}) + d_i S (1 - r^2)^{1/2} \quad (4.30)$$

Modelo Thomas-Fiering para la distribución lognormal

El modelo dado por la ec 4.30 también puede ser utilizado para la generación de muestras sintéticas con distribución lognormal, considerando los parámetros de ésta y que se genera logaritmos de los datos; el modelo a utilizar es:

$$X_t = \exp(h_t) + a_t \quad (4.31)$$

para

$$h_t = \mu_L + r_L (h_{t-1} - \mu_L) + d_t \sigma_L (1 - r_L^2)^{1/2} \quad (4.32)$$

donde

μ_L , σ_L y a_L son parámetros de la distribución lognormal que mejor se ajusta a la distribución de los datos, o sea la media y la desviación estándar de los logaritmos de los datos respectivamente.

r_L es el coeficiente de autocorrelación de orden uno de los logaritmos de los datos, y puede ser calculado a partir de la ecuación:

$$r_L = \text{Ln} \left(\frac{r(e^{\sigma_L^2} - 1) + 1}{\sigma_L^2} \right) \quad (4.33)$$

r representa el coeficiente de autocorrelación de orden uno de los datos

d_t es un número aleatorio normal con media cero y desviación estándar uno.

Modelo Thomas-Fiering para la distribución Gamma

El modelo propuesto por estos autores para la distribución normal puede ser adaptado para obtener muestras sintéticas con una distribución gamma, para ello se modifica su parte aleatoria de tal forma que tenga una distribución de este tipo.

La expresión siguiente permite obtener números aleatorios (f_t) aproximadamente con una distribución gamma con media cero y desviación estándar uno.

$$f_t = \frac{2}{g_r} \left(1 + \frac{g_r d_t}{6} - \frac{g_r^2}{36} \right)^3 - \frac{2}{g_r} \quad (4.34)$$

donde

$$g_r = \frac{1 - r^3}{(1 - r^2)^{1.5}} g \quad (4.35)$$

g es el coeficiente de asimetría de los datos

r es el coeficiente de autocorrelación de orden uno de los datos

d_t es un número aleatorio normal con media cero y desviación estándar uno.

El modelo de generación a utilizar es:

$$X_t = \bar{x} + r (x_{t-1} - \bar{x}) + f_t S(1 - r^2)^{1/2} \quad (4.36)$$

En el anexo A se muestra un ejemplo de aplicación del modelo.

Datos anuales como una suma de los mensuales

Cuando se tienen datos sintéticos mensuales puede obtenerse el anual efectuando la suma de los datos correspondientes a los doce meses del año, de esta forma pueden ser utilizados algunos de los modelos de generación de muestras sintéticas mensuales para formar secuencias sintéticas anuales.

4.5.2 Generación de muestras sintéticas mensuales

Para estudios que requieren datos mensuales son necesarios modelos de generación más complicados dado que interesa conservar en las muestras sintéticas aparte de la media y la variancia la correlación cruzada entre los valores de meses consecutivos.

Modelo de Thomas-Fiering

El modelo definido por la ec 4.29 puede ser modificado para datos mensuales con la inclusión de una pequeña complejidad conceptual, ahora serán utilizados dos subíndices i, j . El primer subíndice representará el año y el segundo el mes de que se trata.

Los coeficientes de regresión también pueden ser estimados en términos de los parámetros estadísticos, en este caso de los correspondientes a cada uno de los meses. Se proponen tres modelos de generación de muestras sintéticas mensuales.

Modelo Thomas-Fiering para la distribución normal

El modelo para la generación de muestras sintéticas mensuales con distribución normal es el siguiente:

$$X_{i,j} = \bar{x}_j + \frac{r_{j-1} S_j}{S_{j-1}} \left[X_{i,j-1} - \bar{x}_{j-1} \right] + d_{i,j} S_j \left[1 - r_{j-1}^2 \right]^{1/2} \quad (4.37)$$

donde

- $X_{i,j}$ es el dato sintético correspondiente al año i en el mes j .
- \bar{X}_j es la media de los datos históricos del mes j
- S_j es la desviación estándar de los datos históricos del mes j
- r_j es el coeficiente de correlación cruzada de orden cero entre los datos históricos correspondientes al mes j con el mes $j+1$
- $d_{i,j}$ es un número aleatorio normal con media cero y desviación estándar uno.

Modelo Thomas-Fiering para la distribución lognormal

Para la generación de muestras sintéticas mensuales con esta distribución se utilizan las transformaciones indicadas que hacen posible manejar a las variables lognormales como normales y emplear el modelo:

$$h_{i,j} = \bar{h}_j + \frac{r_{L,j-1} \sigma_{L,j}}{\sigma_{L,j-1}} \left[\bar{h}_{i,j-1} - \bar{h}_{j-1} \right] + d_{i,j} \sigma_{L,j} \left[1 - r_{L,j-1}^2 \right]^{1/2} \quad (4.38)$$

Las muestras sintéticas están dadas por:

$$X_{i,j} = \exp(h_{i,j}) + a_{L,j}$$

donde

- $x_{i,j}$ es el dato sintético correspondiente al año i en el mes j
- $h_{i,j}$ es el logaritmo del dato sintético $X_{i,j} - a_{L,j}$
- $\bar{h}_j = \frac{u_j - \sigma_j^2}{\sigma_j^2} - a_{L,j}$ son parámetros de la distribución lognormal estimados de la distribución de los datos históricos en el mes j
- $r_{L,j}$ es el coeficiente de correlación cruzada de orden cero de los logaritmos de los datos históricos correspondientes al mes j con los del mes $j + 1$
- $d_{i,j}$ es un número aleatorio normal con medio cero y desviación estándar uno.

Los parámetros u_L , σ_L y a_L pueden ser estimados mediante un ajuste por momentos o mediante un ajuste por mínimos cuadrados. El parámetro $r_{L,j}$

puede ser determinado empleando la expresión 4.21.

Modelo Thomas-Fiering para la distribución Gamma

Para generar datos sintéticos mensuales con distribución Gamma se propone el modelo:

$$X_{1,j} = \bar{x}_j + \frac{r_{j-1} S_j}{S_{j-1}} \left(x_{1,j-1} - \bar{x}_j \right) + f_{1,j} S_j \left[1 - r_{j-1}^2 \right] \quad (4.39)$$

donde todas las variables tienen el significado dado en el modelo de la distribución normal, excepto $f_{1,j}$ que es un número aleatorio con distribución aproximadamente gamma de media cero, desviación estandar uno y el coeficiente de asimetría de los datos históricos correspondientes al mes j , y puede ser calculado mediante

$$f_{1,j} = \frac{2}{p_j} \left[1 + \frac{p_j d_k}{6} - \frac{p_j}{36} \right]^3 - \frac{2}{p_j} \quad (4.40)$$

para

$$p_j = \frac{g_j - r_{j-2}^3 g_{j-1}}{\left[1 - r_{j-1}^2 \right]^{1.5}} \quad (4.41)$$

donde

d_k es un número aleatorio normal de media cero y desviación estandar uno

g_j es el coeficiente de asimetría de los datos históricos

p_j una variable auxiliar.

Ejemplo 1

Obtener muestras sintéticas anuales con distribución normal de los volúmenes escurridos en la estación Boquerón (Chis.) empleando el modelo de Thomas-Fiering.

Se dispone de 16 valores registrados, de los cuales se han calculado los parámetros estadísticos siguientes:

Media	544.333 hm ³
Desviación estandar	200.171 hm ³
C. autocorrelación	0.3436

Modelo de Thomas-Fiering

Generación de muestras sintéticas anuales

t	x_t	$x_t - \bar{x}$	$r(x_t - \bar{x})$	$\bar{x} + r(x_t - \bar{x})$	d_t	$d_t \sqrt{1-r^2}$	x_{t+1}
1.0	554.334	0.000	0.000	554.334	-1.510	-283.856	270.478
2.0	270.478	-283.856	-97.533	456.801	-0.770	-144.748	312.053
3.0	312.053	-242.280	-83.248	471.086	1.570	295.135	766.221
4.0	766.221	211.887	72.804	627.138	-1.040	-195.503	431.635
5.0	431.635	-122.699	-42.159	512.174	0.640	120.310	632.484
6.0	632.484	78.150	26.852	581.186	-0.170	-31.957	549.229
7.0	549.229	-5.105	-1.754	552.580	-0.060	-11.279	541.301
8.0	541.301	-13.033	-4.478	549.856	-0.280	-52.635	497.220
9.0	497.220	-57.114	-19.624	534.710	-0.540	-101.511	433.198
10.0	433.198	-121.135	-41.622	512.712	-1.820	-342.131	170.581
11.0	170.581	-383.753	-131.857	422.476	-0.170	-31.957	390.519
12.0	390.519	-163.815	-56.287	498.047	0.450	84.593	582.640
13.0	582.640	28.306	9.726	564.060	2.380	447.401	1011.461
14.0	1011.461	457.127	157.069	711.403	1.450	272.577	983.979
15.0	983.979	429.646	147.626	701.360	1.450	272.577	974.537
16.0	974.537	420.203	144.382	698.715	0.140	26.318	725.033
17.0	725.033	170.699	58.652	612.986	-0.200	-37.597	575.389
18.0	575.389	21.056	7.235	561.568	-1.180	-221.821	339.748
19.0	339.748	-214.586	-73.732	480.602	-1.190	-223.701	256.901
20.0	256.901	-297.433	-102.198	452.136	0.810	152.267	604.403

Ejemplo 2

Obtener muestras sintéticas anuales con distribución Lognormal de los volúmenes escurridos en las estación Boquerón (Chis.) empleando el modelo de Thomas-Fiering.

Se dispone de 16 valores registrados, de los cuales se han calculado los parámetros estadísticos siguientes:

Media	554.33 hm ³
Desviación estandar	200.17 hm ³
C. autocorrelación	0.3436
C. asimetría	0.9052

Se calculan los parámetros a_L , μ_L , σ_L y r_L (para los Logaritmos) en términos de los parámetros estadísticos obtenidos a partir de los datos históricos.

$$\begin{aligned} a_L &= -128.1644 \\ \mu_L &= 6.4845 \\ \sigma_L &= 0.2872 \\ r_L &= 0.3529 \end{aligned}$$

Se considera $A = \mu_L + r_L (h_t - \mu_L)$

Modelo Thomas-Fiering Generación de muestras sintéticas anuales

t	h_t	$h_t - \mu_L$	$r_L (h_t - \mu_L)$	A	d_t	$d_t \sigma_L \sqrt{1-r_L^2}$	h_{t+1}	x_{t+1}
1.0	6.484	0.000	0.000	6.484	-1.510	-0.406	6.079	308.316
2.0	6.079	-0.406	-0.143	6.341	-0.770	-0.207	6.134	333.283
3.0	6.134	-0.350	-0.124	6.361	1.570	0.422	6.783	754.363
4.0	6.783	0.298	0.105	6.590	-1.040	-0.279	6.310	422.061
5.0	6.310	-0.174	-0.061	6.423	0.640	0.172	6.595	603.263
6.0	6.595	0.110	0.039	6.524	-0.170	-0.046	6.478	522.388
7.0	6.478	-0.007	-0.002	6.482	-0.060	-0.016	6.466	514.755
8.0	6.466	-0.018	-0.007	6.479	-0.280	-0.075	6.403	475.330
9.0	6.403	-0.082	-0.029	6.456	-0.540	-0.145	6.311	422.174
10.0	6.311	-0.174	-0.061	6.423	-1.820	-0.489	5.934	249.511
11.0	5.934	-0.550	-0.194	6.290	-0.170	-0.046	6.245	387.015
12.0	6.245	-0.240	-0.085	6.400	0.450	0.121	6.521	550.897
13.0	6.521	0.036	0.013	6.497	2.380	0.640	7.137	1129.258
14.0	7.137	0.652	0.230	6.715	1.350	0.390	7.104	1089.135
15.0	7.104	0.620	0.219	6.703	1.350	0.390	7.093	1075.280
16.0	7.093	0.608	0.215	6.699	0.140	0.038	6.737	714.769
17.0	6.737	0.252	0.089	6.574	-0.200	-0.054	6.520	550.309
18.0	6.520	0.035	0.012	6.497	-1.160	-0.317	6.180	354.777
19.0	6.180	-0.305	-0.108	6.377	1.120	0.320	6.057	299.018
20.0	6.057	-0.427	-0.151	6.334	1.120	0.318	6.551	112.013

Ejemplo 3

Obtener muestras sintéticas anuales con distribución Gamma de los volúmenes escurridos en la estación Boquerón (Chis.) empleando el modelo de Thomas-Fiering.

Se dispone de 16 valores registrados, de los cuales se han calculado los parámetros estadísticos siguientes:

Media	554.33 hm ³
Desviación estandar	200.17 hm ³
C. autocorrelación	0.3436
C asimetría	0.9052

Se calculan números aleatorios con distribución Gamma (f_t) en función de números aleatorios normales (d_t).

Para esto se define la variable auxiliar (g) como:

$$g_f = \frac{1 - r^3}{(1 - r^2)^{1.5}} g$$

variable auxiliar (g_f) = 1.0485

Se obtiene los números aleatorios con distribución Gamma utilizando la ecuación

$$f_t = \frac{2}{g_f} \left[1 + \frac{g_f d_t}{6} - \frac{g_f}{36} \right]^3 - \frac{2}{g_f}$$

Modelo Thomas-Fiering

Generación de muestras sintéticas anuales

t	x_t	$x_t - \bar{x}$	$r(x_t - \bar{x})$	$\bar{x} + r(x_t - \bar{x})$	d_t	f_t	$f_t \sqrt{1-r^2}$	x_{t+1}
1.0	554.334	0.000	0.000	554.334	-1.510	-1.237	-232.610	321.724
2.0	321.724	-232.610	-79.925	474.409	-0.770	-0.797	-149.891	324.518
3.0	324.518	-229.815	-78.965	475.369	1.570	1.763	331.434	806.803
4.0	806.803	252.469	86.748	641.082	-1.040	-0.975	-183.307	457.775
5.0	457.775	-96.559	-33.178	521.156	0.640	0.504	94.760	615.917
6.0	615.917	61.583	21.160	575.494	-0.170	-0.324	-60.983	514.510
7.0	514.510	-39.824	-13.683	540.650	-0.060	-0.225	-42.346	498.305
8.0	498.305	-56.029	-19.252	535.082	-0.280	-0.420	-78.874	456.208
9.0	456.208	-98.126	-33.716	520.618	-0.540	-0.629	-118.279	402.339
10.0	402.339	-151.995	-52.225	502.108	-1.820	-1.380	-259.450	242.658
11.0	242.658	-311.676	-107.092	447.242	-0.170	-0.324	-60.983	386.259
12.0	386.259	-168.075	-57.751	496.583	0.450	0.289	54.269	550.852
13.0	550.852	-3.482	-1.196	553.137	2.380	3.164	594.838	1147.975
14.0	1147.975	593.642	203.975	758.309	1.450	1.581	297.119	1055.428
15.0	1055.428	501.094	172.176	726.510	1.450	1.581	297.119	1023.628
16.0	1023.628	469.295	161.250	715.583	0.140	-0.035	-6.495	709.088

Ejemplo 4

Obtener volúmenes mensuales sintéticos con distribución normal empleando el modelo de Thomas-Fiering para la estación Angostura (Chis.).

Se dispone de 11 años de registro, de los cuales se han calculado estos parámetros estadísticos para cada uno de los meses.

	Media	Desviación estandar	Correlación cruzada *	Asimetría
Enero	356.33	48.70	0.9684	-0.36
Febrero	253.45	30.60	0.9411	-0.47
Marzo	224.08	24.16	0.8045	-0.53
Abril	196.57	26.54	0.3558	0.52
Mayo	231.64	34.61	0.5739	0.04
Junio	667.35	213.89	0.3879	0.43
Julio	1211.54	462.06	0.0081	0.08
Agosto	1652.01	783.10	0.7863	0.78
Septiembre	2368.27	957.28	0.44506	0.72
Octubre	2211.84	349.06	0.8034	-0.32
Noviembre	861.26	206.15	-0.9509	-0.45
Diciembre	514.38	93.16	0.9702	-0.14

* del mes i con el mes i+1

Se presentan a continuación dos tablas de cálculo.

La primera (tabla I) facilita utilizar el modelo y en ella se resume la obtención de algunos factores constantes para cada mes.

La tabla II indica una manera de realizar los cálculos para la aplicación del modelo de generación de muestras sintéticas.

Se considera $A = r_{j-1} S_j / S_{j-1}$, $B_j = S_j (1 - r_{j-1}^2)^{0.5}$ y $C_j = A_j (x_{1,j-1} - \bar{x}_{j-1})$

Modelo Thomas-Fiering

Tabla I

Cálculo de los factores A_j y B_j para cada mes

j	r_{j-1}	S_j	S_j / S_{j-1}	A_j	$(1 - r_{j-1}^2)^{0.5}$	B_j
1.0	0.970	48.710	0.523	0.507	0.242	11.803
2.0	0.968	30.600	0.628	0.608	0.249	7.632
3.0	0.941	24.160	0.789	0.743	0.338	8.169
4.0	0.804	26.540	0.099	0.884	0.594	15.764
5.0	0.356	34.610	1.304	0.464	0.935	32.345
6.0	0.574	213.890	6.180	3.547	0.819	175.160
7.0	0.388	462.060	2.160	0.838	0.922	425.881
8.0	0.008	783.100	1.695	0.014	1.000	783.074
9.0	0.786	957.280	1.222	0.961	0.618	591.451
10.0	0.451	649.060	0.678	0.306	0.893	579.433
11.0	0.803	206.150	0.318	0.255	0.595	122.750
12.0	0.951	93.160	0.452	0.430	0.309	28.833

Tabla II
Muestras sintéticas mensuales con distribución Normal

i	j	\bar{x}_j	A_j	B_j	$x_{1,j-1} - \bar{x}_{j-1}$	C_j	$d_{1,j}$	$d_{1,j} B_j$	$x_{1,j}$
1.0	1.0	356.330	0.51	11.803	0.000	0.000	-1.510	-17.822	338.508
2.0	1.0	253.450	0.61	7.632	-17.822	-10.842	-0.770	-5.876	247.574
3.0	1.0	224.080	0.74	8.169	-5.876	-4.366	1.570	12.826	236.906
4.0	1.0	196.570	0.88	15.764	12.826	11.335	-1.040	-16.394	180.176
5.0	1.0	231.640	0.46	32.345	-16.394	-7.607	0.640	20.701	252.341
6.0	1.0	667.350	3.55	175.160	20.701	73.420	-0.170	-29.777	637.573
7.0	1.0	1211.540	0.84	425.881	-29.777	-24.952	-0.060	-25.553	1185.987
8.0	1.0	1652.010	0.01	783.074	-25.553	-0.351	-0.280	-219.261	1432.749
9.0	1.0	2368.270	0.96	591.451	-219.261	-210.752	-0.540	-319.383	2048.887
10.0	1.0	2211.840	0.31	579.433	-319.383	-97.577	-1.820	-1054.568	1157.273
11.0	1.0	861.260	0.26	122.750	-1054.568	-269.094	-0.170	-20.867	840.393
12.0	1.0	514.380	0.43	28.833	-20.867	-8.967	0.450	12.975	527.355
1.0	2.0	356.330	0.51	11.803	0.000	0.000	2.380	0.000	391.002
2.0	2.0	253.450	0.61	7.632	34.672	21.093	1.450	11.066	264.516
3.0	2.0	224.080	0.74	8.169	11.066	8.222	0.140	1.144	225.224
4.0	2.0	196.570	0.88	15.764	1.144	1.011	-0.200	-3.153	193.417
5.0	2.0	231.640	0.46	32.345	-3.153	-1.463	-1.180	-38.167	193.473
6.0	2.0	667.350	3.55	175.160	-38.167	-135.368	-1.190	-208.440	458.910
7.0	2.0	1211.540	0.84	425.881	-208.440	-174.666	0.810	344.964	1556.504
8.0	2.0	1652.010	0.01	783.074	344.964	4.736	-0.540	-422.860	1229.150
9.0	2.0	2368.270	0.96	591.451	-422.860	-406.450	0.200	118.290	2486.560
10.0	2.0	2211.840	0.31	579.433	118.290	36.140	0.430	249.156	2460.996
11.0	2.0	861.260	0.26	122.750	249.156	63.577	1.750	214.812	1076.072
12.0	2.0	514.380	0.43	28.833	214.812	92.308	-0.900	-25.950	488.430

Ejemplo 5

Obtener volúmenes mensuales sintéticos con distribución Lognormal empleando el modelo de Thomas-Fiering para la estación Angostura (Chis.).

Se dispone de 11 años de registro, de los cuales se han calculado estos parámetros estadísticos para cada uno de los meses.

	Media	Desviación estandar	Correlación cruzada *	Asimetría
Enero	356.33	48.70	0.9684	-0.36
Febrero	253.45	30.60	0.9411	-0.47
Marzo	224.08	24.16	0.8045	-0.53
Abril	196.57	26.54	0.3558	0.52
Mayo	231.64	34.61	0.5739	0.04
Junio	667.35	213.89	0.3879	0.43
Julio	1211.54	462.06	0.0081	0.08
Agosto	1652.01	783.10	0.7863	0.78
Septiembre	2368.27	957.28	0.44506	0.72
Octubre	2211.84	349.06	0.8034	-0.32
Noviembre	861.26	206.15	0.9509	-0.45
Diciembre	514.38	93.16	0.9702	-0.14

* del mes i con el mes $i+1$

Utilizando las expresiones del inciso (4.3.1) se pueden calcular los parámetros de la distribución Lognormal (a_L), (μ_L), (σ_L) y el coeficiente de correlación cruzada (r_L) de los logaritmos de los datos históricos para cada uno de los meses.

	a_L	μ_L	σ_L	r_L
Enero	332.02	2.38	1.2697	0.9841
Febrero	238.20	1.92	1.2705	0.9701
Marzo	212.05	1.68	1.2710	0.8945
Abril	183.35	1.77	1.2709	0.5503
Mayo	214.34	2.05	1.2686	0.7412
Junio	560.67	3.86	1.2702	0.5822
Julio	980.53	4.64	1.2687	0.0199
Agosto	1263.59	5.15	1.2737	0.8840
Septiembre	1892.91	5.35	1.2730	0.6409
Octubre	1887.76	4.98	1.2695	0.8938
Noviembre	758.57	3.83	1.2704	0.9751
Diciembre	467.81	3.04	1.2688	0.9850

Se presentan a continuación dos tablas de cálculo.

La primera (tabla I) facilita utilizar el modelo y en ella se resume el cálculo de algunos factores constantes para cada mes

La tabla II indica una manera de realizar los cálculos para la aplicación del modelo de generación de muestras sintéticas.

Se considera $A_j = r_{L_{j-1}} \frac{\sigma_{L_j}}{\sigma_{L_{j-1}}}$, $B_j = \sigma_{L_j} (1 - r_{L_{j-1}}^2)^{0.5}$ y $C_j = A_j (h_{1,j-1} - \bar{h}_{j-1})$

Modelo Thomas-Fiering

Tabla I

Cálculo de los factores A_j y B_j para cada mes

J	$\sigma_{L_{j-1}}$	σ_{L_j}	$\sigma_{L_j} / \sigma_{L_{j-1}}$	A_j	$(1 - r_{L_{j-1}}^2)^{0.5}$	B_j
1.0	0.9850	1.2697	1.0016	0.9857	0.1726	0.2191
2.0	0.9841	1.2705	1.0151	0.9847	0.1776	0.2257
3.0	0.9701	1.2710	1.0849	0.9705	0.2427	0.3085
4.0	0.8945	1.2709	1.6253	0.8944	0.4471	0.5682
5.0	0.5503	1.2686	0.7411	0.5493	0.8350	1.0592
6.0	0.7412	1.2702	1.2747	0.7421	0.6713	0.8527
7.0	0.5822	1.2687	29.2217	0.5815	0.8130	1.0315
8.0	0.0199	1.2737	0.0226	0.0200	0.9998	1.2734
9.0	0.8840	1.2730	1.3786	0.8835	0.4675	0.5951
10.0	0.6409	1.2695	0.7151	0.6391	0.7676	0.9745
11.0	0.8939	1.2704	0.9173	0.8944	0.4485	0.5697
12.0	0.9751	1.2688	0.9887	0.9739	0.2218	0.2814

Tabla II

Muestras sintéticas con distribución Lognormal

i	j	\bar{x}_j	A_j	B_j	$h_{1,j-1}$	$-\bar{h}_{j-1}$	C_j	$d_{1,j}$	$d_{1,j} B_j$	$x'_{1,j}$
1.0	1.0	2.38	0.99	0.22	0.00	-0.04	-1.51	-0.33	339.7815	
1.0	2.0	1.92	0.98	0.23	-0.33	-0.33	-0.77	-0.17	342.3391	
1.0	3.0	1.68	0.97	0.31	-0.50	-0.48	1.57	0.48	217.4130	
1.0	4.0	1.77	0.89	0.57	-0.00	-0.00	-1.04	-0.59	186.6001	
1.0	5.0	2.05	0.55	1.06	-0.59	-0.32	0.64	0.68	225.3973	
1.0	6.0	3.86	0.74	0.85	0.35	0.26	-0.17	-0.14	614.0314	
1.0	7.0	4.64	0.58	1.03	0.12	0.07	-0.06	-0.06	1084.7181	
1.0	8.0	5.15	0.02	1.27	0.01	0.00	-0.28	-0.36	1384.3202	
1.0	9.0	5.35	0.88	0.60	-0.36	-0.31	-0.54	-0.32	2004.3760	
1.0	10.0	4.98	0.64	0.97	-0.64	-0.41	-1.82	-1.77	1904.2004	
1.0	11.0	3.83	0.89	0.57	-2.18	-1.95	-0.17	-0.10	764.4179	
1.0	12.0	3.04	0.97	0.28	-2.05	-1.99	0.45	0.13	471.0421	
2.0	1.0	2.38	0.99	0.22	0.00	0.00	2.38	0.00	333.0200	
2.0	2.0	1.92	0.98	0.23	-2.38	-2.34	1.45	0.33	239.1081	
2.0	3.0	1.68	0.97	0.31	-2.02	-1.96	0.14	0.04	212.8416	
2.0	4.0	1.77	0.89	0.57	-1.91	-1.71	-0.20	-0.11	184.2962	
2.0	5.0	2.05	0.55	1.06	-1.83	-1.00	-1.18	-1.25	215.1566	
2.0	6.0	3.86	0.74	0.85	-2.25	-1.67	-1.19	-1.01	563.9037	
2.0	7.0	4.64	0.58	1.03	-2.69	-1.56	0.81	0.84	1030.5972	
2.0	8.0	5.15	0.02	1.27	-0.73	-0.01	-0.54	-0.69	1349.0305	
2.0	9.0	5.35	0.88	0.60	-0.70	-0.62	0.20	0.12	2020.4764	
2.0	10.0	4.98	0.64	0.97	-0.50	-0.32	0.43	0.42	2048.3083	
2.0	11.0	3.83	0.89	0.57	0.10	0.09	1.75	1.00	894.8187	
2.0	12.0	3.04	0.97	0.28	1.09	1.06	-0.90	-0.25	514.5043	

Modelo Thomas-Fiering

Tabla I

Calculo de los factores A_j y B_j para cada mes

J	r_{j-1}	S_j	S_j/S_{j-1}	$A_j = r_{j-1} S_j / S_{j-1}$	$\sqrt{1-r_{j-1}^2}$	$B_j = \sqrt{1-r_{j-1}^2}$
1.0	0.970	48.710	0.524	0.507	0.242	11.803
2.0	0.968	30.600	0.646	0.608	0.249	7.632
3.0	0.941	24.160	0.924	0.743	0.338	8.169
4.0	0.804	26.540	2.484	0.884	0.594	15.764
5.0	0.356	34.610	0.808	0.464	0.935	32.345
6.0	0.574	213.890	9.143	3.547	0.819	175.160
7.0	0.388	462.060	103.453	0.838	0.922	425.881
8.0	0.008	783.100	0.017	0.014	1.000	783.074
9.0	0.786	957.280	2.133	0.961	0.618	591.451
10.0	0.451	649.060	0.380	0.306	0.893	579.433
11.0	0.803	206.150	0.268	0.255	0.595	122.750
12.0	0.951	93.160	0.443	0.430	0.309	28.833

Se considera $C_j = A_j (x_{1,j-1} - \bar{x}_{j-1})$

Tabla II

Muestras sintéticas mensuales con distribución Gamma

i	j	\bar{x}_j	A_j	B_j	$x_{1,j-1} - \bar{x}_{j-1}$	C_j	$d_{1,j}$	$d_{1,j} B_j$	$x_{1,j}$
1.0	1.0	356.330	0.51	11.803	158.050	80.176	-20.25	-238.984	117.346
1.0	2.0	253.450	0.61	7.632	-238.984	-145.387	-3.26	-24.905	83.158
1.0	3.0	224.080	0.74	8.169	-170.292	-126.534	0.71	5.797	103.344
1.0	4.0	196.570	0.88	15.764	-120.736	-106.701	-0.44	-6.866	83.004
1.0	5.0	231.640	0.46	32.345	-113.566	-52.693	0.46	14.971	193.918
1.0	6.0	667.350	3.55	175.160	-37.722	-133.790	-0.32	-56.428	477.132
1.0	7.0	1211.540	0.84	425.881	-190.218	-159.397	-0.23	-96.539	955.604
1.0	8.0	1652.010	0.01	783.074	-255.936	-3.513	-0.42	-329.971	1318.525
1.0	9.0	2368.270	0.96	591.451	-333.485	-320.543	-0.48	-285.693	1762.035
1.0	10.0	2211.840	0.31	579.433	-606.235	-185.216	-2.67	-1547.403	479.222
1.0	11.0	861.260	0.26	122.750	-1732.618	-442.113	-0.38	-46.119	373.028
1.0	12.0	514.380	0.43	28.833	-488.232	-209.801	0.33	9.444	314.023
2.0	1.0	356.330	0.51	11.803	-200.357	-101.637	14.73	173.805	428.497
2.0	2.0	253.450	0.61	7.632	72.167	43.903	0.54	4.106	301.459
2.0	3.0	224.080	0.74	8.169	48.009	35.672	-0.03	-0.220	259.532
2.0	4.0	196.570	0.88	15.764	35.452	31.331	-0.27	-4.310	223.590
2.0	5.0	231.640	0.46	32.345	27.020	12.537	-1.43	-46.380	197.797
2.0	6.0	667.350	3.55	175.160	-33.843	-120.032	-1.13	-198.202	349.115
2.0	7.0	1211.540	0.84	425.881	-318.235	-266.671	0.64	273.936	1218.805
2.0	8.0	1652.010	0.01	783.074	7.265	0.100	-0.64	-504.374	1147.736
2.0	9.0	2368.270	0.96	591.451	-504.274	-484.704	0.03	20.051	1903.617
2.0	10.0	2211.840	0.31	579.433	-464.653	-141.960	0.25	146.364	2216.244
2.0	11.0	861.260	0.26	122.750	4.404	1.124	0.90	110.061	972.445
2.0	12.0	514.380	0.43	28.833	111.185	47.778	-0.58	-16.751	545.406



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO II: HIDROLOGIA

DIMENSIONAMIENTO DE EMBALSES

Presentado por : ING. J. OSNAYA
1996

6. Dimensionamiento de un embalse

6.1 Consideraciones de Operación

6.1.1 Estructuras que constituyen el embalse

Antes de plantear las condiciones de operación de un embalse o almacenamiento es conveniente destacar las estructuras hidráulicas que lo constituyen. Así, se puede decir que está compuesto por estructuras básicas y en algunos casos por particulares. Las básicas involucran a la presa, la obra de toma y la obra de excedencias. Como particulares se puede mencionar a la obra de Control de Avenidas si hay posibilidad de regular las avenidas; desagüe de fondo si es posible desazolvar el embalse; diques cuando se requiere cerrar puertos e incrementar la capacidad del embalse.

La presa constituye el elemento fundamental del almacenamiento, ya que es el obstáculo que se construye sobre la corriente para modificar el régimen normal del escurrimiento. Su tipo depende de los elementos que se utilizan para su construcción; los tipos de presas son:

- . Tierra
- . Enrocamiento
- . Gravedad
- . Arco
- . Arco Múltiple
- . Contrafuertes

El objetivo de una presa involucra el aprovechamiento y control físico del agua. Al respecto esta obra puede construirse para satisfacer uno o varios de los siguientes aspectos:

- . Irrigación de suelos
- . Agua potable
- . Agua para uso agroindustrial
- . Generación de energía eléctrica
- . Control de avenidas
- . Esparcimiento
- . Regulación de la corriente
- . Recarga de acuíferos

Al construirse la presa, la parte de la cuenca de drenaje que permite almacenar el agua se le conoce con el nombre de "Vaso". Las características del vaso, su dimensionamiento y funcionamiento es el motivo de este inciso, previa descripción de las otras obras.

Las obras de toma permiten regular o dar salida al agua almacenada en una presa. Permiten la salida de aportaciones en forma regular como es el caso de una presa reguladora; derivar los volúmenes recibidos a canales o tuberías como es el caso de una presa derivadora; o dar salida al agua en gastos que dependen de las necesidades aguas abajo de la presa; las necesidades de evacuación, o de la combinación de necesidades múltiples.

Las estructuras de las obras de toma pueden clasificarse de acuerdo con su objetivo; con su distribución física y estructura, o con su operación hidráulica. Las obras de toma que descargan directamente en el río se con-

den llamar con salida al río; las que descargan en un canal se pueden clasificar como de salida de un canal; y las que descargan en una tubería cerrada pueden llamarse con salida a una tubería forzada. Las obras de toma se pueden describir según consistan en un cauce formado por un canal abierto o por un conducto cerrado, o cuando el cauce está formado por un conducto cerrado colocado dentro de un corte y luego cubierto, o por un túnel. Las obras de toma también se pueden clasificar de acuerdo con su operación hidráulica, con respecto a que tengan o no compuertas; cuando tienen un conducto cerrado, si trabaja éste a presión en parte, o como canal abierto en toda su longitud.

La obra de excedencias en una presa de almacenamiento y en las de regulación tiene como función el dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para el almacenamiento y en las presas derivadoras dejar pasar los excedentes que no se envían al sistema de derivación. Ordinariamente, los volúmenes en exceso se toman de la parte superior del embalse creado por la presa y se conducen por un conducto artificial de nuevo al río o a un canal de drenaje natural.

6.1.2 Características del vaso. Capacidades.

Como ya se indicó el vaso comprende la parte de la cuenca de drenaje que sirve para almacenar el agua retenida por una presa desde el punto de vista de diseño y operación, dentro del vaso se distinguen las siguientes capacidades: (fig. 6.1).

Capacidad total

La capacidad entre el fondo del vaso y el nivel al ...

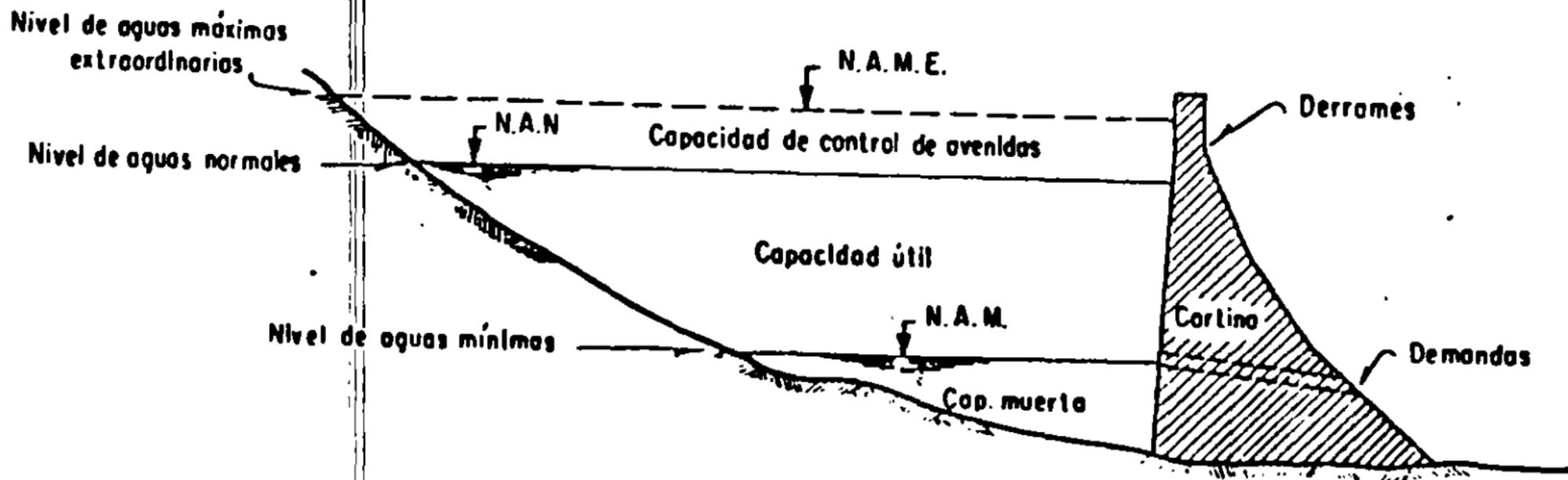


Fig 6.1 Zonas de embalse

por el agua cuando el vertedor descarga su gasto de diseño.

Capacidad para controlar avenidas:

La adicional a la capacidad para control de avenidas, necesaria para el tránsito de la avenida de diseño del vertedor.

Capacidad para control de avenidas

La dedicada al manejo de avenidas con un gasto de descarga controlado, para reducir daños aguas abajo.

Capacidad útil

La aprovechable para los fines de la presa, exceptuando el control de avenidas.

La capacidad mínima de operación.

La comprendida desde el fondo del vaso hasta el nivel mínimo de operación de la planta hidroeléctrica.

Capacidad para azolves

Las destinadas a alojar el volumen de sedimentos estimado en la vida útil de diseño de la presa.

Las capacidades antes mencionadas se deducen a través de un análisis hidrológico como se verá en los incisos siguientes (*) excepto la capacidad de azolves. Aunque es usual fijar la capacidad muerta o de azolves como un porcentaje de la capacidad total del almacenamiento, a la fecha se empieza a disponer de

* Campos A., D.F. "Métodos simplificados para el diseño hidrológico de un embalse" Trabajo de Investigación I, Publicación Interna, DEPEI, UNAM (diciembre 1980)

criterios adecuados para cuantificar el arrastre de sedimentos en una cuenca y por ende conocer a futuro el comportamiento de un almacenamiento en relación a este problema. Al respecto se han hecho diversos intentos para conocer el volumen de sedimentos a esperar durante la vida útil de un almacenamiento* aunque en una primera aproximación se puede considerar como un porcentaje del almacenaje total, usualmente el 10%.

6.1.3 Demandas para diversos aprovechamientos.

Las demandas a consumos por lo común son expresados como un porcentaje del escurrimiento medio anual; generalmente se aprovecha entre el 50 y el 70% de éste, llegando hasta un 95% en el más alto nivel de aprovechamiento.

Para generación de energía eléctrica y cuando se tiene un embalse para un solo propósito, usualmente la demanda se da como una función del gasto medio anual de la corriente donde se tenga el aprovechamiento.

Para determinar las demandas o cantidad de agua requerida para riego, se deben de estimar los requerimientos de los cultivos (usos constitutivos)** y la magnitud de las pérdidas por conducción y eficiencia en el riego. To

do ello depende de un sinnúmero de factores: características climáticas de la zona, los tipos de cultivos y suelos, las prácticas de riego, los sistemas de conducción y distribución de las aguas, etc.

*Springall G.R. A. Morales y M. Muñoz "Metodología para evaluar en una cuenca las obras requeridas para el control de erosión. V Congreso Nacional de Hidráulica, Guadalajara, Jal. (Nov. 1978)

**Dirección de obras Hidráulicas para el desarrollo rural "Instructivo de pequeños almacenamientos" U.S. Army Corps of Engineers, Sacramento. Cal.

Debido a lo anterior, siempre que sea posible se debe de recurrir a cuantificar las demandas de riego a través de un estudio agroclimático y sólo en estudios encaminados a obtener estimaciones burdas y rápidas, se podrán emplear valores medios de la demanda o adoptar los calculados de zonas alejadas. En tales casos, una vez que se ha definido la demanda anual por hectárea para los cultivos propuestos, se podrán utilizar los requerimientos mensuales expresados en la tabla 6.1 según la variación de tal demanda*.

Las demandas para abastecimiento municipal e industrial varían de una región a otra debido a factores como el clima, el tamaño relativo de la zona urbana, el tipo de magnitud de la industria, etc.

En la tabla 6.2 se tiene la distribución estacional de la demanda para usos municipal e industrial*.

6.1.4 Leyes de extracción.

Por lo general si el volumen de agua extraída del embalse es igual al volumen requerido (demanda), se tiene la ley más simple de extracción, pues en esta situación, el consumo es independiente del volumen en el embalse y de la época del año fig. 6.2.a. Sin embargo, en períodos en que el nivel en el embalse es bajo, la demanda no debe ser totalmente abastecida, pues

*Hydrologic Engineering Center. "Reservoir Storage-Yield Procedures. Methods Systemization Manual". U.S. Army Corps of Engineers, Sacramento, Cal. U.S.A May 1967.

TABLA 6.1

VARIACION MENSUAL TIPICA DE LAS NECESIDADES PARA RIEGO

	Variación Anual de la Demanda (%)		
	Pequeña	Promedio	Grande
Enero	5	0	0
Febrero	6	0	0
Marzo	10	2	0
Abril	10	13	0
Mayo	20	20	1
Junio	11	19	11
Julio	11	19	23
Agosto	10	13	30
Septiembre	9	10	27
Octubre	7	3	8
Noviembre	6	1	0
Diciembre	5	0	0
T O T A L	100	100	100

TABLA 6.2**VARIACION ESTACIONAL DE LA DEMANDA PARA LOS USOS
MUNICIPAL E INDUSTRIAL**

	Variación Anual de la Demanda (%)		
	Pequeña	Promedio	Grande
Enero	7	6	4
Febrero	7	6	4
Marzo	7	6	4
Abril	7	7	6
Mayo	8	8	7
Junio	9	10	9
Julio	10	11	14
Agosto	10	12	16
Septiembre	10	11	14
Octubre	9	9	12
Noviembre	9	9	6
Diciembre	7	6	4
T O T A L	100	100	100

el almacenamiento llegaría a secarse, sino que se imponen restricciones, planteándose entonces leyes de extracción que dependen del volumen de agua embalsada (fig. 6.2.b) o de la época del año (fig. 6.2.c).

6.1.5 Probabilidad de falla y confiabilidad de un embalse

La probabilidad de falla se define como el cociente entre el número de unidades de tiempo durante las cuales el embalse está seco (vacío), a el número total de unidades de tiempo utilizadas en el análisis. Esto es^{*}

$$P = \frac{n_s}{N} 100 \quad (6.1)$$

donde

P probabilidad de falla, en porcentaje

n_s número de unidades de tiempo (meses o años) durante los cuales el embalse está seco.

N número total de intervalos en el registro de escurrimientos utilizado.

Como complemento, la confiabilidad se define como^{**}

$$R = 100 - P$$

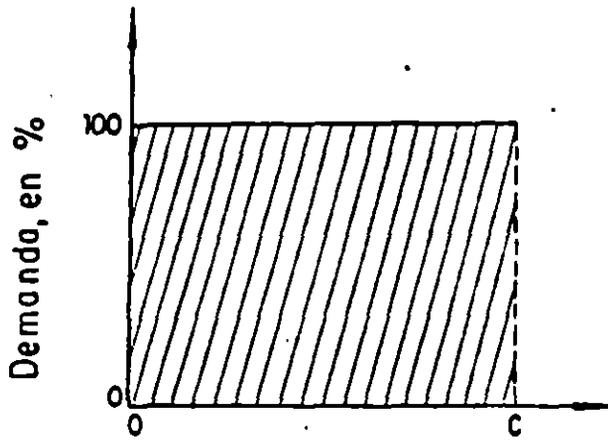
es decir

$$R = (1 - n_s/N) 100.$$

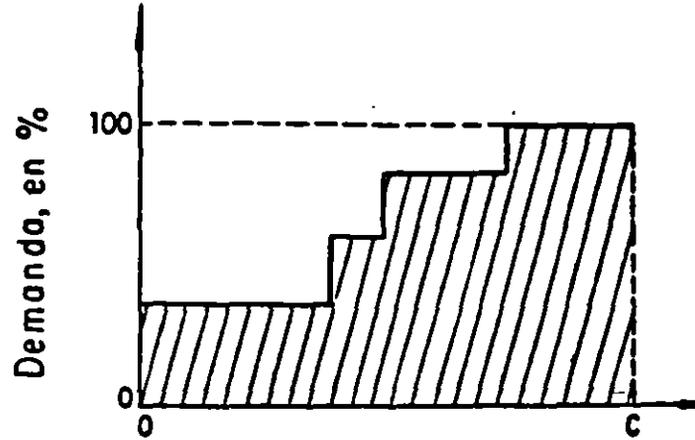
Siendo R la llamada confiabilidad basada en la ocurrencia

* Mc Mahon, T.A. y Mein, R.G. "Reservoir Capacity and Yield". Developments in Water Science, 9 Elsevier Scientific Publishing Co. Amsterdam (1978)

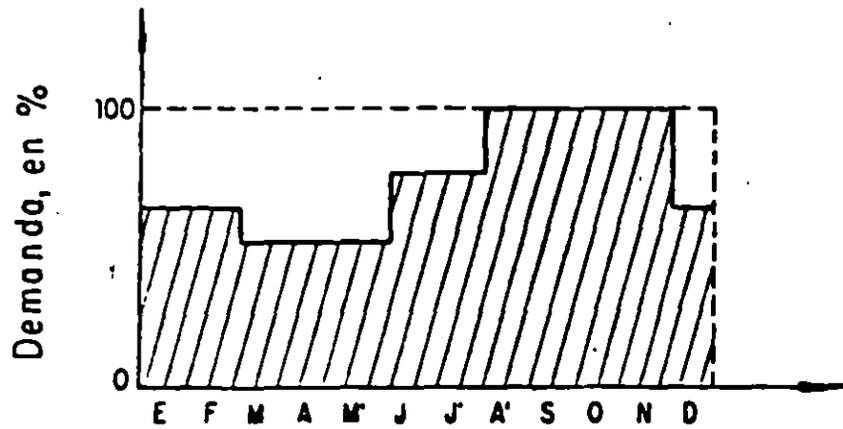
**Raudkivi, A.J. "Hydrology. An Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modelling". Pergamon Press, London Great Britain (1979)



a) Volumen embalsado



b) Volumen embalsado



c) Epoca del año

Fig 6.2 Leyes de extracción

En la tabla 6.3 se muestran de acuerdo con Raudkiv los niveles a utilizar de probabilidad de falla o confiabilidad basada en la ocurrencia, en cada tipo de proyecto.

6.1.6 Criterio de deficiencias utilizado

En el caso de embalses aislados para abastecimientos municipal e industrial, es usual no permitir deficiencias. En cambio, en el caso de proyectos para riego, estos han sido diseñados para permitir deficiencias del 25 al 35% en 4 años, durante la sequía más severa del registro, adicionalmente, se ha encontrado que un déficit del 10% en promedio, usualmente no produce grandes daños a las cosechas*.

En México, el criterio o patrón de deficiencias es más completo, respetándose actualmente en la SARH, el definido en la tabulación siguiente

Deficiencia máxima en el período	5%
Deficiencia máxima anual	15%
Deficiencia máxima en un mes	40%
Número total de años con deficiencia	5%
Número de años consecutivos con deficiencia	3%
Número de meses consecutivos con deficiencia	3%
Número total de meses con deficiencia	15%

*Linsley, Leo R. "Methods for Determination of Safe Yield and compensation from Storage Reservoirs". The Hydrologic Engineering Center, Technical Paper No. 3 U.S. Army Corps of Engineers, Sacramento, Ca U.S.A. 1965

TABLA 6.3

NIVELES DE PROBABILIDAD DE FALLA O CONFIABILIDAD PARA CADA TIPO DE PROYECTO BASADO EN LA OCURRENCIA

TIPO DE PROYECTO	P, EN %	R, EN %
1. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	1	99
2. DOTACIÓN A LA INDUSTRIA	2 A 5	95 A 98
3. RIESGO EN CLIMAS ÁRIDOS	5 A 20	80 A 95
4. RIESGO EN CLIMAS SUBHÚMEDOS	15 A 30	70 A 85

FUENTE: RAUDKIVI, A.J. AN ADVANCED INTRODUCTION TO HYDROLOGICAL PROCESSES AND MODELLING". PROGRAMA PRESS, LONDON GREAT BRITAIN (1979)

6.2 Determinación de la capacidad de un embalse

6.2.1 Criterios existentes

En las últimas dos décadas, los métodos de planeación, diseño y operación de las obras de aprovechamiento de los recursos hidráulicos, han ido cambiando desde el uso de reglas (recetas) de diseño y juicios ingenieriles a el uso de análisis de tipo más formal, basados en modelos matemáticos.

Los procedimientos empleados a la fecha para el cálculo de la capacidad requerida por un embalse, pueden ser clasificados según V. Yevjevich* de manera general en tres métodos: Empíricos, Experimentales y Analíticos.

Los métodos empíricos están basados en la aplicación del concepto de curva masa, el cual fue introducido en el diseño de embalses por W. Rippl en Inglaterra en 1883. La curva masa es la integral en el tiempo de los escurrimientos y representa el volumen que entra al embalse durante un cierto lapso (fig. 6.3). La distancia vertical entre dos tangentes a la curva masa constituye el volumen de almacenamiento requerido para permitir una demanda continua durante el período t_1 y t_2 .

~~El aprovechamiento máximo se tiene cuando la demanda es igual al volumen~~
escurrido medio anual, incluyendo tal demanda a las pérdidas (infiltración y evaporación).

La confiabilidad de los resultados de este análisis, se basa en el registro histórico, ya que se considera que la secuencia de eventos hidrológicos ocurridos se repetirá en el futuro, además de que tales resultados

*Yevjevich, V. "Stochastic Processes in Hydrology". Chapter Range Analysis og Hydrologic Series. Water Resources Publication fort Collins, Colorado U.S.A. 1972

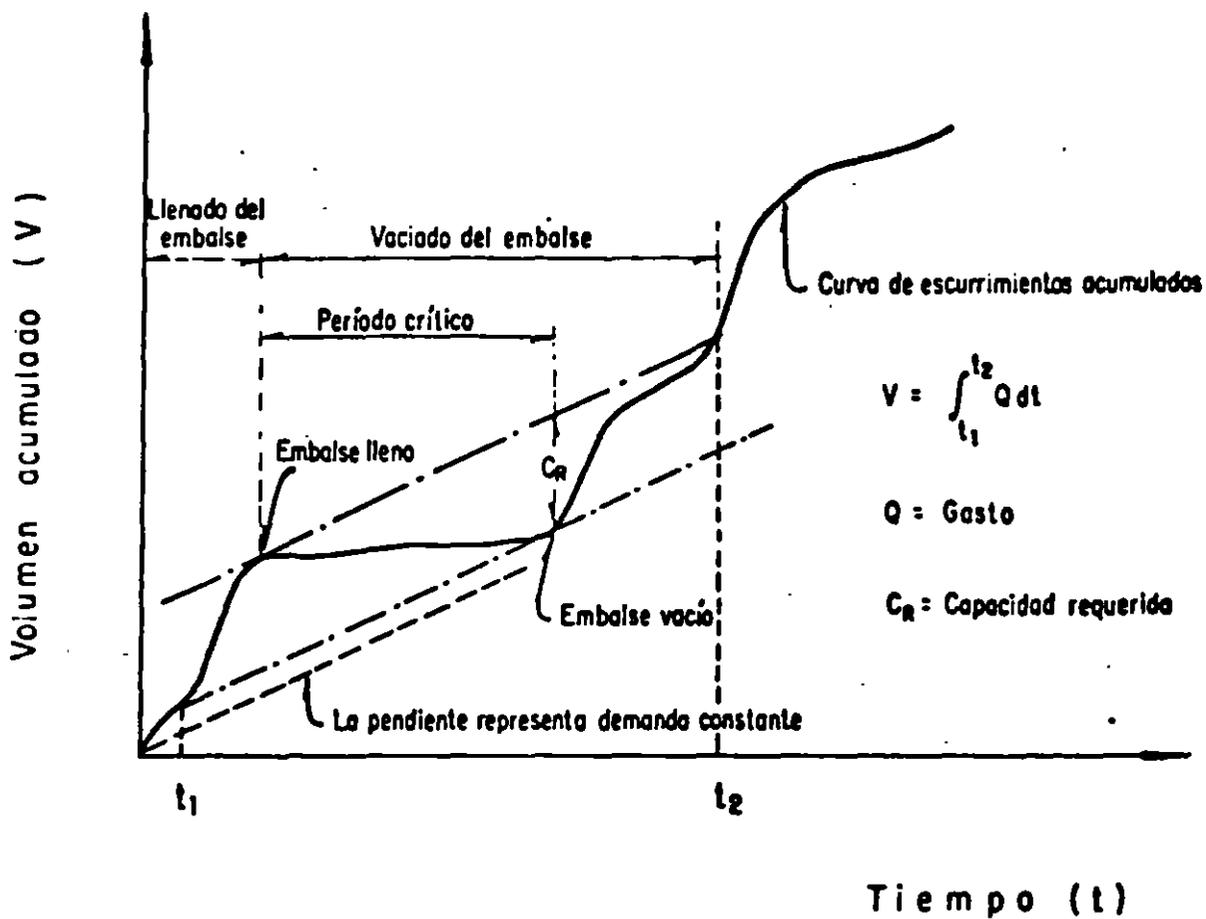


Fig 6.3 Curva masa (Diagrama de Rippl)

están influidos por la longitud de dicho registro. Otra desventaja del procedimiento, quizás la más importante, es la imposibilidad de calcular el almacenamiento requerido para una cierta probabilidad de falla. A estos criterios se les conoce tales como métodos de simulación por el hecho de aceptar que el régimen de los escurrimientos del pasado se repetirán en el futuro.

Por otra parte, el criterio tiene como ventaja principal el incluir la estacionalidad y la correlación serial de los escurrimientos, al utilizar la serie histórica en el análisis.

Con respecto a los métodos experimentales, se puede decir que el problema principal al calcular la capacidad requerida por un embalse, es la predicción de la secuencia futura de escurrimientos. Tal predicción puede ser llevada a cabo en base a dos tipos de modelos: el determinista y el probabilista. El modelo determinístico se apoya en las leyes físicas y relaciones que gobiernan el proceso lluvia-escurrimiento. Desafortunadamente, tales leyes y procesos son muy complicados y requieren de muchísimos datos para ser simulados con cierta exactitud y entonces, los modelos o métodos probabilísticos brindan un enfoque muy práctico y útil, pues la secuencia futura de escurrimientos es estimada en base únicamente a los parámetros estadísticos obtenidos del registro histórico.

Adicionalmente, debido a la naturaleza estocástica de los escurrimientos y las demandas, no es posible hablar de capacidad de un embalse en un sentido determinista; en realidad el almacenamiento requerido para una muestra o registro dado es una variable aleatoria. Entonces, los métodos experimentales resuelve estocásticamente los problemas de dimensionamiento

de la capacidad necesaria de un embalse, por medio de la generación de un gran número de muestras de escurrimientos. Estos métodos han sido llamados en estadística matemática y teoría de probabilidades, Método de Monte Carlo y los hidrólogos los designan como método de Hidrología Sintética, Método de Simulación, Método de Generación de Datos o Método de Hidrología Operacional. Según Yevjevich el mejor término parece ser Método Estadístico Experimental^{*}.

Los métodos analíticos consisten en la derivación matemática de las propiedades exactas o aproximadas de varias variables relacionadas con el almacenamiento de diseño, tales como la media, varianza y otros parámetros del déficit, superávit y rango^{*}.

Desafortunadamente, las soluciones analíticas exactas (de naturaleza estadística) de el problema del almacenamiento de diseño, sólo existen para un número limitado de modelos idealizados^{**}.

A continuación se describen dos criterios para ejemplificar los métodos experimentales, uno que cae dentro de la clasificación de los métodos de simulación y que es de los procedimientos más utilizados y otro probabilístico.

6.2.2 Método de Simulación.

Para simular la operación del embalse se realiza el tránsito analítico por el embalse de los registros de los escurrimientos medios mensuales históri

^{*} Yevjevich, V. "Stochastic Processes in Hydrology". Chapter Range Analysis of Hydrologic Series. Water Resources Publication. Fort Collins, Colorado.

^{**} Raudkivi, A. J. "Hydrology. An Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modelling" Pergamon Press, London, Great Britain. (1979)

cos. Para ello se utiliza la ecuación de continuidad

$$\bar{T} - \bar{O} = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (6.2)$$

siendo

- \bar{T} volumen mensual de escurrimiento que entra al embalse. Adicionalmente si el embalse lo requiere deberá considerarse la lluvia mensual que cae sobre la superficie del vaso, en m^3/s
- \bar{O} volumen mensual que sale del embalse, por pérdidas debidas a evaporación e infiltración, por vertidos y por demandas.
- ΔV cambio en el volumen del almacenaje, en m^3
- Δt intervalo de tiempo de análisis; usualmente para la operación del embalse se considera un intervalo mensual, en s.

De acuerdo con las características del embalse, los volúmenes netos de entrada y las demandas a satisfacer, se aplica la ec. 6.2. Para ello se requiere disponer de la curva de elevaciones-capacidades del embalse, y la variación del vertido con las elevaciones, ya sea como descarga libre o bien controlada. De esta manera se puede determinar la variación de los niveles del embalse en un cierto intervalo de tiempo, usualmente en forma mensual, ver si se satisface o no la demanda y cuando hay derrames. En

forma esquemática se puede construir la curva masa (fig. 6.3)

si el criterio antes expuesto involucra realizar para diferentes alternativas de embalse, el tránsito de los escurrimientos netos por ella, a fin de conocer a través de una evaluación de las obras, la más adecuada tanto desde el punto de vista técnico como económico, teniendo en cuenta las restricciones mencionadas en los subincisos 6.1.5 y 6.1.6. Con la ayuda de la

computación la aplicación de este criterio es sencillo y permite integrarlo con análisis de costos, optimizándolo a través de la programación dinámica*.

6.2.3 Método probabilístico

A continuación se describirá el método propuesto por Morán para analizar el almacenamiento de una presa. El problema a considerar es el siguiente: se construirá un almacenamiento sobre un río y se utilizará para suministrar una cierta cantidad de agua. El escurrimiento de entrada al almacenamiento es una cantidad aleatoria, ¿Cuál es la probabilidad de que la demanda sea satisfecha?. Para analizar este problema se puede considerar un almacenaje con una capacidad de K unidades. Estas unidades son unidades de volumen y pueden utilizarse las que resulten más convenientes.

Un escurrimiento aleatorio entra al almacenaje. El escurrimiento de entrada tiene una distribución de probabilidades tal que la probabilidad de que al almacenaje entre l unidades es p_l .

Si el volumen almacenado más el escurrimiento de entrada es mayor que la capacidad del almacenamiento K , el exceso se vierte y no se considera para satisfacer ninguna demanda. Después de que termina el período del escurrimiento de entrada se satisface la demanda M ; si en el almacenamiento hay menos unidades que las requeridas para satisfacer M , todas ellas se utilizarán aunque la demanda no sea satisfecha.

*Acosta G., A. "Volumen de un Almacenamiento (un nuevo enfoque). Revista Recursos Hidráulicos, Vol. VI, Núm 4. Año 1977, México, D. F.,

Sea $k = 5$ unidades $M = 2$ unidades, P_i la probabilidad de tener i unidades en el almacenamiento inicial y P'_i la probabilidad de tener i unidades en el almacenamiento al terminar el ciclo. La probabilidad de tener 2 unidades en el vaso al terminar un ciclo será

$$P_2' = P_3 (p_1) + P_2 (p_2) + P_1 (p_3) + P_0 (p_4)$$

Esto es, P_2' es igual a la suma de las probabilidades de tener 4 unidades en el vaso antes de quitarle 2 unidades. Análogamente.

$$P_1' P_3 = (p_0) + P_2 (p_1) + P_1 (p_2) + P_0 (p_3)$$

la probabilidad P_3' es muy compleja y se expresa como

$$P_3' = P_3 (p_2 + p_3 + p_4 + p_5) + P_2 (p_3 + p_4 + p_5) + \\ + P_1 (p_4 + p_5) + P_0 (p_5)$$

en donde p_5 es la probabilidad de tener un escurrimiento de entrada en más de 4 unidades

La probabilidad de terminar con un vaso sin agua se plantea como

$$P_0' = P_2 (p_0) + P_1 (p_1 + p_0) + P_0 (p_2 + p_1 + p_0)$$

Estas ecuaciones usualmente se expresan como

$$P_3' = P_3 (p_2 + p_3 + p_4 + p_5) + P_2 (p_3 + p_4 + p_5) + P_1 (p_4 + p_5) + P_0 (p_5)$$

$$P_2' = P_3 (p_1) + P_2 (p_2) + P_1 (p_3) + P_0 (p_4)$$

$$P_1' = P_3 (p_0) + P_2 (p_1) + P_1 (p_2) + P_0 (p_3)$$

$$P_0' = P_2(p_0) + P_1(p_1 + p_0) + P_0(p_2 + p_1 + p_0)$$

Este sistema de ecuaciones permite conocer, a partir de más condiciones iniciales (p. ej si para $T = 0$) el vaso está vacío, $P_0 = 1.0$ y $P_1 = P_2 = P_3 = 0$), los niveles del embalse ligados a una cierta probabilidad P' . El proceso se realiza paso a paso tantas veces como se desee. La tendencia de las probabilidades de los niveles es a equilibrarse, lo que involucra que después de un cierto tiempo $P'_i = P_i$, independientemente de los valores iniciales.

El sistema de ecuaciones anterior se transforma al considerar que $P'_i = P_i$ en

$$0 = P_3(-1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5) + P_2(p_3 + p_4 + p_5) + P_1(p_4 + p_5) + P_0(p_5)$$

$$0 = P_3(p_1) + P_2(-1 + p_2) + P_1(p_3) + P_0(p_4)$$

$$0 = P_3(p_0) + P_2(p_1) + P_1(-1 + p_2) + P_0(p_3)$$

$$0 = P_2(p_0) + P_1(p_1 + p_0) + P_0(-1 + p_2 + p_1 + p_0)$$

Este es un sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas, pero dado que no son independientes, para resolverse debe reemplazarse una de las ecuaciones por el requerimiento de que

$$P_3 + P_2 + P_1 + P_0 = 1$$

La solución al sistema involucra conocer las probabilidades de la permanencia

cia de los niveles en el embalse. Adicionalmente, se puede obtener además la probabilidad de que el embalse, no pueda satisfacer la demanda

$$P_{\text{falla}} = P_1 (p_0) + P_0 (p_1 + p_0)$$

Obviamente no es deseable un valor de P_{falla} grande. (ver subinciso 6.1.5)

Este método analítico es bastante sencillo de aplicar y los resultados proporcionan información muy importante que no puede obtenerse de un simple diagrama de masa o una simulación aproximada. Para aplicaciones prácticas el embalse deberá dividirse en muchos niveles, teniendo que resolverse un gran sistema de ecuaciones.

El método Moran se basa en un modelo en el cual los escurrimientos de entrada ocurren en una estación y la demanda en la siguiente y tiene las ventajas y desventajas de los métodos experimentados (subinciso 6.2.1)



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

HIDROLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA

- EJEMPLOS -
CAPITULO 6

cia de los niveles en el embalse. Adicionalmente, se puede obtener así la probabilidad de que el embalse, no pueda satisfacer la demanda

$$P_{\text{falla}} = P_1 (p_0) + P_0 (p_1 + p_0)$$

Obviamente no es deseable un valor de P_{falla} grande. (ver subinciso 6.1.5)

Este método analítico es bastante sencillo de aplicar y los resultados proporcionan información muy importante que no puede obtenerse de un simple diagrama de masa o una simulación aproximada. Para aplicaciones prácticas el embalse deberá dividirse en muchos niveles, teniendo que resolverse un gran sistema de ecuaciones.

El método Moran se basa en un modelo en el cual los escurrimientos de entrada ocurren en una estación y la demanda en la siguiente y tiene las ventajas y desventajas de los métodos experimentados (subinciso 6.2.1)

6.3 Ejemplos

6.3.1 Analizar el funcionamiento de un embalse de acuerdo al método de simulación planteado en el subinciso 6.2.2 considerando que el vaso tiene una capacidad de almacenamiento máximo de 1261.44 m³, lo cual equivale a 40 m³/s-año se desperdiciarán las pérdidas por evaporación.

- a) En la tabla 6.4 se muestra en la col. 1 los años de registro disponible (1948-1965); en la col. 2 se tiene el volumen anual de entradas al vaso.
- b) Para el análisis se considerará una demanda de 11 m³/s-año, y el embalse vacío a fines de 1949.

c) En la col. 3 de la tabla 6.4 se tienen los almacenamientos al final del año. De la ecuación de continuidad para el año de 1949 se tiene que $24-11=13$; para el año de 1950 será

Vol de entrada 14 m³/s-año

Vol almacenado $\frac{13}{27}$

Demanda $\frac{11}{16}$ m³/s-año

d) Para el año de 1951 se tendrá

Vol de entrada 25

Vol almacenado $\frac{16}{27}$

Vol disponible 41 m³/s-año

Como el volumen disponible es mayor de los 40 que se tienen de capacidad máxima de almacenamiento, una unidad deberá ser desalojada; la demanda se satisface del volumen total, almacenado y queda al terminar 1951 un almacenaje de 29 m³/s-año

e) Operaciones progresivas se describen hasta 1957. El almacenamiento al final de 1956 será de sólo 5 unidades. A este almacenamiento se le debe agregar 3 m³/s-año en la primera. El almacenaje total para satisfacer la demanda es sólo de 8 por lo cual dicha demanda no podrá ser totalmente satisfecha (en 3 m³/s-año) y el vaso al terminar el año estará vacío.

f) La tabla 6.4 y la descripción anterior proporciona una forma simplista de un análisis de simulación de la operación de un embalse. En

SIMULACION DE UN ALMACENAMIENTO

Año	Volumen de entrada (m ³ /seg-año)	Almacenaje al final del año (m ³ /seg-año)	descargas (m ³ /seg-año)	Demanda no satisfecha (m ³ /seg-año)
1948		0		
1949	24.00	13.00		
1950	14.00	16.00		
1951	25.00	29.00	1.00	
1952	18.00	29.00	7.00	
1953	6.00	24.00		
1954	4.00	17.00		
1955	8.00	14.00		
1956	2.00	5.00		
1957	3.00	0.00		3.00
1958	19.00	8.00		
1959	6.00	3.00		
1960	12.00	4.00		
1961	40.00	29.00	4.00	
1962	29.00	29.00	18.00	
1963	6.00	24.00		
1964	10.00	23.00		
1965	23.00	29.00	6.00	

la mayoría de los casos no es posible considerar que el escurrimiento entra en la primavera y sale en el verano y el otoño. La demanda de agua en general varía en forma diaria y de mes a mes, por lo que frecuentemente se utilizan intervalos de tiempo más pequeños, dependiendo del problema específico.

- g) Las pérdidas no se consideraron en este problema, pero se deberán tomar en cuenta en la mayoría de sus casos. La evaporación depende del volumen almacenado y usualmente se deduce considerando el almacenaje promedio al inicio del período de tiempo de análisis.
- h) El procedimiento indicado en la tabla 6.4 se puede realizar en forma gráfica, requiriendo para ello algunas modificaciones. El volumen de entrada se considera uniforme a través del período de tiempo, y en forma similar la demanda se considera que ocurre en forma constante (Ver fig. 6.3).

6.3.3 Analizar de acuerdo con el criterio de Moran un embalse para una capacidad de 4 millones de m^3 , considerando una demanda anual de aproximadamente 2 millones de m^3 . Del análisis de frecuencia de los registros de los escurrimientos anuales, se obtuvieron las siguientes probabilidades de entrada

Vol. anual de escurrimiento (millones de m^3)	P_i
0	0.1
1	0.2
2	0.3
3	0.3
> 4	0.1

De acuerdo con el problema se puede aceptar $k = 4$ (cada unidad será de 1 millón de m³) y $M = 2$. Con ello las ecuaciones para analizar son:

$$P_2' = P_2(P_2 + P_3 + P_4) + P_1(P_3 + P_4) + P_0(P_4)$$

$$P_1' = P_2(P_0) + P_1(P_1 + P_0) + P_0(P_2 + P_1 + P_0)$$

Sustituyendo valores se tiene que

$$P_2' = 0.7P_2 + 0.4P_1 + 0.1P_0$$

$$P_1' = 0.2P_2 + 0.3P_1 + 0.3P_0$$

$$P_0' = 0.1P_2 + 0.3P_1 + 0.6P_0$$

considerando el vaso vacío para $t = 0$, se obtiene

$$P_0 = 1,$$

$$P_1 = P_2 = 0$$

y resolviendo las ecuaciones

$$P_2' = 0.1, P_1' = 0.3, P_0 = 0.6$$

Esto involucra que existe un 60% de oportunidad de que al finalizar el primer intervalo de tiempo el vaso este vacío y un 30% de que contenga 1 unidad.

Para el siguiente intervalo de tiempo el vaso este vacío y un 30% de que tenga 1 unidad.

Para el siguiente intervalo de tiempo se reemplazan los valores de P con

los ya calculados.

$$P_2' = 0.7 (0.1) + 0.4 (0.3) + 0.1 (0.6)$$

$$P_1' = 0.2 (0.1) + 0.3 (0.3) + 0.3 (0.6)$$

$$P_0' = 0.1 (0.1) + 0.3 (0.3) + 0.6 (0.6)$$

o sea que

$$P_2' = 0.25, P_1' = 0.29, P_0' = 0.46$$

Al finalizar el segundo intervalo de tiempo, la probabilidad de que el vaso permanezca vacío es del 45%.

Este proceso puede realizarse paso a paso, tantas veces como se desee. Dado que como ya se indicó la tendencia de las probabilidades tiende a equilibrarse, el análisis puede hacerse en forma directa considerando que

$P_i' = P_i$, con lo cual

$$P_2' = P_2 = 0.7P_2 + 0.4P_1 + 0.1P_0$$

$$P_1' = P_1 = 0.2P_2 + 0.3P_1 + 0.3P_0$$

$$P_0' = P_0 = 0.1P_2 + 0.3P_1 + 0.6P_0$$

o sea que

$$0 = 0.3P_2 + 0.4P_1 + 0.1P_0$$

$$0 = 0.2P_2 - 0.7P_1 + 0.3P_0$$

$$0 = 0.1P_2 + 0.3P_1 - 0.4P_0$$

La solución de este sistema de ecuaciones es

$$P_2 = 0.442, P_1 = 0.256, P_0 = 0.302$$

Lo anterior significa que después de que el embalse ha sido operado por algún tiempo la probabilidad de que el vaso al terminar se encuentre vacío es de 0.302, que contenga 1 unidad de 0.256 y que contenga 2 unidades es de 0.442.

La demanda no puede alcanzarse si el embalse se encuentra al nivel 1 y no hay escurrimiento, o cuando el vaso está vacío y 1 o 2 unidades entran al vaso. Esto involucra que la probabilidad de falla para satisfacer la demanda se puede evaluar como

$$P_{\text{falla}} = P_0 (p_1 + p_0) + P_1 (p_0)$$

$$P_{\text{falla}} = 0.302 (0.3) + 0.256 (0.1)$$

$$P_{\text{falla}} = 0.116$$



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

HIDROLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA

- EJEMPLOS -
CAPITULO 6

cia de los niveles en el embalse. Adicionalmente, se puede obtener así la probabilidad de que el embalse, no pueda satisfacer la demanda

$$P_{\text{falla}} = P_1 (p_0) + P_0 (p_1 + p_0)$$

Obviamente no es deseable un valor de P_{falla} grande. (ver subinciso 6.1.5)

Este método analítico es bastante sencillo de aplicar y los resultados proporcionan información muy importante que no puede obtenerse de un simple diagrama de masa o una simulación aproximada. Para aplicaciones prácticas el embalse deberá dividirse en muchos niveles, teniendo que resolverse un gran sistema de ecuaciones.

El método Moran se basa en un modelo en el cual los escurrimientos de entrada ocurren en una estación y la demanda en la siguiente y tiene las ventajas y desventajas de los métodos experimentados (subinciso 6.2.1)

6.3 Ejemplos

6.3.1 Analizar el funcionamiento de un embalse de acuerdo al método de simulación planteado en el subinciso 6.2.2 considerando que el vaso tiene una capacidad de almacenamiento máximo de 1261.44 m³, lo cual equivale a 40 m³/s-año se desperdiciarán las pérdidas por evaporación.

a) En la tabla 6.4 se muestra en la col. 1 los años de registro disponible (1948-1965); en la col. 2 se tiene el volumen anual de entradas al vaso.

b) Para el análisis se considerará una demanda de 11 m³/s-año, y el embalse vacío a fines de 1948.

- c) En la col. 3 de la tabla 6.4 se tienen los almacenamientos al final del año. De la ecuación de continuidad para el año de 1949 se tiene que $24-11=13$; para el año de 1950 será

$$\begin{array}{r} \text{Vol de entrada} \quad 14 \text{ m}^3/\text{s-año} \\ \text{Vol almacenado} \quad \frac{13}{27} \\ \text{Demanda} \quad \frac{11}{16} \\ \text{Vol alm al final} \quad \frac{11}{16} \text{ m}^3/\text{s-año} \end{array}$$

- d) Para el año de 1951 se tendrá

$$\begin{array}{r} \text{Vol de entrada} \quad 25 \\ \text{Vol almacenado} \quad 16 \\ \text{Vol disponible} \quad 41 \text{ m}^3/\text{s-año} \end{array}$$

Como el volumen disponible es mayor de los 40 que se tienen de capacidad máxima de almacenamiento, una unidad deberá ser desalojada; la demanda se satisface del volumen total, almacenado y queda al terminar 1951 un almacenaje de 29 m³/s-año

- e) Operaciones progresivas se describen hasta 1957. El almacenamiento al final de 1956 será de sólo 5 unidades. A este almacenamiento se le debe agregar 3 m³/s-año en la primera. El almacenaje total para satisfacer la demanda es sólo de 8 por lo cual dicha demanda no podrá ser totalmente satisfecha (en 3 m³/s-año) y el vaso al terminar el año estará vacío.

- f) La tabla 6.4 y la descripción anterior proporciona una forma simplista de un análisis de simulación de la operación de un embalse. En

SIMULACION DE UN ALMACENAMIENTO

Año	Volumen de entrada (m ³ /seg-año)	Almacenaje al final del año (m ³ /seg-año)	descargas (m ³ /seg-año)	Demanda no satisfecha (m ³ /seg-año)
1948		0		
1949	24.00	13.00		
1950	14.00	16.00		
1951	25.00	29.00		
1952	18.00	29.00	1.00	
1953	6.00	24.00	7.00	
1954	4.00	17.00		
1955	8.00	14.00		
1956	2.00	5.00		
1957	3.00	0.00		
1958	19.00	8.00		3.00
1959	6.00	3.00		
1960	12.00	4.00		
1961	40.00	29.00		
1962	29.00	29.00	4.00	
1963	6.00	24.00	18.00	
1964	10.00	23.00		
1965	23.00	29.00	6.00	

la mayoría de los casos no es posible considerar que el escurrimiento entra en la primavera y sale en el verano y el otoño. La demanda de agua en general varía en forma diaria y de mes a mes, por lo que frecuentemente se utilizan intervalos de tiempo más pequeños, dependiendo del problema específico.

- g) Las pérdidas no se consideraron en este problema, pero se deberán tomar en cuenta en la mayoría de sus casos. La evaporación depende del volumen almacenado y usualmente se deduce considerando el almacenaje promedio al inicio del período de tiempo de análisis.
- h) El procedimiento indicado en la tabla 6.4 se puede realizar en forma gráfica, requiriendo para ello algunas modificaciones. El volumen de entrada se considera uniforme a través del período de tiempo, y en forma similar la demanda se considera que ocurre en forma constante (Ver fig. 6.3).

6.3.3 Analizar de acuerdo con el criterio de Moran un embalse para una capacidad de 4 millones de m^3 , considerando una demanda anual de aproximadamente 2 millones de m^3 . Del análisis de frecuencia de los registros de los escurrimientos anuales, se obtuvieron las siguientes probabilidades de entrada

Vol. anual de escurrimiento (millones de m^3)	P_i
0	0.1
1	0.2
2	0.3
3	0.3
> 4	0.1

De acuerdo con el problema se puede aceptar $k = 4$ (cada unidad será de 1 millón de m^3) y $M = 2$. Con ello las ecuaciones para analizar son:

$$P_2' = P_2(P_2 + P_3 + P_4) + P_1(P_3 + P_4) + P_0(P_4)$$

$$P_1' = P_2(P_0) + P_1(P_1 + P_0) + P_0(P_2 + P_1 + P_0)$$

Sustituyendo valores se tiene que

$$P_2' = 0.7P_2 + 0.4P_1 + 0.1P_0$$

$$P_1' = 0.2P_2 + 0.3P_1 + 0.3P_0$$

$$P_0' = 0.1P_2 + 0.3P_1 + 0.6P_0$$

considerando el vaso vacío para $t = 0$, se obtiene

$$P_0 = 1, \quad P_1 = P_2 = 0$$

y resolviendo las ecuaciones

$$P_2' = 0.1, \quad P_1' = 0.3, \quad P_0' = 0.6$$

Esto involucra que existe un 60% de oportunidad de que al finalizar el primer intervalo de tiempo el vaso este vacío y un 30% de que contenga 1 unidad.

Para el siguiente intervalo de tiempo el vaso este vacío y un 30% de que tenga 1 unidad.

Para el siguiente intervalo de tiempo se rempazan los valores de P con

los ya calculados.

$$P_2' = 0.7 (0.1) + 0.4 (0.3) + 0.1 (0.6)$$

$$P_1' = 0.2 (0.1) + 0.3 (0.3) + 0.3 (0.6)$$

$$P_0' = 0.1 (0.1) + 0.3 (0.3) + 0.6 (0.6)$$

o sea que

$$P_2' = 0.25, P_1' = 0.29, P_0' = 0.46$$

Al finalizar el segundo intervalo de tiempo, la probabilidad de que el vaso permanezca vacío es del 45%.

Este proceso puede realizarse paso a paso, tantas veces como se desee. Dado que como ya se indicó la tendencia de las probabilidades tiende a equilibrarse, el análisis puede hacerse en forma directa considerando que $p_i' = p_i$, con lo cual

$$P_2' = P_2 = 0.7P_2 + 0.4P_1 + 0.1P_0$$

$$P_1' = P_1 = 0.2P_2 + 0.3P_1 + 0.3P_0$$

$$P_0' = P_0 = 0.1P_2 + 0.3P_1 + 0.6P_0$$

o sea que

$$0 = 0.3P_2 + 0.4P_1 + 0.1P_0$$

$$0 = 0.2P_2 - 0.7P_1 + 0.3P_0$$

$$0 = 0.1P_2 + 0.3P_1 - 0.4P_0$$

La solución de este sistema de ecuaciones es

$$P_2 = 0.442, P_1 = 0.256, P_0 = 0.302$$

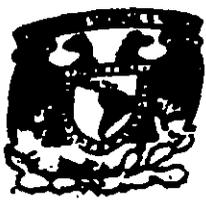
Lo anterior significa que después de que el embalse ha sido operado por algún tiempo la probabilidad de que el vaso al terminar se encuentre vacío es de 0.302, que contenga 1 unidad de 0.256 y que contenga 2 unidades es de 0.442.

La demanda no puede alcanzarse si el embalse se encuentra al nivel 1 y no hay escurrimiento, o cuando el vaso está vacío y 1 o 2 unidades entran al vaso. Esto involucra que la probabilidad de falla para satisfacer la demanda se puede evaluar como

$$P_{\text{falla}} = P_0 (p_1 + p_0) + P_1 (p_0)$$

$$P_{\text{falla}} = 0.302 (0.3) + 0.256 (0.1)$$

$$P_{\text{falla}} = 0.116$$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

HIDROLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA

**R E F E R E N C I A S
- CAPITULO 2 -**

JUNIO, 1935

y como complemento se realiza una inspección visual de los datos históricos graficados y de los modelos considerados, a través de la figura 2. Con lo anterior, puede establecerse que la distribución de General de Valores Extremos da un mejor ajuste de la muestra que aquí se ha considerado, la estación hidrométrica Jaina, Sin.

Referencias

- Fiering, M. B., "Use of Correlation to Improve Estimates of the Mean and Variance", Professional Paper No. 434-C, U.S. Geological Survey. 1963
- Kite, G. W., "Frequency and Risk Analyses in Hydrology" Water Resources Publications, Fort Collins. 1977
- Linsley, R. K. et al, "Hydrology for Engineers", Third Edition, Mc Graw-Hill Book Co. 1982
- Matalas, N. C., and Jacobs, B., "A Correlation Procedure for Augmenting Hydrologic Data", Professional Paper No. 434-E, U. S. Geological Survey. 1964
- Natural Environment Research Council, "Flood Studies Report, Vol. I, Hydrologic Studies", Whitefriars Press Ltd. London. 1975
- Vielisman, W. et al, "Introduction Hydrology" Second Edition, Harper & Row Pub. 1977
- Yevjevich, V., "Generation of Hydrologic Samples, The Great Lakes", Hydrology Paper No. 72, Colorado State University, Fort Collins. 1975

APLICACIONES

Se presentan en este capítulo varios ejemplos que intentan mostrar como se aplican algunos de los conceptos tratados en éste capítulo.

Ejemplo 1 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno

A partir de los datos de intensidades máximas que se muestran en la tabla 3.17 para la estación Acayucan, obtener las curvas intensidad-duración-periodo de retorno.

Solución

1) Se ordenan los valores de intensidades máximas de mayor a menor y se

les asigna un orden, m , ver tabla 3.17

2) El periodo de retorno para cada intensidad se obtiene aplicando la ec 3.2

$$T_r = \frac{n+1}{m} = \frac{23 + 1}{m} = \frac{24}{m}$$

los resultados obtenidos se presentan en la tabla 3.17

Para obtener las curvas i - d - T_r se usa la ec 3.9

3) Los parámetros A_0 , A_1 y A_2 , que aparecen en la ec 3.11, se calculan con el sistema de ecs 3.12. En él se considera que

$$\sum y = \sum \log i, \quad \sum x_1 = \sum \log T_r, \quad \sum x_2 = \sum \log d$$

$$\sum x_1 y = \sum (\log T_r)(\log i), \quad \sum x_1^2 = \sum (\log T_r)^2,$$

$$\sum x_1 x_2 = \sum (\log T_r)(\log d)$$

$$\sum x_2 y = \sum (\log d)(\log i), \quad \sum x_2^2 = \sum (\log d)^2, \quad N = 230$$

4) Después de realizar los cálculos de las sumas involucradas se tiene que el sistema de ecuaciones es igual a

$$395.97 = 230 A_0 + 93.32 A_1 + 345.36 A_2$$

$$170.76 = 93.32 A_0 + 66.21 A_1 + 140.13 A_2$$

$$570.55 = 345.36 A_0 + 140.13 A_1 + 561.65 A_2$$

5) La solución del sistema es $A_0 = 2.415$, $A_1 = 0.356$, y $A_2 = -0.558$

por lo que los parámetros de la ec 3.9 son

$$k = \text{antilog } A_0 = 259.923; \quad h = A_1 = 0.356; \quad b = -A_2 = 0.558$$

6) Con los datos anteriores la ecuación de las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno resulta ser igual a

$$i = \frac{k T_r^d}{d^b} = \frac{259.923 T_r^{0.356}}{d^{0.558}} \quad (3.143)$$

A fin de presentar en forma gráfica a algunas de estas curvas, se han elegido los periodos de retorno de 24, 4, 1.5, 1.04 años. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 3.18 y ellos se han dibujado en papel

doble logarítmico, ver fig 3.38.

TABLA 3.17 Datos de intensidades máximas registradas en la estación climatológica Acayucán, Ver.

m	Tr, en años	duración, en min									
		5	10	15	20	30	40	60	80	100	120
1	24.0	216	153	141.6	132.6	101	87.8	71.3	54.8	51.2	50
2	12.0	206.4	150	116	112	88	73.2	63.0	54.4	49.7	41.5
3	8.0	192	134.4	114	102	85	72.4	61.0	50.6	42.4	35.7
4	6.0	180	132	108	99	74	68.5	50.5	48.8	40.6	34.5
5	4.8	151.2	123.6	108	87	72.6	67.2	58.4	47.6	38.6	33.8
6	4.0	141.6	120	106.4	84.9	72	65.3	57.8	43.7	36.3	30.3
7	3.428571	138.0	120	96.8	83.1	71	63.8	53.3	40.7	32.8	28.2
8	3.0	136.8	120	90	82.5	70	62.3	47.3	38.3	32.6	27.2
9	2.666667	135.6	114.6	90	82.5	66.8	52.4	43.5	35.5	28.8	27
10	2.4	132	108	88.8	79.8	63	47.3	41.5	35.2	28.4	25.5
11	2.181818	129.6	104.4	88.4	75.0	62.8	47.2	40.9	32.5	28.1	25
12	2.0	123.6	102.6	84.4	74.4	62.4	46.7	39.2	31.2	27.0	23.7
13	1.846154	120	102	82	72.6	62.0	46.6	39	30.9	25.4	21.3
14	1.714286	120	102	80.4	71.7	54.8	44.0	36.5	30.7	24.2	20.5
15	1.6	120	94.8	80	66	51.8	39.0	30.4	25.5	22.7	19.8
16	1.5	120	90.0	78	64.8	50.2	37.6	29.8	24.2	22.7	18.9
17	1.411765	120	83.4	72	64.5	49	37.5	28.6	22.8	20.2	18
18	1.333333	120	81	69.6	60	48.2	36.7	28.6	22.7	20.0	17.3
19	1.263158	120	72	67.2	58.5	48	34.5	27.8	22.4	18.5	15.9
20	1.2	115.2	70.8	65.6	57	42	34.3	26.2	21.6	18.3	15.6
21	1.142857	114	70.2	63.2	54.3	41	33.8	24.3	21.4	17.6	15.2
22	1.090909	86.4	63	56	49.5	39.2	29.4	22.5	16.9	13.5	11.3
23	1.043478	72	60	43.6	32.7	34	27.9	19.6	14.7	11.8	9.8

TABLA 3.18 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno, calculadas con la ec 3.143

Tr, en años	d, en min	5	10	20	40	80	100	120
24.0		328.5	223.1	151.6	103.0	69.9	61.8	55.8
4.0		173.5	117.9	80.1	54.4	36.9	32.6	29.5
1.5		122.4	83.1	56.5	38.4	26.1	23.0	20.8
1.04		107.5	73.0	49.6	33.7	22.9	20.2	18.3

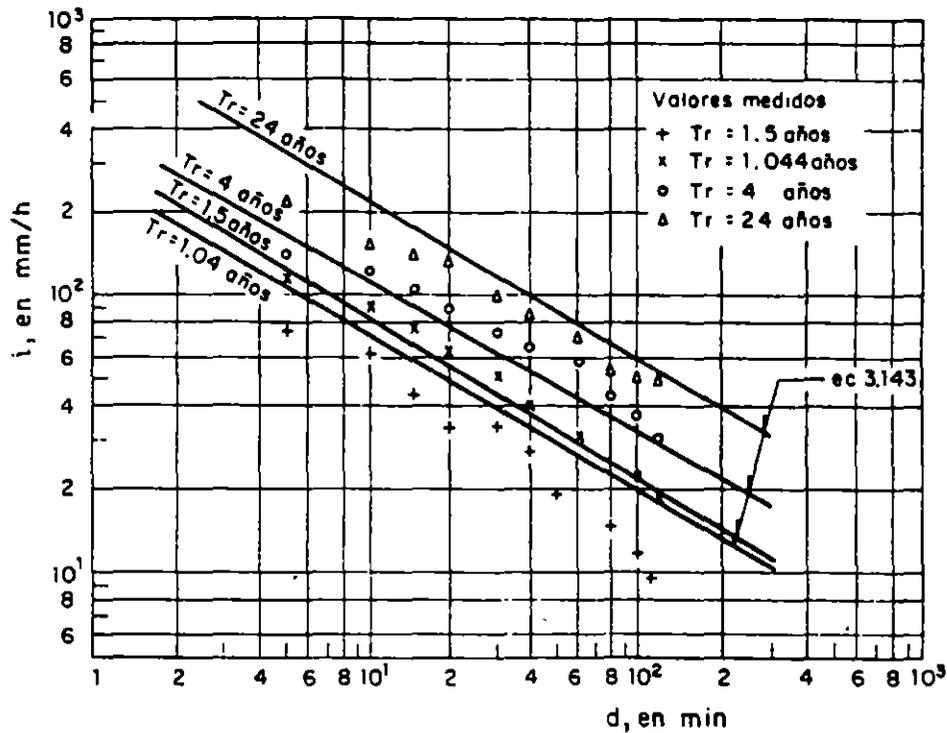


Fig 3.38 Curva intensidad-duración-periodo de retorno

3.8.2 Ejemplo 2 Curvas altura de precipitación-área-duración

Obtenga las curvas precipitación-área-duración a partir de la información (Springall, 1970) resumida en las tablas 3.19 y 3.20 y de las figs 3.39 a 3.41.

Solución:

- 1) El cálculo comienza con la isoyeta de mayor valor. La información presentada en la tabla 3.20 columnas 1, 7 y 2, se vacía en las tres primeras columnas de la tabla 3.21.
- 2) Se calcula el porcentaje de influencia de las estaciones al superponer los planos que contienen las isoyetas y los polígonos de Thiessen, al dividir el área del polígono cubierta por la isoyeta correspondiente entre el área total encerrada, A_1 ver fig 3.41a. Esto se hace para cada estación que tenga influencia en esa área, columna 5 de la tabla 3.21.
- 3) Se calcula la precipitación media con el método de Thiessen, ver columna 6 de la tabla 3.21 al multiplicar los valores de la altura de precipitación de la tabla 3.19 por el porcentaje de influencia calculado en el paso 2 (columna 5 de la tabla 3.21).

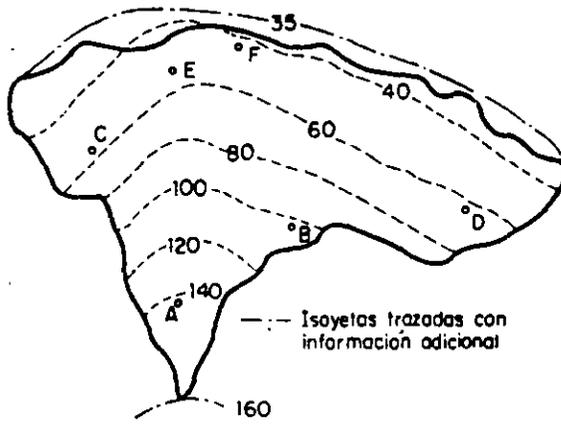


Fig 3.39 Plano de isoyetas (Springall, 1970)

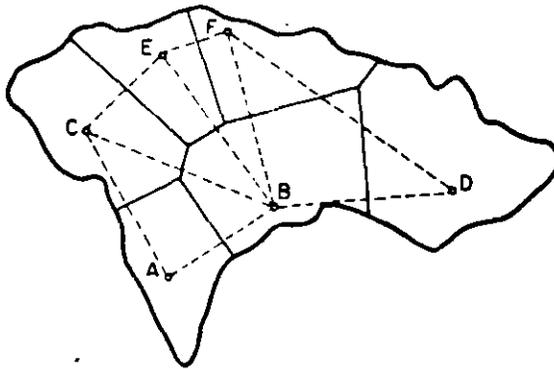


Fig 3.40 Polígonos de Thiessen (Springall, 1970)

TABLA 3.19 Datos de precipitación para aplicar el método de los polígonos de Thiessen

Estación	altura de precipitación, en mm	área del polígono de Thiessen, en km ²
A	144	887
B	102	1494
C	54	1244
D	64	1888
E	53	837
F	43	995

TABLA 3.20 Valores de la precipitación media y área para el plano de isoyetas de la fig 4.2

(1) Isoyeta	(2) Área encerrada, A_t , en km^2	(3) Área parcial, A_1 , en km^2	(4) Precipitación media, P_m entre isoyetas, en mm	(5) $(3) \times (4)$	(6) Incremento acumulado	(7) P_m , en mm $(6) + (2)$
140	335	335	150	50250	50250	150.0
120	732	397	130	51610	101860	139.2
100	1334	602	110	66220	168080	126.0
80	2476	1142	90	102780	270860	109.4
60	4143	1667	70	116690	387550	93.5
40	6546	2403	50	120150	507700	77.6
35	7345	799	37.5	29963	537663	73.2

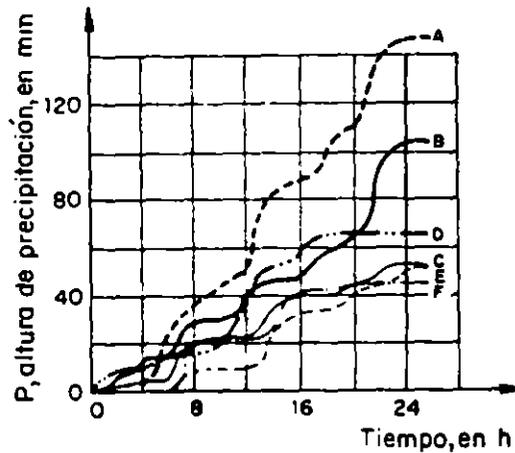
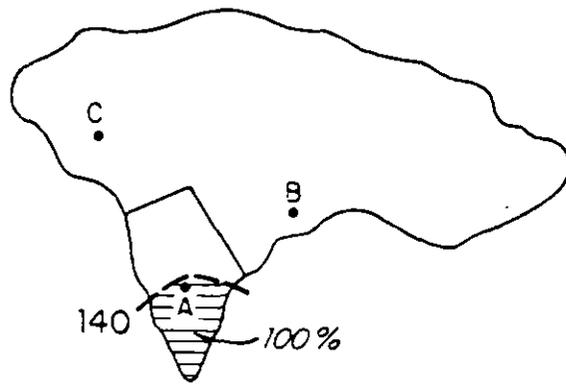
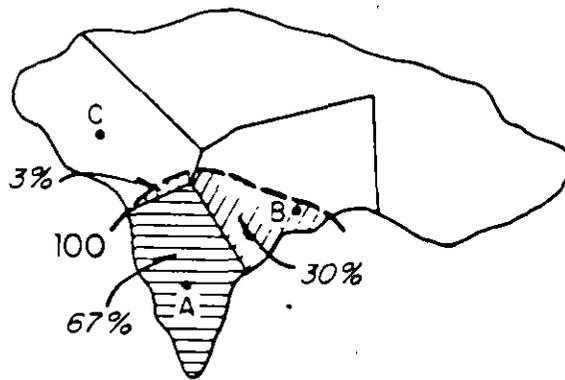


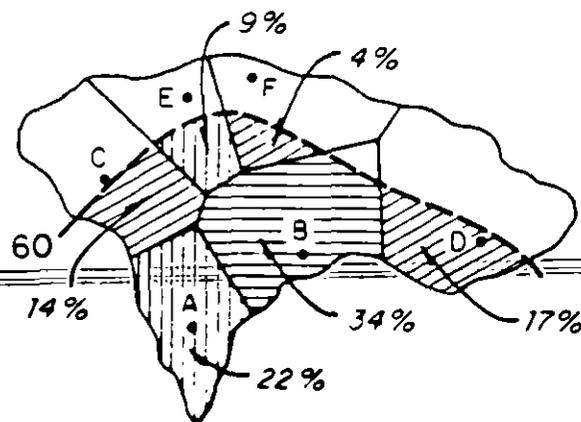
Fig 3.41 Curvas masa de los pluviógrafos (Springall, 1970)



Isoyeta envolvente 140



Isoyeta envolvente 100



Isoyeta envolvente 60

Fig 3.41a Estaciones que quedan comprendidas dentro de las isoyetas 60, 100 y 140, respectivamente, superponiendo el plano de polígonos de Thiessen

TABLA 3.21 Valores de altura de precipitación-área-duración

Isoyeta envolvente			(4)	(5)	(6)	(7)	Duración, en h			
(1)	(2)	(3)					(8)			
Isoyeta	P _m , en mm	A _t , en km ²					Estación	Porcentaje de influencia, en %	Método de Thiessen, en mm	FA (2)+(6)
140	150	335	A CMM CMMA	100	144.0	1.042	23.0	49.0	97.0	144.0
							23.0	49.0	97.0	144.0
							24.0	51.0	101.0	105.0
120	139.2	732	A B CMM CMMA	95 5	141.9	0.981	23.0	49.0	97.0	144.0
							15.0	40.0	57.0	102.0
							22.6	48.6	95.0	141.9
							22.2	47.7	93.2	139.2
100	126.0	1334	A B C CMM CMMA	67 30 3	128.7	0.979	23.0	49.0	97.0	144.0
							15.0	40.0	57.0	102.0
							5.0	22.0	40.0	54.0
							20.1	45.5	83.3	128.7
							19.7	44.5	81.6	126.0
80	109.4	2476	A B C D E CMM CMMA	36 41 13 8 2	106.9	1.024	23.0	49.0	97.0	144.0
							15.0	40.0	57.0	102.0
							5.0	22.0	40.0	54.0
							14.0	32.0	63.0	64.0
							0.0	9.0	38.0	53.0
							16.3	39.6	69.3	106.9
							16.7	40.5	70.9	109.4
60	93.5	4143	A B C D E F CMM CMMA	22 34 14 17 9 4	91.3	1.024	23.0	49.0	97.0	144.0
							15.0	40.0	57.0	102.0
							5.0	22.0	40.0	54.0
							14.0	32.0	63.0	64.0
							0.0	9.0	38.0	53.0
							0.0	21.0	43.0	43.0
							13.2	34.6	62.2	91.3
							13.5	35.4	63.7	93.5

TABLA 3.21 Valores de altura de precipitación-área-duración
(Continuación)

Isoyeta envolvente			(4)	(5)	(6)	(7)	Duración, en h			
(1)	(2)	(3)					(8)			
Isoyeta	P_m , en mm	A_t , en km^2	Estación	Porcentaje de influencia, en %	Método de Thiessen, en mm	FA (2)+(6)	6	12	18	24
40	77.6	6546	A	14	78.5	0.989	23.0	49.0	97.0	144.0
			B	23			15.0	40.0	57.0	102.0
			C	15			5.0	22.0	40.0	54.0
			D	24			14.0	32.0	63.0	64.0
			E	11			0.0	9.0	38.0	53.0
			F	13			0.0	21.0	43.0	43.0
			CMM				10.8	30.8	57.6	78.5
			CMMA				10.7	30.4	56.9	77.6
35	73.2	7345	A	12.	75.4	0.971	23.0	49.0	97.0	144.0
			B	20			15.0	40.0	57.0	102.0
			C	17			5.0	22.0	40.0	54.0
			D	26			14.0	32.0	63.0	64.0
			E	11			0.0	9.0	38.0	53.0
			F	14			0.0	21.0	43.0	43.0
			CMM				10.3	29.9	56.4	75.4
			CMMA				10.0	29.0	54.8	73.2
25			Registro más desfavorable de una estación				48.0	94.0	136.0	144.0

4) Se obtiene la altura de precipitación, en este caso para intervalos de 6 h, de la fig 3.41 para cada estación, ver columna 8 de la tabla 3.21.

5) Se encuentra la curva masa media (CMM) al sumar las alturas de precipitación para cada intervalo multiplicadas por el porcentaje de influencia de cada estación.

6) Se calcula el factor de ajuste (FA) dividiendo la altura de precipitación media (P_m) obtenida con el método de las isoyetas entre la obtenida con el método de los polígonos de Thiessen (inciso 3), es el cociente de las columnas 2 y 3 de la tabla 3.21.

7) Se calcula la curva masa media ajustada (CMMA) al multiplicar el factor de ajuste (FA) por los valores de la curva de masa media (CMM) obtenidos en el punto 6.

8) Se obtienen las relaciones de altura de precipitación máxima. Para

ésto se procede de la manera siguiente

8.1) Calcular el incremento ajustado de precipitación (IA). Por ejemplo para el caso de la isoyeta 60

$$\text{entre las 0 h y las 6 h} \quad \Delta P = 13.5 - 0.0 = 13.5 \text{ mm}$$

$$\text{entre las 6 h y las 12 h} \quad \Delta P = 35.4 - 13.5 = 21.9 \text{ mm}$$

$$\text{entre las 12 h y las 18 h} \quad \Delta P = 63.7 - 35.4 = 28.3 \text{ mm}$$

$$\text{entre las 18 h y las 24 h} \quad \Delta P = 93.5 - 63.7 = 29.8 \text{ mm}$$

8.2) Se ordenan estos incrementos (IA) de mayor a menor, independientemente de la hora, siempre y cuando, se respete que el intervalo de tiempo entre un intervalo y otro sea adyacente, ver tabla 3.21. Por ejemplo supóngase que para la isoyeta 60 los incrementos para intervalos de 6 h hubieran sido 21.9, 13.5, 28.3 y 29.8, el incremento máximo a una duración de 18 h sería igual a la suma de $29.8 + 28.3 + 13.5 = 71.6 \text{ mm}$ y no la suma de $29.8 + 28.3 + 21.9 = 80.0 \text{ mm}$ ya que no se estaría cumpliendo con el intervalo de tiempo adyacente.

8.3) Se calcula la precipitación máxima (PMD) para cada duración acumulando los valores del paso 8.2; por ejemplo para la misma isoyeta 60 se tiene que

$$\text{Para 6 h PMD} = 29.8 \text{ mm}$$

$$\text{Para 12 h PMD} = 29.8 + 28.3 = 58.1 \text{ mm}$$

$$\text{Para 18 h PMD} = 29.8 + 28.3 + 21.9 = 80.0 \text{ mm}$$

$$\text{Para 24 h PMD} = 29.8 + 28.3 + 21.9 + 13.5 = 93.5 \text{ mm}$$

Los cálculos realizados se encuentran en la tabla 3.22 los datos que aparecen en esta tabla (A_t , d y PMD) se dibujan en papel semilogarítmico y luego se traza una curva envolvente a ellos para cada duración, estas envolventes corresponden a las curvas altura de precipitación-área-duración, las cuales se muestran en la fig 3.42 .

TABLA 3.22 Valores de altura de precipitación máxima-área-duración

Isoyeta envolvente			Descripción	Duración, en h			
Isoyeta	P _m , en mm	A _t , en km ²		6	12	18	24
140	150.0	335	IA	24.0	27.0	50.0	49.0
			IAO	50.0	49.0	27.0	24.0
			PMD	50.0	99.0	126.0	150.0
120	139.2	732	IA	22.2	25.5	45.5	46.0
			IAO	46.0	45.5	25.5	22.2
			PMD	46.0	91.5	117.0	139.2
100	126.0	1334	IA	19.7	24.8	37.1	44.4
			IAO	44.4	37.1	24.8	19.7
			PMD	44.4	81.5	106.3	126.0
80	109.4	2476	IA	16.7	23.8	30.4	38.5
			IAO	38.5	30.4	23.8	16.7
			PMD	38.5	68.9	92.7	109.4
60	93.5	4143	IA	13.5	21.9	28.3	29.8
			IAO	29.8	28.3	21.9	13.5
			PMD	29.8	58.1	80.0	93.5
40	77.6	6546	IA	10.7	19.7	26.5	20.7
			IAO	26.5	20.7	19.7	10.7
			PMD	26.5	47.2	66.9	77.6
35	73.2	7345	IA	10.0	19.0	25.8	18.4
			IAO	25.8	19.0	18.4	10.0
			PMD	25.8	44.8	63.2	73.2
		25	Registro más desfavorable	48.0	94.0	136.0	144.0

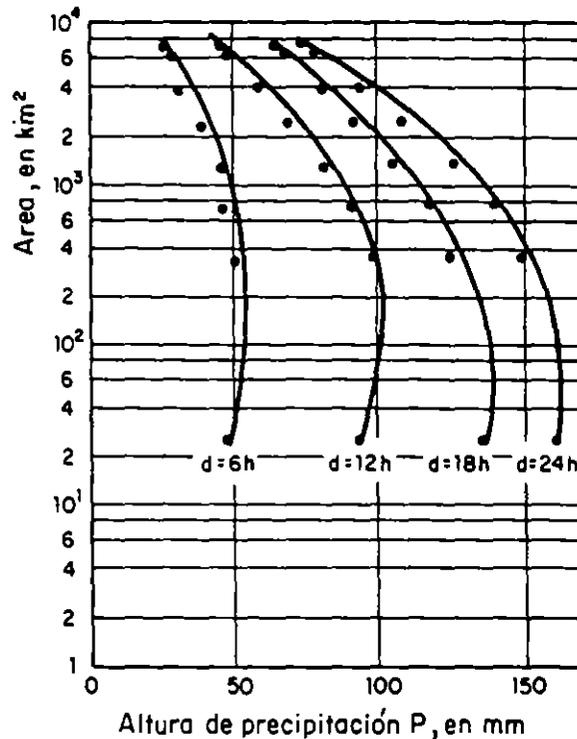


Fig 3.42 Curvas altura precipitación-área-duración (Springall, 1970)

3.8.3 Ejemplo 3 Cálculo del periodo de retorno

Calcular el periodo de retorno para diseñar una obra de desvío, si se acepta el 10% de riesgo de que ocurra una inundación en los siguientes 5 años.

Solución

Según la ec 3.4 el riesgo en este caso es

$$0.10 = 1 - (1 - q)^5$$

De donde $q = 0.021$ por lo que el periodo de retorno es

$$Tr = \frac{1}{q} = \frac{1}{0.021} = 48 \text{ años}$$

Esto significa que la inundación ocurre en promedio una vez cada 48 años, es decir, la probabilidad de que se presente en un año (una oportunidad) es 0.021 y la probabilidad de que se presente en cualquiera de los primeros 5 años (5 oportunidades) es 0.10.

3.8.4 Ejemplo 4 Fórmula racional

Calcular el gasto máximo que se puede esperar para un periodo de retorno de 10 años en una cuenca de 3.9 km², son conocidas las curvas intensidad-duración-periodo de retorno las cuales están representadas por la ecuación siguiente

$$i = \frac{259.923 T_r^{0.358}}{d^{0.558}}$$

El tiempo de concentración es de 2 h y el área de la cuenca está constituida por diferentes tipos de superficie, cada una con su correspondiente coeficiente de escurrimiento, y sus características son las siguientes

55% bosque	C = 0.2
10% tierra desnuda	C = 0.6
20% pavimento bituminoso	C = 0.85
15% campos cultivados	C = 0.1

Solución

1) Como el área de drenaje está constituida por diferentes tipos de cubierta se debe obtener primero el valor del coeficiente de escurrimiento representativo, el cual va a ser función del área de influencia (ec 3.21)

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

$$C = \frac{3.9 [(0.2)(0.55) + (0.6)(0.10) + (0.85)(0.20) + (0.1)(0.15)]}{3.9(0.55 + 0.10 + 0.20 + 0.15)}$$

$$C = 0.36$$

2) La intensidad de lluvia para la duración de 2h es

$$i = \frac{259.9 (10)^{0.358}}{120^{0.56}} = 40.41 \text{ mm/h}$$

3) El gasto máximo, según la ec 3.90, es igual a

$$Q_p = 0.278 C I A_c = 0.278 (0.36) (40.410)(3.9) = 15.77 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.8.5 Ejemplo 5 Envolventes de Creager

Determinar el gasto máximo que se presenta en una cuenca localizada, dentro de la región hidrológica No. 10, sobre el río Fuerte cerca de la estación hidrométrica Huites; el área de la cuenca en estudio es de 21.5 km^2 . Utilice el método de envolventes de Creager.

Solución

1) De acuerdo con la tabla 3.15 para la región hidrológica No. 10 el valor de la envolvente regional $C = 58$.

2) El gasto de pico está dado por la ec 3.89

$$Q_p = 1.303 C (0.386 A_c)^\alpha$$

en este caso

$$\alpha = \frac{0.936}{A_c^{0.048}} = \frac{0.936}{(21.5)^{0.048}} = 0.8078$$

$$Q_p = 1.303 (58) [0.386(21.5)]^{0.8078} = 417.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.8.6 Ejemplo 6 Funciones de distribución de probabilidad

Para los datos de lluvias máximas en 24 h de las estaciones Huasuntlán y Acayucan, consignados en la tabla 3.23, se desea obtener la precipitación máxima esperada para un periodo de retorno de 50 años. Empleando papeles de probabilidad escoja la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos.

Solución

1) Los datos se ordenan de mayor a menor y se obtiene la probabilidad de ocurrencia, la probabilidad de no ocurrencia y el periodo de retorno tanto para la estación Huasuntlán como para Acayucan, ver tabla 3.24

2) Los valores encontrados en el paso anterior se dibujaron en las figs 3.43 a 3.52 y se designan como los "puntos medidos".

3) Para ajustar los parámetros de las funciones de distribución se calcula la media y la desviación estándar de los datos, obteniéndose los valores siguientes

TABLA 3.23 Registros de lluvias máximos en 24 h en las estaciones de Huasuntlán y Acayucán, Ver

Año	Huasuntlán	Acayucán
1948	-	-
1949	-	-
1950	-	69.1
1951	-	78.0
1952	Incompleto	73.0
1953	72.0	141.3
1954	80.0	100.0
1955	106.0	88.0
1956	80.5	135.0
1957	70.5	98.5
1958	62.0	70.5
1959	43.1	108.0
1960	90.0*	84.0
1961	87.5*	57.5
1962	162.0	112.7
1963	218.4	166.5
1964	99.4	86.5
1965	131.8	95.0
1966	121.0	125.0
1967	---	168.0
1968	112.0	123.0
1969	117.0	124.3
1970	62.0	115.7
1971	96.8	89.0
1972	135.0	121.4
1973	90.0	154.0
1974	265.0	67.5
1975	91.0	107.3
1976	70.0	---
N	21	26

*Falta un mes o más de registro y no se usan en el cálculo

TABLA 3.24 Probabilidades y periodos de retorno para lluvias máximas en 24 h

m	Huasuntlán				Acayucán			
	P, en mm	Tr, en años	q	1-q F(x)	P, en mm	Tr, en años	q	1-q F(x)
1	265.0	22.000	0.045455	0.954545	168.0	27.000	0.037037	0.962963
2	218.4	11.000	0.090909	0.909091	166.5	13.500	0.074074	0.925926
3	162.0	7.333	0.136364	0.863636	154.0	9.000	0.111111	0.888889
4	135.0	5.500	0.181818	0.818182	141.3	6.750	0.148148	0.851852
5	131.8	4.400	0.227273	0.772727	135.0	5.400	0.185185	0.814815
6	121.0	3.667	0.272727	0.727273	125.0	4.500	0.222222	0.777778
7	117.0	3.143	0.318182	0.681818	124.3	3.857	0.259259	0.740441
8	112.0	2.750	0.363636	0.636364	123.0	3.375	0.296296	0.703704
9	106.0	2.444	0.409091	0.590909	121.4	3.000	0.333333	0.666667
10	99.4	2.200	0.454545	0.545455	115.7	2.700	0.370370	0.629630
11	96.8	2.000	0.500000	0.500000	112.7	2.455	0.407407	0.592593
12	91.0	1.833	0.543455	0.454500	108.0	2.250	0.444444	0.555556
13	90.0	1.692	0.590909	0.409091	107.3	2.077	0.481481	0.518519
14	80.5	1.571	0.636364	0.363636	100.0	1.924	0.518519	0.481481
15	80.0	1.467	0.681818	0.318182	98.5	1.800	0.565550	0.444444
16	72.0	1.375	0.727273	0.272727	95.0	1.688	0.592593	0.407455
17	70.5	1.294	0.772727	0.227273	89.0	1.588	0.629630	0.370370
18	70.0	1.222	0.818182	0.181818	88.0	1.500	0.666667	0.333333
19	62.0	1.158	0.363636	0.136364	86.5	1.421	0.703709	0.296296
20	62.0	1.100	0.909091	0.090909	84.0	1.350	0.740741	0.259259
21	43.1	1.048	0.954545	0.045455	78.0	1.286	0.777778	0.222222
22					73.0	1.228	0.814850	0.185185
23					70.5	1.174	0.851852	0.148148
24					69.1	1.125	0.888889	0.111111
25					67.5	1.080	0.925926	0.074074
26					57.5	1.038	0.962963	0.037037

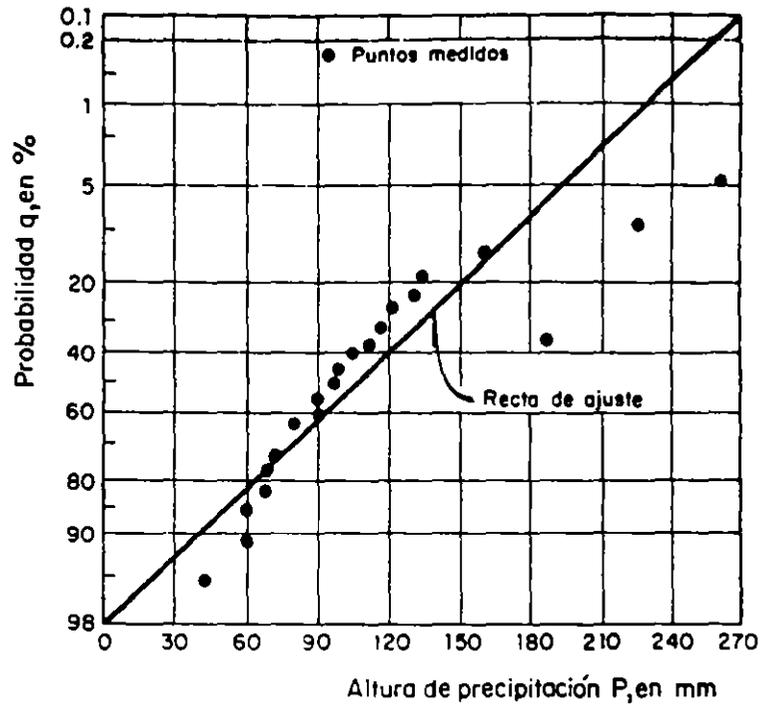


Fig 3.43 Estación Huasuntlán, distribución normal

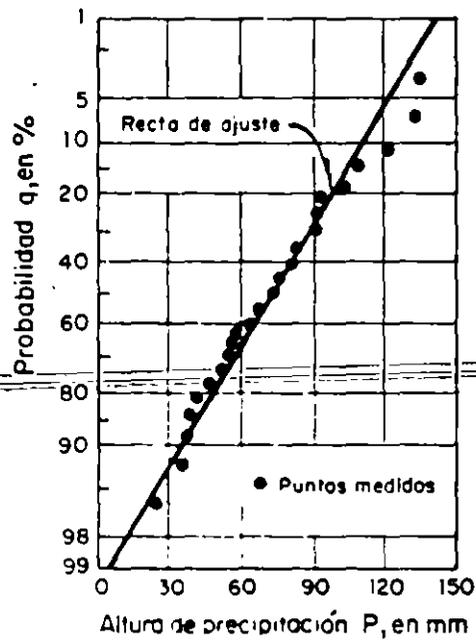


Fig 3.44 Estación Acayucán, distribución normal

Para la estación Huasuntlán

$$\bar{x} = 108.833 \text{ mm,}$$

$$S = 53.032 \text{ mm}$$

Para la estación Acayucán

$$x = 106.108 \text{ mm,}$$

$$S = 30.517 \text{ mm}$$

Distribución normal

Estación Huasuntlán

$$a = \bar{x} = 108.833 \text{ mm,}$$

$$b = S = 53.03^2 \text{ mm}$$

Estación Acayucán

$$a = \bar{x} = 106.108 \text{ mm,}$$

$$b = S = 30.517 \text{ mm}$$

Con base en las ecs 3.33 y 3.34 se estiman los valores de las tablas 3.25 y 3.26 y se dibujan las rectas de las figs 3.43 y 3.44

Para estas tablas

$$z = \frac{x - a}{S} = \frac{x - \bar{x}}{S}$$

$$F(z) = \int_0^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2} dz$$

$$F(z) = 1 - \frac{1}{T_r} = 1 - q, \quad q = 1 - F(z)$$

TABLA 3.25 Recta de ajuste para lluvias máximas en 24 h, según una distribución de probabilidad normal. Estación Huasuntlán

x	z	F(z)	q	Tr, en años
265	2.945	0.9984	0.0016	625.00
200	1.719	0.9573	0.0427	23.42
150	0.776	0.7823	0.2177	4.59
100	-0.167	0.4325	0.5675	1.76
80	-0.544	0.2946	0.7054	1.42
60	-0.921	0.1788	0.8212	1.22
40	-1.298	0.0985	0.9015	1.11

TABLA 3.26 Recta de ajuste para lluvias máximas en 24 h, según una distribución de probabilidad normal. Estación Acayucán

x	z	F(z)	q	Tr, en años
170	2.094	0.9817	0.0183	56.65
140	1.111	0.8665	0.1335	7.49
120	0.455	0.6772	0.3228	3.10
100	-0.200	0.4207	0.5793	1.73
80	-0.856	0.1949	0.8051	1.24
60	-1.511	0.0655	0.9345	1.07
40	-2.166	0.0150	0.9850	1.02

Distribución Gumbel

Estación Huasuntlán

Al dibujar los datos de lluvias máximas en un papel tipo Gumbel se observó que la muestra tiene dos tipos de población por lo que se realiza un ajuste de acuerdo a una distribución doble Gumbel (ec 3.84),

ver fig 3.45

La muestra de la población ciclónica esta constituida por los valores de 265, 218.4, 162 y el resto de ellos corresponden a la no ciclónica. Los parámetros de esta distribución son

$$p = \frac{\text{número de eventos de la población no ciclónica}}{\text{número total de eventos}}$$

$$p = \frac{18}{21} = 0.857143$$

y los parámetros de cada población son

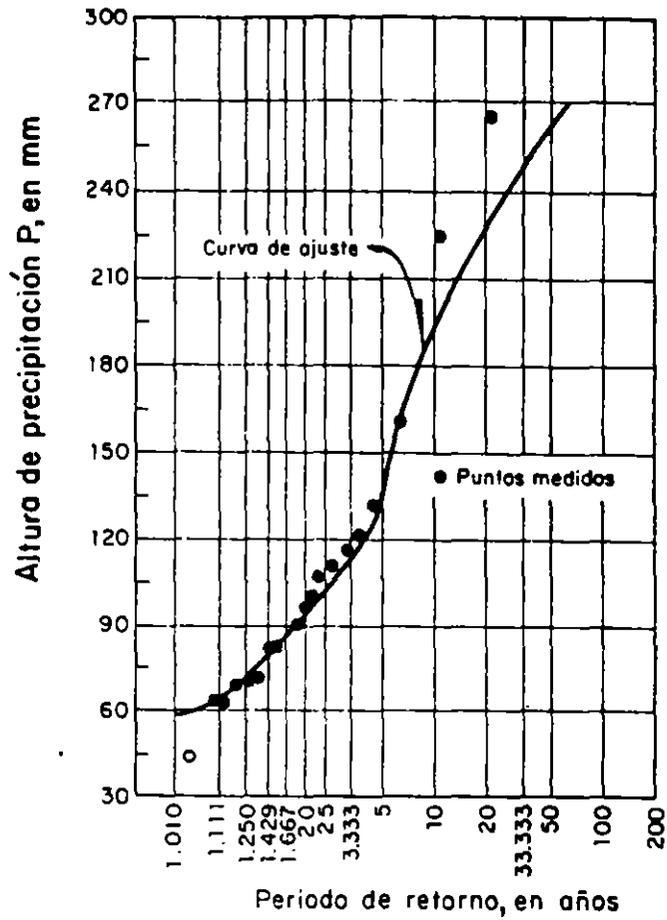


Fig 3.45 Estación Huasuntlán, distribución doble Gumbel

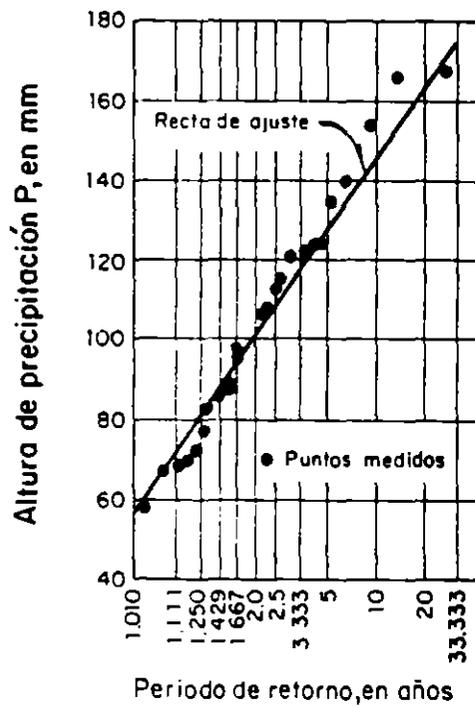


Fig 3.46 Estación Acayucán, distribución Gumbel

Población ciclónica

$$\bar{x}_2 = 215.13 \text{ mm,}$$

$$S_2 = 42.11 \text{ mm,}$$

$$c_2 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_2 = 32.83 \text{ mm}$$

$$a_2 = \bar{x}_2 - 0.5772 c_2 = 196.19 \text{ mm}$$

Población no ciclónica

$$\bar{x}_1 = 91.12,$$

$$S_1 = 25.87$$

$$c_1 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_1 = 20.17 \text{ mm}$$

$$a_1 = \bar{x}_1 - 0.5772 c_1 = 79.48 \text{ mm}$$

En la tabla 3.27 se anotan varios puntos estimados con la ec 3.84

TABLA 3.27 Recta de ajuste para lluvias máximas en 24 h, según una distribución de probabilidad doble Gumbel. Estación Huasuntlán

x	F(x)	q	Tr, en años
265	0.9833	0.0166	60.127
240	0.9666	0.0334	29.929
210	0.9298	0.0702	14.243
180	0.8739	0.1211	8.257
150	0.8339	0.1661	6.020
135	0.8044	0.1956	5.113
100	0.5971	0.4029	2.482
90	0.4735	0.5265	1.899
60	0.0620	0.9380	1.066
45	0.0034	0.9966	1.003

Estación Acayucán

En este caso se usa la función de distribución Gumbel

Los parámetros encontrados, según las ecs 3.74 y 3.75, son

$$c = 0.7797 S = 0.7797 (30.517) = 23.79 \text{ mm}$$

$$a = \bar{x} - 0.5772 c = 106.108 - 0.5772 (23.79) = 92.37 \text{ mm}$$

En la tabla 3.28 aparecen algunos puntos estimados con la ec 3.51 y con ellos se dibuja la recta de ajuste que aparece en la fig 3.46.

. Distribución lognormal de dos parámetros

Se emplean las ecs 3.60 a 3.62 para ajustar sus parámetros.

Estación Huasuntlán

$$C_v = 53.032/108.833 = 0.487$$

$$\sigma_L = \sqrt{\text{Ln}((0.487)^2 + 1)} = 0.462 \text{ mm}$$

$$\mu_L = \text{Ln}(108.833) - (0.46^2) / 2 = 4.583 \text{ mm}$$

Estación Acayucán

$$C_v = 30.517/106.108 = 0.288$$

$$\sigma_L = 0.282 \text{ mm}, \quad \mu_L = 4.524 \text{ mm}$$

TABLA 3.28 Recta de ajuste para lluvias máximas en 24 h, según una distribución de probabilidad Gumbel. Estación Acayucán

x	F(x)	q	T _r , en años
170	0.962	0.038	26.470
140	0.874	0.126	7.912
120	0.731	0.269	3.719
100	0.484	0.516	1.938
80	0.186	0.814	1.228
60	0.020	0.970	1.020
40	0.0001	0.999	1.000

En las tablas 3.29 y 3.30 se consignan algunos valores estimados con esta distribución y con ellos se dibuja la recta de ajuste que aparece en las figs 3.47 y 3.48 .

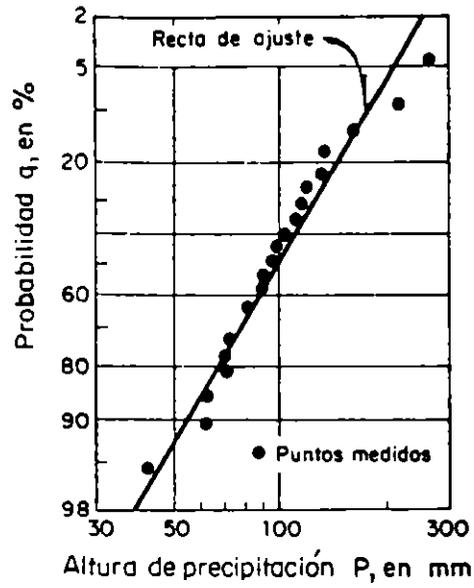


Fig 3.47 Estación Huasuntlán, distribución log normal

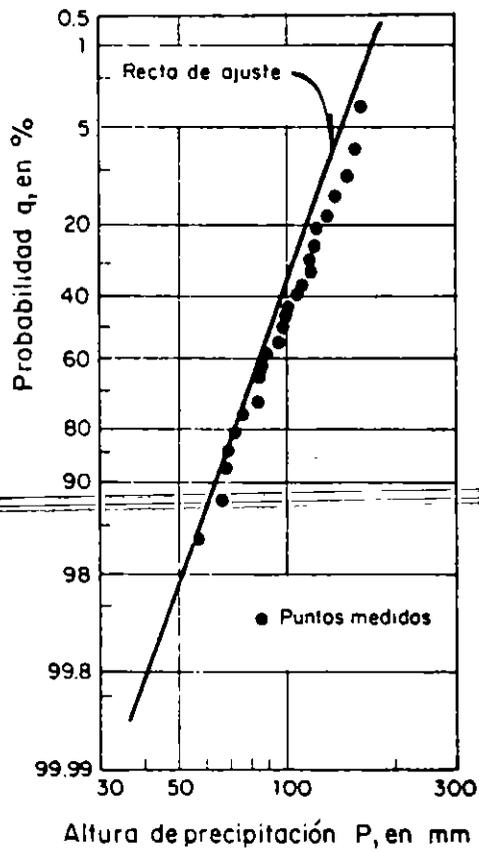


Fig 3.48 Estación Acayucán, distribución log normal

TABLA 3.29 Recta de ajuste para lluvias máximas en 24 h, según una distribución log-Normal. Estación Huasuntlán

x	z	F(z)	q	Tr, en años
265	2.159	0.9846	0.015	64.935
252	2.050	0.9798	0.020	49.5
200	1.549	0.9344	0.061	16.502
150	0.926	0.8238	0.176	5.675
100	0.047	0.5199	0.507	1.972
80	-0.436	0.3300	0.670	1.493
60	-1.059	0.1456	0.855	1.169
40	-1.938	0.0262	0.974	1.027

TABLA 3.30 Recta de ajuste para lluvias máximas en 24 h, según una distribución de probabilidad log-Normal. Estación Acayucán.

x	z	F(z)	q	Tr, en años
170	2.171	0.9850	0.0150	66.67
164	2.051	0.9798	0.0202	49.5
140	1.483	0.9306	0.0694	14.41
120	0.936	0.9264	0.1736	5.76
100	0.290	0.6141	0.3859	2.59
80	-0.502	0.3085	0.6915	1.45
60	-1.522	0.0643	0.9357	1.07
40	-2.961	0.0015	0.9985	1.00

. Distribución exponencial de dos parámetros

Se emplean las ecs 3.76 y 3.77 para ajustar los parámetros de esta distribución

Estación Huasuntlán

$$a = S = 53.032 \text{ mm}, \quad b = \bar{x} - a = 108.833 - 53.032 = 55.801 \text{ mm}$$

Estación Acayucán

$$a = 30.52 \text{ mm}, \quad b = 75.59 \text{ mm}$$

En las tablas 3.31 y 3.32 se incluyen algunas alturas de precipitación estimadas con esta distribución y con ellos se dibujo la recta de ajuste que aparece en las figs 3.49 y 3.50.

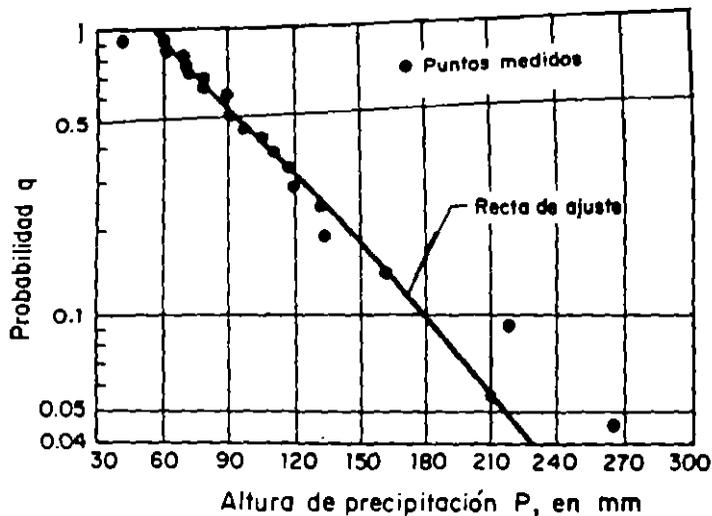


Fig 3.49 Estación Huasuntlán, distribución exponencial

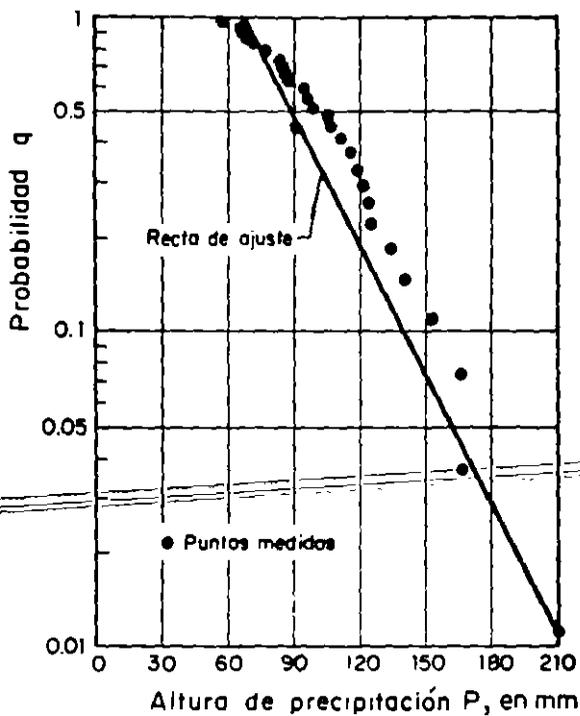


Fig 3.50 Estación Acayucán, distribución exponencial

TABLA 3.31 Recta de ajuste para lluvias máximas en 24 h, según una distribución exponencial de dos parámetros. Estación Huasuntlán.

x	F(x)	q	Tr, en años
210	0.9453	0.0546	18.3140
180	0.9039	0.0961	10.4017
150	0.8307	0.1693	5.9078
120	0.7020	0.2980	3.3554
90	0.4753	0.5247	1.9057
60	0.0761	0.9238	1.0824

TABLA 3.32 Recta de ajuste lluvias máximas en 24 h, según una distribución exponencial de dos parámetros. Estación Acayucán.

x	F(x)	q	Tr, en años
210	0.9878	0.0122	81.8140
180	0.9676	0.0327	30.6116
150	0.9127	0.0873	11.4536
120	0.7667	0.2333	4.2855
90	0.5278	0.4722	2.1179

. Distribución gamma de dos parámetros

Se emplean las ecs 3.67c y 3.70 para ajustar los parámetros de esta distribución.

Estación Huasuntlán

$$C_v = 53.032/108.833 = 0.487, \quad \alpha = 1/(0.487)^2 = 4.211,$$

$$\beta = 108.833/4.211 = 25.841$$

Estación Acayucán

$$C_v = 0.287, \quad \alpha = 12.090, \quad \beta = 8.777$$

En las tablas 3.33 y 3.34 se anotan algunas alturas de precipitación estimadas con esta distribución y con ellos se dibuja la curva de ajuste que aparece en las figs 3.51 y 3.52, en el eje de las ordenadas de ambas figuras aparece el valor de $F(x)$ que corresponde a la función de distribución de probabilidad ya que para este tipo de función no existe un papel especial para dibujarla.

TABLA 3.33 Curva de ajuste para lluvias máximas en 24h, según una distribución gamma de dos parámetros. Estación Huasuntlán.

x	F(x)	q	Tr, en años
265	0.9893	0.0107	93.458
200	0.9405	0.0595	16.807
150	0.8083	0.1917	5.217
100	0.5063	0.4937	2.026
80	0.3372	0.6628	1.509
60	0.1828	0.8172	1.224
40	0.0593	0.9407	1.063

TABLA 3.34 Curva de ajuste para lluvias máximas en 24 h, según una distribución gamma de dos parámetros. Estación Acayucán.

x	F(x)	q	Tr, en años
200	0.9962	0.0038	263.158
170	0.9727	0.0273	36.630
140	0.8730	0.1270	7.874
120	0.7222	0.2778	3.600
100	0.4802	0.5198	1.924
80	0.2095	0.7905	1.265
60	0.0481	0.9519	1.051
40	0.0026	0.9974	1.003

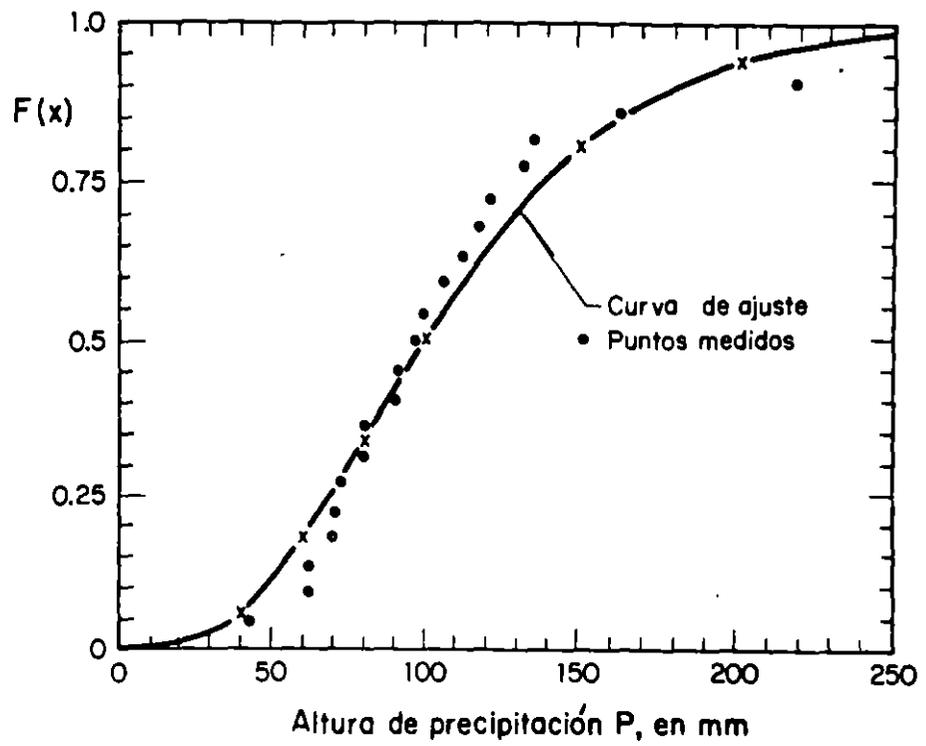


Fig 3.51 Estación Huasuntlán, distribución gamma

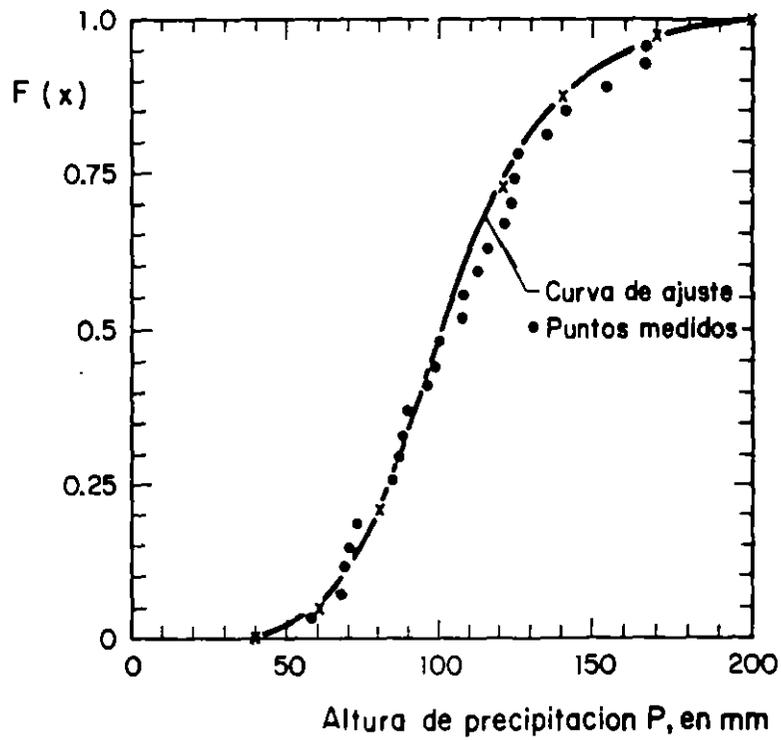


Fig 3.52 Estación Acayucán, distribución gamma

Como se puede observar del análisis de las figs 3.43 a 3.52 se considera que el mejor ajuste para los datos de las dos estaciones se obtuvo con la distribución lognormal. Para esta distribución se calculó la lluvia máxima en 24 horas, para un periodo de retorno de 50 años, encontrándose que la P₅₀ vale 252 mm y 164.3 mm para las estaciones Huasuntlán y Acayucán, respectivamente.

3.8.7 Ejemplo 7 Hidrograma unitario tradicional

Calcular el hidrograma unitario tradicional para una cuenca de 88.8 km² a partir del hidrograma de escurrimiento directo (fig 3.53) producido por una lluvia efectiva con duración en exceso de 6 h.

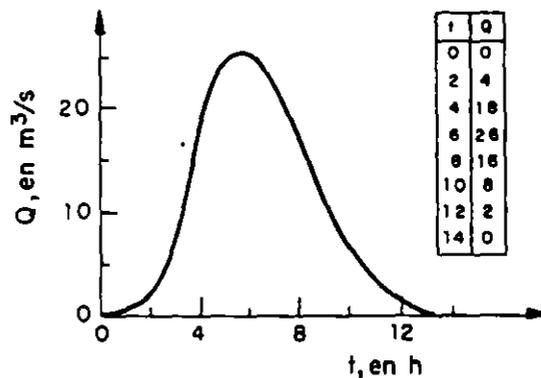


Fig 3.53 Hidrograma de escurrimiento directo

Solución

1) Se calcula el volumen de escurrimiento directo, a partir del hidrograma de la fig 3.53. Se tiene en forma aproximada, según la regla trapezoidal, que

$$V_{ED} = (4 + 18 + 26 + 16 + 8 + 2) 3600(2) = 532800 \text{ m}^3$$

De manera que la lluvia efectiva es igual

$$P_e = \frac{V_{ED}}{A_c} = \frac{532800}{88.8 (10^6)} = 0.006\text{m} = 6\text{mm}$$

2) Para obtener el hidrograma unitario basta con dividir cada ordenada del hidrograma de escurrimiento directo entre la lluvia efectiva. Estos cálculos se presentan en la tabla 3.35

TABLA 3.35 Ordenadas del hidrograma unitario tradicional

t, en h	Q, en m ³ /s	q, en m ³ /s/mm
0	0	0.000
2	4	0.667
4	18	3.000
6	26	4.333
8	16	2.667
10	8	1.333
12	2	0.333
14	0	0.000

3.8.8 Ejemplo 8 Hidrograma unitario instantáneo

Obtener el hidrograma unitario instantáneo para una duración en exceso de dos horas a partir de los datos de lluvia efectiva, de la tabla 3.36, y del hidrograma de escurrimiento directo, ver tabla 3.37

TABLA 3.36 Hietograma de lluvia efectiva

t, en h	Pe, en mm
0 - 2	2
2 - 4	3
4 - 6	1

TABLA 3.37 Hidrograma de escurrimiento directo

t, en h	Q, en m ³ /s
0	0
2	4
4	18
6	26
8	16
10	8
12	2
14	0

Solución

De los datos de las tablas 3.36 y 37 se tiene que $NP = 3$ y $NQ = 6$, por tanto

$$NU = NQ - NP + 1 = 6 - 3 + 1 = 4$$

Utilizando el método de covarianzas se tiene que el desarrollo de las ecs 3.97 a 3.99 es el siguiente

$$\phi_{PQ}(\tau) = \sum_{i=1}^{NU} u_i \phi_{PP}(\tau - i + 1) \quad \tau = 0, 1, \dots, (NU - 1)$$

$$\tau > (NU) \quad \phi_{PQ}(\tau) = 0$$

$$\tau = 0 \quad \phi_{PQ}(0) = u_1 \phi_{PP}(0) + u_2 \phi_{PP}(-1) + u_3 \phi_{PP}(-2) + u_4 \phi_{PP}(-3)$$

$$\tau = 1 \quad \phi_{PQ}(1) = u_1 \phi_{PP}(1) + u_2 \phi_{PP}(0) + u_3 \phi_{PP}(-1) + u_4 \phi_{PP}(-2)$$

$$\tau = 2 \quad \phi_{PQ}(2) = u_1 \phi_{PP}(2) + u_2 \phi_{PP}(1) + u_3 \phi_{PP}(0) + u_4 \phi_{PP}(-1)$$

$$\tau = 3 \quad \phi_{PQ}(3) = u_1 \phi_{PP}(3) + u_2 \phi_{PP}(2) + u_3 \phi_{PP}(1) + u_4 \phi_{PP}(0)$$

$$\phi_{PQ}(\gamma) = \sum_{l=1}^{NQ} P_l Q_{l+\gamma} \quad \gamma = 0, 1, \dots, (NU - 1)$$

$$l > NP \quad P_l = 0$$

$$\gamma = 0 \quad \phi_{PQ}(0) = P_1 Q_1 + P_2 Q_2 + P_3 Q_3 = 2(4) + 3(18) + 1(26) = 88$$

$$\gamma = 1 \quad \phi_{PQ}(1) = P_1 Q_2 + P_2 Q_3 + P_3 Q_4 = 2(18) + 3(26) + 1(16) = 130$$

$$\gamma = 2 \quad \phi_{PQ}(2) = P_1 Q_3 + P_2 Q_4 + P_3 Q_5 = 2(26) + 3(16) + 1(8) = 108$$

$$\gamma = 3 \quad \phi_{PQ}(3) = P_1 Q_4 + P_2 Q_5 + P_3 Q_6 = 2(16) + 3(8) + 1(2) = 58$$

$$\phi_{PP}(\rho) = \sum_{k=1}^{NP} P_k P_{k+\rho} \quad \rho = 0, 1, \dots, (NP - 1)$$

$$\rho > (NP - 1) \quad \phi_{PP}(\rho) = 0$$

$$\rho = 0 \quad \phi_{PP}(0) = P_1 P_1 + P_2 P_2 + P_3 P_3 = 2(2) + 3(3) + 1(1) = 14$$

$$\rho = 1 \quad \phi_{PP}(1) = P_1 P_2 + P_2 P_3 = 2(3) + 3(1) = 9$$

$$\rho = 2 \quad \phi_{PP}(2) = P_1 P_3 = 2(1) = 2$$

Con los valores calculados se forma el sistema de ecuaciones siguiente

$$\begin{aligned}88 &= 14 u_1 + 9 u_2 + 2u_3 + 0u_4 \\130 &= 9 u_1 + 14 u_2 + 9u_3 + 2u_4 \\108 &= 2 u_1 + 9 u_2 + 14u_3 + 9u_4 \\58 &= 0 u_1 + 2 u_2 + 9u_3 + 14u_4\end{aligned}$$

cuya solución es

$$\begin{aligned}u_1 &= 1.79 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm} \\u_2 &= 6.59 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm} \\u_3 &= 1.98 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm} \\u_4 &= 1.93 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}\end{aligned}$$

Como el volumen de escurrimiento directo es de $532\,800 \text{ m}^3$, ver ejemplo 3.6, por tanto el área de la cuenca es de 88.8 km^2 .

El área bajo la curva del hidrograma unitario calculado vale

$$\begin{aligned}AHU &= (1.79 + 6.59 + 1.98 + 6.59 + 1.93)2(3600) = 88\,488 \text{ m}^3/\text{mm} \\AHU &= 88\,488 \text{ m}^3/10^{-3}\text{m} = 88\,488\,000 \text{ m}^2 = 88.4 \text{ km}^2\end{aligned}$$

Como el valor de AHU es semejante al del área de la cuenca se concluye que la solución encontrada para las ordenadas del H.U. es correcta.

3.8.9 Ejemplo 9 Hidrograma o curva S

Calcular el hidrograma unitario para una duración de la lluvia en exceso $d_1 = 3\text{h}$, a partir del hidrograma de escurrimiento total de la fig 3.54 y del hietograma medio de la tormenta de la fig 3.55. El área de la cuenca es de 1688 km^2

Solución

1) Se calcula la lluvia en exceso con lo que a su vez quedará determinada la duración en exceso que tendrá asignada el hidrograma unitario.

El volumen de escurrimiento directo es

$$V_{ED} = \frac{1}{2} (15-7)(1600-100) 3600 = 21.6 (10^6) \text{ m}^3$$

La lluvia efectiva que produce este escurrimiento es

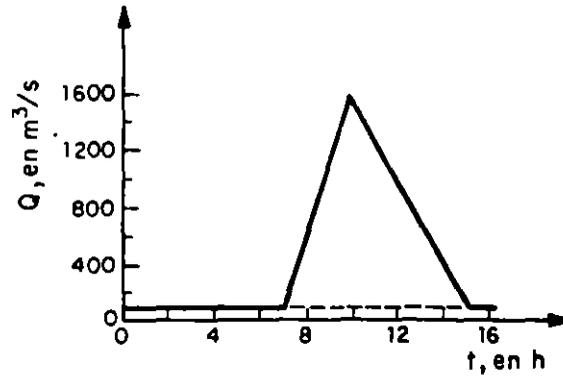


Fig 3.54 Hidrograma de escurrimiento total

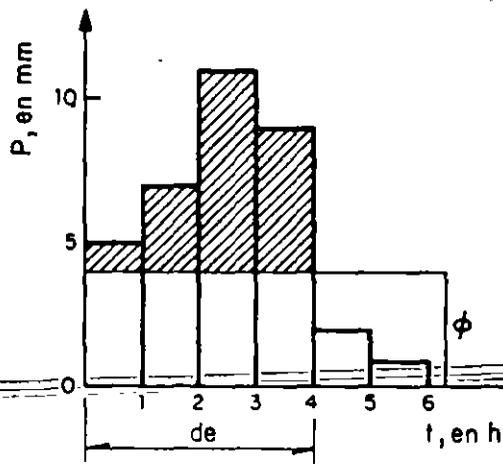


Fig 3.55 Hietograma medio de la tormenta

$$P_e = \frac{VED}{A_c} = \frac{211.6(10^8)}{1688(10^6)} = 0.0128 \text{ m} = 12.8 \text{ mm}$$

El índice de infiltración se determina por tanteos, resultando $\phi = 4.05$ mm/h con lo que se cumple que $P_e = 12.8$ mm. Este valor se dibuja en la fig 3.55 resultando que la duración efectiva del hidrograma unitario es de 4 h.

2) Como la duración que tiene asignada el hidrograma unitario conocido es diferente ahora se calcula el hidrograma unitario para una duración en exceso de 3h con ayuda del método de la curva S. La aplicación del método se presenta en la tabla 3.38

La curva S presenta inestabilidad (93.75, 109.37, 125.01, 140.63, 93.75,...) por lo que es necesario calcular un gasto de equilibrio, ver ec 3.91, para corregir la curva S.

$$q_{eq} = \frac{A_c}{3.6 d_e} = \frac{1688}{3.6(4)} = 117.22 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$$

Finalmente para calcular las ordenadas del hidrograma unitario para una duración de 3 h, multiplicamos cada diferencia entre las curvas S por

$$\frac{d_e}{d_1} = \frac{4}{3} = 1.33$$

3.8.10 Ejemplo 10 Hidrograma unitario triangular

Utilizando el método del hidrograma unitario triangular calcular el hidrograma unitario de una cuenca con una área de drenaje de 160 km^2 , se supone que el tiempo de concentración es de 4.2 h.

Solución

La forma del hidrograma se define usando las ecs 3.100 a 3.102

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c = \sqrt{4.2} + 0.6(4.2) = 4.57 \text{ h}$$

$$t_r = 1.67 t_p = 1.67(4.57) = 7.63 \text{ h}$$

$$q_p = 0.208 \frac{A_c}{t_p} = \frac{0.208(160)}{4.57} = 7.28 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$$

TABLA 3.38 Hidrograma unitario para una duración de 3 h obtenido con el método de la curva S

t, en h	(H.U.) en 4h ■ ³ /s/■	(H.U.) en 4' en 4' ■ ³ /s/■	Curva S	Curva S corregida	Curva S desplz. 3 h	Δ _S	(H.U.) en 3' en 3' ■ ³ /s/■				
7	0						0	0		0	0
8	39.06						39.06	39.06		39.06	52.08
9	78.13						78.13	78.13		78.13	104.17
10	117.19						117.19	117.19	0	117.19	156.25
11	93.75	0					93.75	117.22	39.06	78.16	104.21
12	70.31	39.06					109.37	117.22	78.13	39.09	52.12
13	46.88	78.13					125.01	117.22	117.19	0.03	0.04
14	23.44	117.19					140.63	117.22	117.22	0	0
15	0	93.75	0				93.75	117.22	117.22	0	0
16		70.31	39.06				109.37	117.22	117.22	0	0
17		46.88	78.13				125.01	117.22	117.22	0	0
18		23.44	117.19				140.63	117.22	117.22	0	0
19		0	93.75	0			93.75	117.22	117.22	0	0
20			70.31	39.06			109.37	117.22	117.22	0	0
21			46.88	78.13			125.01	117.22	117.22	0	0
22			23.44	117.19			140.63	117.22	117.22	0	0
23			0	93.75	0		93.75	117.22	117.22	0	0
24				70.31	39.06		109.37	117.22	117.22	0	0

Si se desea obtener el hidrograma de escurrimiento directo bastará con multiplicar las ordenadas del hidrograma unitario obtenido, ver fig 3.56, por la lluvia en exceso, expresada en milímetros.

3.8.11 Ejemplo 11 Método del Soil Conservation Service (SCS)

A continuación se presenta el cálculo del hidrograma de escurrimiento para una lluvia en exceso de 6 mm, utilizando el método del Soil Conservation Service, para una cuenca con las características siguientes

Área de la cuenca 215 km², longitud del cauce principal 20.92 km, y pendiente media del cauce 0.006

Solución

Se calcula el tiempo de concentración usando la fórmula de Kirpich, ec 3.16.

$$t_c = 0.0003245 \left[\frac{20.92(1000)}{\sqrt{0.006}} \right]^{0.77} = 4.94 \text{ h}$$

Se calcula el tiempo pico (ec 3.104) y el gasto pico (ec .103)

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6t_c = \sqrt{4.94} + 0.6(4.94) = 5.19 \text{ h}$$

$$q_p = 0.205 \frac{A_c}{t_p} = 0.205 \frac{(215)}{5.19} = 8.49 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$$

~~Con ayuda de la fig 3.28 y la relación t/t_p se obtiene q/q_p como se muestra en la tabla 3.39. El resto de los cálculos se presentan también en esta tabla. En la figura 3.57 se muestra el hidrograma de escurrimiento.~~

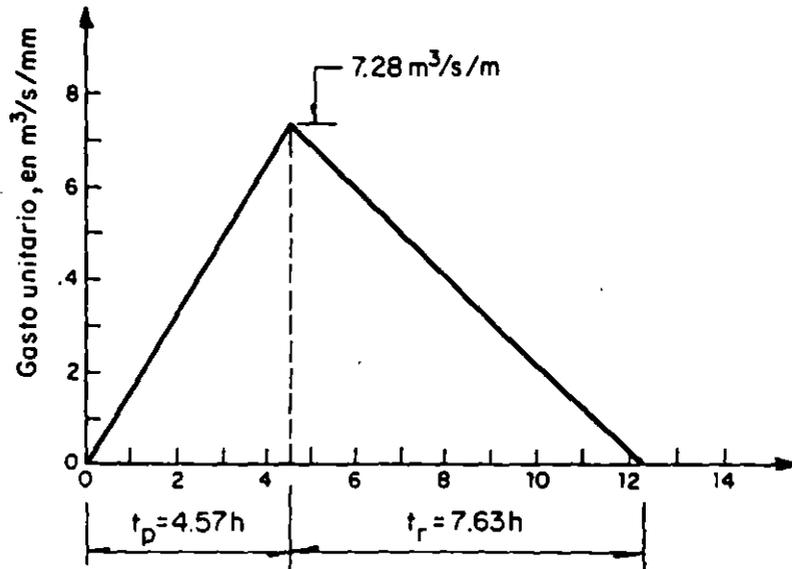


Fig 3.56 Hidrograma unitario triangular obtenido con el método propuesto por el U S Bureau of Reclamation

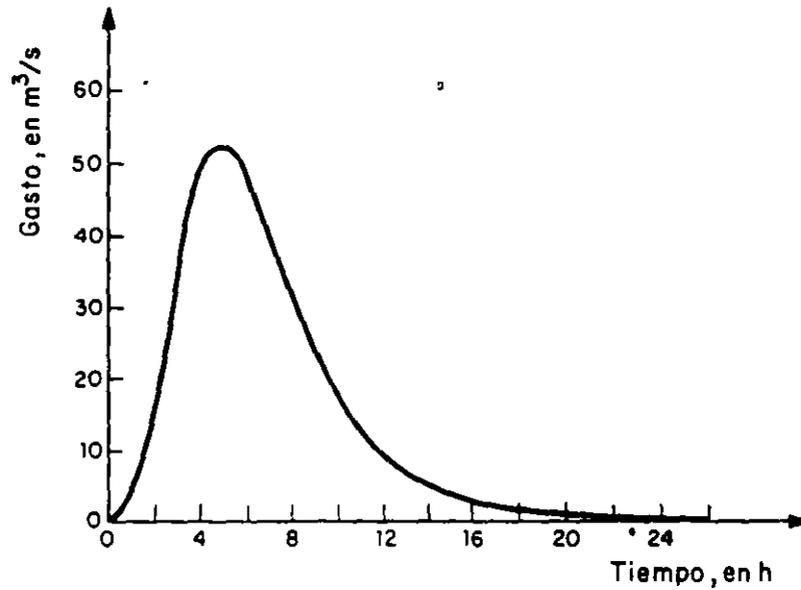


Fig 3.57 Hidrograma de escurrimiento directo obtenido al aplicar el método del Soil Conservation Service

TABLA 3.39 Hidrograma de escurrimiento directo según el método del Soil Conservation Service

t/t_p	q/q_p	t, en h	Q, en $m^3/s/mm$	Q, en m^3/s
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.03	0.52	0.26	1.53
0.40	0.31	2.08	2.63	15.79
0.60	0.66	3.11	5.00	33.62
0.80	0.93	4.15	7.90	47.37
0.90	0.99	4.67	8.41	50.43
1.00	1.00	5.19	8.49	50.94
1.10	0.99	5.71	8.41	50.43
1.20	0.93	6.23	7.90	47.37
1.50	0.68	7.79	5.77	34.64
1.90	0.33	9.86	2.80	16.81
2.20	0.21	11.42	1.78	10.70
2.60	0.11	13.49	0.93	5.60
3.20	0.04	16.61	0.34	2.04
5.00	0.00	25.95	0.00	0.00

3.8.12 Ejemplo 12 Método de I-Pai-Wu

A fin de presentar la metodología propuesta por I-Pai-Wu se calculará la avenida de diseño asociada a un periodo de retorno de 25 años para la cuenca del arroyo Ocotál, que tiene un área de 60 km^2 . De acuerdo con las características de la cuenca le corresponde un valor del número de escurrimiento de 93 y un tiempo de concentración de 1.7 h (102 min). La longitud del cauce principal es de 15 km con una pendiente de 4.94% . Dentro de la cuenca está ubicada la estación pluviométrica Huasuntlán y fuera de ella la pluviográfica Acayucán.

Solución

La estación Acayucán se toma como la estación base y la intensidad de la lluvia, de acuerdo a los resultados del ejemplo 1, está dada por

$$i = \frac{259.923(25)^{0.358}}{102^{0.558}} = 81.968 \text{ mm/hr}$$

recordando que $i = P_b/d$ se tiene que

$$P_b = id = 61.966(1.7) = 105.342 \text{ mm} = 10.534 \text{ cm}$$

y la lluvia en exceso para esta estación es

$$P_{e_b} = \frac{\left[P_b - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P_b - \frac{2032}{N} - 20.32} = \frac{\left[10.534 - \frac{508}{93} + 5.08 \right]^2}{10.534 - \frac{2032}{93} - 20.32} = 8.54 \text{ cm}$$

Como la estación base está fuera de la cuenca se calcula el factor de transporte, el cual se obtiene con ayuda de la ec 3.114 .

$$F = \frac{252}{164.3} = 1.534$$

Los dos valores de precipitación que se usaron en la ec 3.114 fueron calculados con los datos del ejemplo 6 para una función de distribución lognormal.

$$P_e = P_{e_b} \frac{P}{P_b} = 8.54(1.534) = 13.10 \text{ cm}$$

Con las características de la cuenca se calcula, con las ecs 3.109 y 3.110, los valores de t_p y K son

$$t_p = 0.93(A_c)^{1.085} (L)^{-1.233} (S)^{-0.668}$$

$$t_p = 0.93(60)^{1.085} (15.02)^{-1.233} (4.94)^{-0.668} = 0.963 \text{ h}$$

$$K = 0.73(A_c)^{0.937} (L)^{-1.474} (S)^{-1.473}$$

$$K = 0.73(60)^{0.937} (15.02)^{-1.474} (4.94)^{-1.473} = 0.059$$

Se calcula el valor de n con la ec 3.108

$$n = \frac{4 t_p}{K} = \frac{4(0.963)}{0.059} = 64.9$$

Con la ec 3.107 se determina $f(n, t_p)$

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

$$\Gamma(n) = \Gamma(64.9) = (62.9)(61.9)(60.9)(59.9)\dots\Gamma(1.9) = 1.00308(10^{89})$$

$$\Gamma(1.9) = 0.9761$$

$$f(n, t_p) = \frac{(63.9)^{30.9}(63.9)^{34} e^{1-64.9}}{1.00308(10^{89})} = 3.20$$

7) Con la ec 3.106 se obtiene el gasto pico

$$Q_p = \frac{2.78 A_c P_e}{t_p} \quad f(n, t_p) = \frac{2.78(60)(13.10)}{0.963} (3.20) = 7264.13 \text{ m}^3/\text{s}$$

8) Como $n = 64.9$ la forma de la avenida de diseño se determinará con ayuda de la fig 3.29 o bien con la ec 3.111

$$\frac{Q}{Q_p} = \left[\frac{t}{t_p} \right]^{n-1} \left[e^{-(n-1)} \right]^{(t/t_p - 1)}$$

En la tabla 3.40 se muestran los resultados obtenidos al aplicar esta ecuación.

TABLA 3.40 Ordenadas de la avenida de diseño, según el método I-Pai-Wu

t/t_p	t , en h	Q/Q_p	Q , en m^3/s
0.00	0.000	0	0
0.75	0.722	0.090	653.771
0.85	0.818	0.449	3261.593
0.95	0.915	0.931	6690.260
1.00	0.963	1.000	7264.126
1.10	1.059	0.741	5382.717
1.20	1.155	0.323	2346.313
1.25	1.203	0.018	130.754

3.8.13 Ejemplo 13 Método de Chow

Utilizando el método de Chow calcular el gasto máximo para diseñar una alcantarilla de una carretera para un periodo de retorno de 10 años. Los datos con los que se cuenta son los siguientes

El área de drenaje es de 21.5 km^2 , que está formada por bosques naturales en su mayor parte y un tramo de carretera, los porcentajes que se tienen son: 28% bosque espeso, alta transpiración; 64% bosque normal, transpiración media; 8% carretera. El suelo esta formado por arenas finas y limos orgánicos. La longitud del cauce principal es de 10 km con una pendiente de 1.3 %. Se cuenta con una estación climatológica y de aforo dentro de la cuenca, con base a la información recabada en estas estaciones se puede considerar que el gasto base es nulo y cuando ocurren tormentas en la zona la lluvia antecedente es mayor de 5 cm. Del análisis de intensidades máximas se obtuvo que la curva $i-d-T_r$, para un periodo de retorno de 10 años, esta representada en la fig 3.57a.

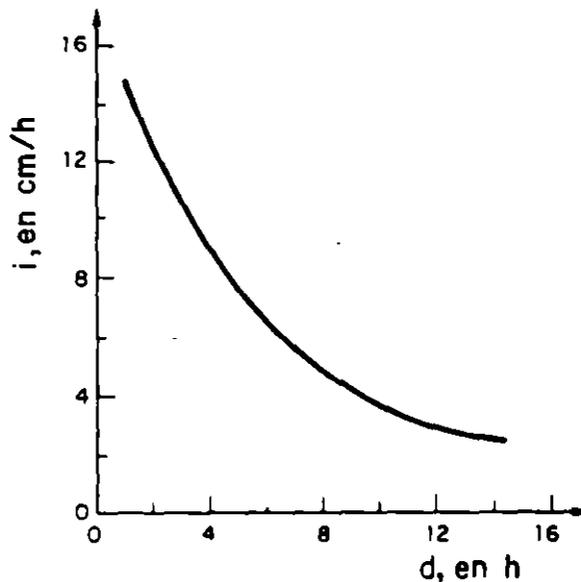


Fig 3.57a Curva $i-d-T_r$

Solución

1) Con los datos de tipo y uso del suelo se obtiene el valor de N , empleando la tabla 3.11

$$N_1 = 52$$

$$A_1 = 0.28(21.5) = 6.02 \text{ km}^2$$

$$N_2 = 60$$

$$A_2 = 0.64(21.5) = 13.76 \text{ km}^2$$

$$N_3 = 100$$

$$A_3 = 0.08(21.5) = 1.72 \text{ km}^2$$

utilizando la ec 3.22

$$N = \frac{N_1 A_1 + N_2 A_2 + N_3 A_3}{A_c} = \frac{52(6.02) + 60(13.76) + 100(1.72)}{21.5} = 61$$

La corrección por lluvia antecedente es de tipo B, según la tabla 3.12, e interpolando se obtuvo un factor de 1.29 entonces

$$N = 1.29(61) = 78.6$$

2) Se elige una duración de la lluvia, por ejemplo 6.67 h

3) El periodo de retorno es de 10 años

4) Se calcula la lluvia total P con ayuda de las curvas $i-d-Tr$, fig 3.57a. De esta se obtiene que para $d = 6.67$ h la $i = 6$ cm/h, por tanto

$$P = id = 6(6.67) = 40.02 \text{ cm}$$

5) Como la estación base está dentro de la cuenca

$$P = P_b$$

$$P_e = P_{e_b}$$

La lluvia efectiva en la estación base se obtiene con la ec 3.23

$$P_e = \frac{\left[\frac{40.02 - \frac{508}{78.6} + 5.08 \right]^2}{40.02 + \frac{2032}{78.6} - 20.32} = 32.8 \text{ cms}$$

Entonces los factores de escurrimiento y climático, según las ecs 3.119 y 3.120, están dados por

$$X = \frac{P_{e_b}}{d} = \frac{32.8}{6.67} = 4.92$$

$$Y = 2.7 \frac{P_b}{P_{e_b}} = 2.78$$

6) Se obtiene el tiempo de retraso con la ec 3.122

$$t_R = 0.0050 \left(\frac{10000}{\sqrt{1.3}} \right)^{0.84} = 1.67 \text{ h}$$

Con ayuda de la fig 3.30 se estima el factor de reducción de pico, para $d/t_R > 2$ se tiene que $Z = 1.0$

7) De acuerdo con la ec 3.121 el gasto pico vale

$$Q_p = XYZ A_c = 4.92(2.78)(1.0)(21.5) = 294.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los resultados obtenidos con este procedimiento para otras duraciones de la tormenta se presentan en la tabla 3.41

TABLA 3.41 Resumen de los cálculos realizados para obtener el gasto de diseño con el método de Chow.

d, en h	l, en cm/h	P=P _b , en cm ^b	Pe=Pe _b , en cm ^b	d/t _R	X	Y	Z	Q ₃ en m ³ /s
2.00	13.0	26.00	19.23	1.20	9.62	2.78	0.70	402.49
3.00	10.8	32.40	25.38	1.80	8.46	2.78	0.94	475.32
3.20	10.4	33.28	26.23	1.92	8.20	2.78	0.98	480.31
3.50	9.8	34.30	27.22	2.10	7.78	2.78	1.00	465.01
4.00	8.8	35.20	28.09	2.39	7.02	2.78	1.00	419.59
6.67	6.0	40.02	32.79	3.99	4.92	2.78	1.00	294.07

Como el gasto base se considera nulo el gasto de diseño para un periodo de retorno de 10 años es

$$Q = 480.31 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.8.14 Ejemplo 14 Tránsito de la avenida a través de un vaso

Se pide transitar la avenida que se muestra en la fig 3.58, los datos de que se dispone son los siguientes

- Hidrograma de entrada al vaso, ver fig 3.58
- La elevación inicial del nivel del agua en el vaso es la 68.8 m.
- El gasto de salida por la obra de excedencias al presentarse la avenida es igual a cero.
- El gasto de salida por la obra de toma se considera igual a cero

- e) Curva elevaciones-volúmenes de almacenamiento, ver fig 3.59
- f) Curva elevaciones-gastos de salida de la obra de excedencias, ver fig 3.59
- g) El Δt seleccionado fue de 4 horas

Solución

En las tablas 3.42 y 3.43 se indican los resultados obtenidos de acuerdo con el procedimiento descrito; en la fig 3.58 se muestra el hidrograma de salida, los valores utilizados para dibujar el hidrograma anterior están indicados en la columna 7 de la tabla 3.43

TABLA 3.42 Cálculo de la curva $2V/\Delta t + O$ contra O , utilizada en ejemplo 14, ver fig 3.60

Elevación h, en m	Almacenamiento V, en millones de m ³	$2V/\Delta t$, en m ³ /s	Descarga O, en m ³ /s	$2V/\Delta t + O$, en m ³ /s
50	0	0	0	0
55	35	4861	0	4861
60	100	13888	0	13889
65	180	25000	0	25000
70	315	43750	250	44000
75	485	67500	2600	70100
80	700	97000	6000	103000
85	960	146000	10500	156500
90	1260	215500	13600	229100

3.8.15 Ejemplo 15 Tránsito de la avenida a través de un vaso, método numérico.

El tránsito de la avenida se efectuó utilizando el método numérico; los datos que se emplearon fueron

- a) Hidrograma de entrada al vaso, ver fig 3.61
- b) La elevación inicial del nivel del agua en el vaso es la 68.8 m
- ~~c) El gasto de salida por la obra de excedencias al presentarse el hidrograma de entrada es igual a cero~~
- d) El gasto de salida por la obra de toma se consideró igual a cero
- e) Curva elevaciones-volúmenes de almacenamiento, ver fig 3.59
- f) Curva elevaciones-gastos de salida de la obra de excedencias, ver fig 3.59

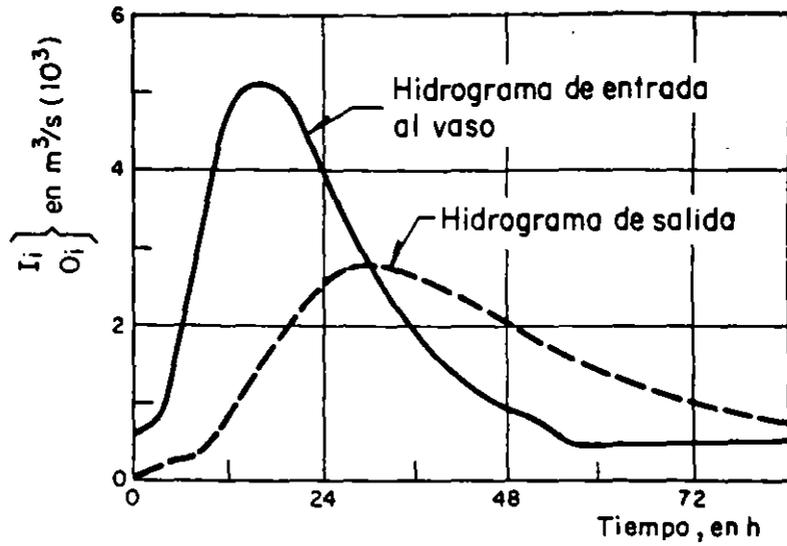


Fig 3.58 Hidrograma de entrada al vaso e hidrograma de salida obtenido al realizar el tránsito, utilizando el método semigráfico

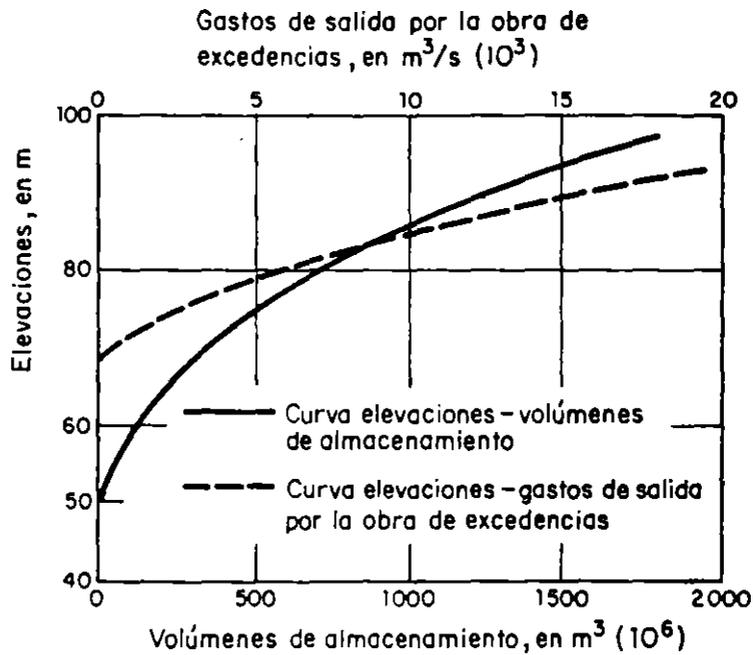


Fig 3.59 Curvas elevaciones - gasto de salida por la obra de excedencias y elevaciones - volúmenes de almacenamiento

TABLA 3.43 Hidrograma de salida obtenido del tránsito de la avenida, utilizando el método semigráfico.

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Día	t, en horas	i	I_1 , en m^3/s	$I_{1+1} + I_1$, en m^3/s	$\frac{2V_1}{\Delta t} - O_1$, en m^3/s	$\frac{2V_{1+1}}{\Delta t} + O_{1+1}$, en m^3/s	O_1 , en m^3/s
21							
	0	1	500	1320	38194	39514	0
	4	2	820	3640	39114	42744	200
	8	3	2820	7720	42294	50014	230
	12	4	4900	10040	48414	58454	800
	16	5	5140	10040	55394	65434	1530
	20	6	4900	8800	61194	69994	2120
	24	7	3900	7200	64894	72094	2550
22							
	4	8	3300	5700	66494	72194	2800
	8	9	2400	4320	66594	70914	2800
	12	10	1920	3360	65614	68974	2650
	16	11	1440	2540	64074	66614	2450
	20	12	1100	2040	62094	64134	2260
	24	13	940	1760	60134	61894	2000
23							
	4	14	820	1320	58134	59454	1880
	8	15	500	1000	56374	57374	1540
	12	16	500	1000	54534	55534	1420
	16	17	500	1000	53034	54034	1250
	20	18	500	1000	51734	52734	1150

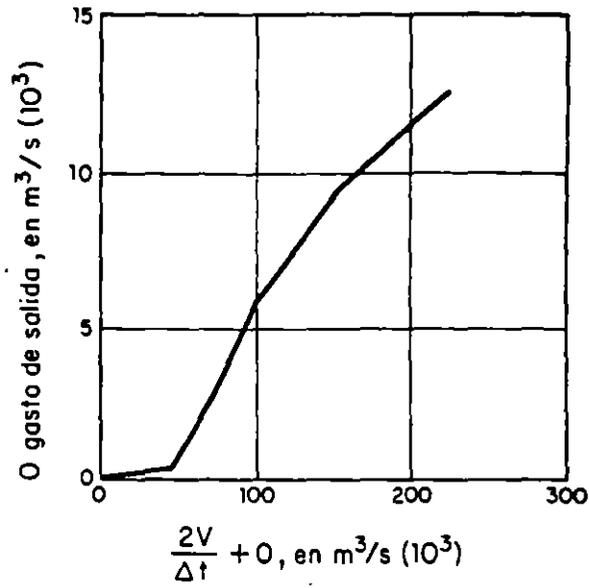


Fig 3.60 Curva $\frac{2V}{\Delta t} + O$ contra O

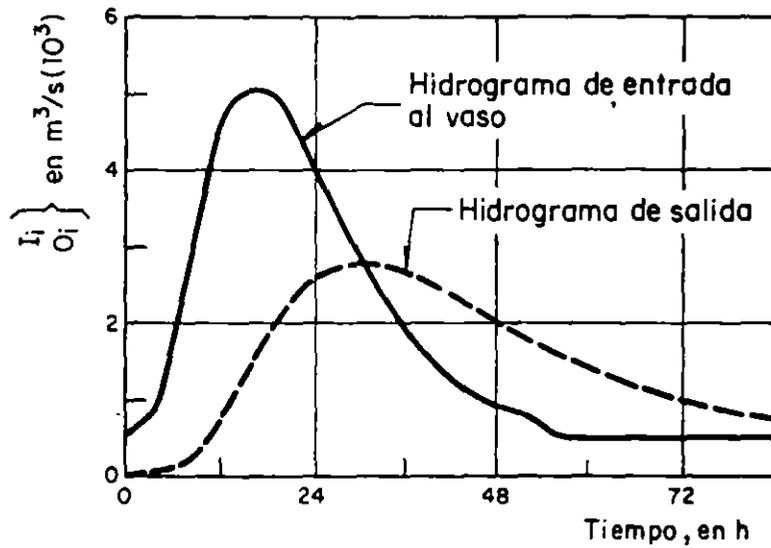


Fig 3.61 Hidrograma de entrada al vaso e hidrograma de salida obtenido al realizar el tránsito, utilizando el método numérico

g) El At seleccionado fue de 4 horas

Solución

En la tabla 3.44 se indica el resultado obtenido de acuerdo con el procedimiento descrito y en la fig 3.61 se muestra el hidrograma de salida obtenido.

TABLA 3.44 Hidrograma de salida obtenido del tránsito de la avenida utilizando el método numérico.

Día	t, en h	Volumen, en m ³ (10 ⁶)	Elevación, en m	Entrada, en m ³ /s	Salida, en m ³ /s
21					
	0	275.0	68.8	500	0
	4	279.2	69.2	820	58.8
	8	303.8	69.8	2820	187.8
	12	353.2	71.1	4900	778.6
	16	408.7	72.8	5140	1545.0
	20	454.0	74.1	4900	2171.6
	24	482.9	74.9	3900	2571.1
22					
	4	496.1	75.3	3300	2775.1
	8	496.8	75.3	2400	2787.1
	12	488.6	75.1	1920	2657.6
	16	475.9	74.7	1440	2473.6
	20	460.1	74.3	1100	2255.3
	24	443.9	73.8	940	2031.9
23					
	4	428.8	73.3	820	1823.6
	8	413.6	72.9	500	1612.6
	12	399.0	72.5	500	1411.7
	16	387.1	72.1	500	1247.1
	20	377.4	71.8	500	1112.2
	24	369.4	71.6	500	1001.7

3.8.16 Ejemplo 16 Método de Muskingum

El poblado de la fig 3.62 se inunda cuando el gasto en el sitio B llega en algún momento a ser del orden de $70 \text{ m}^3/\text{s}$. Diga si el poblado se inunda cuando en el sitio A se presenta el hidrograma mostrado en la fig 3.63 .

Se sabe que en el pasado se registraron en las sitios A y B las avenidas que se muestran en la fig 3.64 .

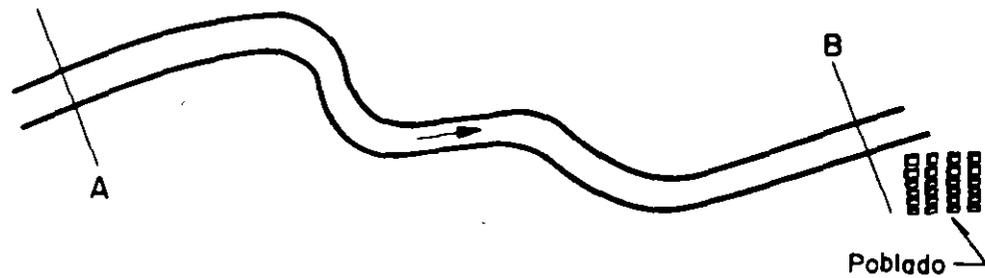


Fig 3.62 Tramo del río en estudio

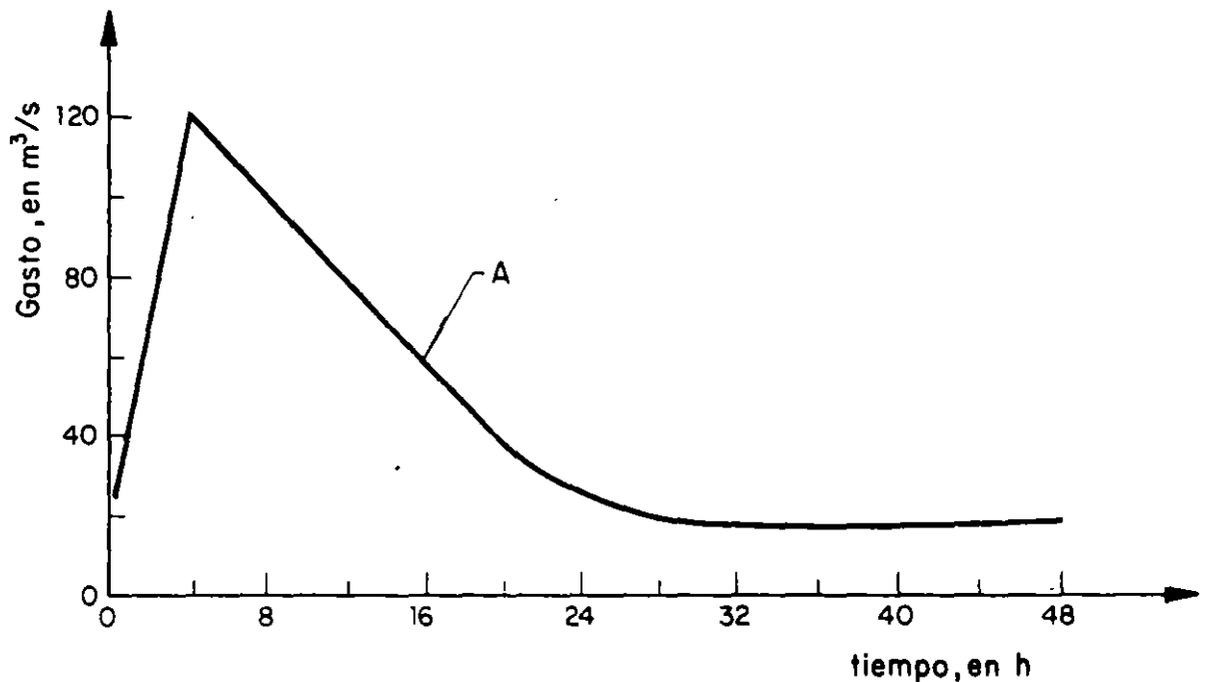


Fig 3.63 Hidrograma en la sección A

Solución

1. Calibración del método

- a) A partir de los datos se elaboró la tabla 3.45, suponiendo $X = 0$, hasta la columna 9 inclusive,
- b) Se dibujaron los valores de la columna 6 contra los de la columna 9, ver fig 3.65a
- c) Se consideró que los trazos no se aproximan a una recta, por lo que se supuso $X = 0.3$ y se llenaron las columnas 10 a 12 de la tabla 3.45
- d) Se dibujaron los valores de la columna 6 contra los de la columna 12, ver fig 3.65b
- e) Se hizo otra aproximación porque resultó peor el ajuste al considerar $X = 0.3$ por lo que se usa $X = 0.2$ y se llenaron las columnas 13 a 15 de la tabla 3.45
- f) Se dibujaron los valores de la columna 6 contra los de la columna 15, ver fig 3.65c
- g) De acuerdo a lo observado en la fig 3.65 se considero que la mejor era la 3.65c ya que se tenía un buen ajuste a una recta, por lo que se toma X igual a 0.2 como el valor correcto
- h) El valor de K se obtuvo al calcular la pendiente de la recta (línea punteada de la fig 3.65c), a la que se aproximan todos los trazos; K resultó ser igual a 12.12 h
- i) Conocidas K y X se obtuvieron de las ecs 3.133 a 3.135 el valor de las constantes C_0 , C_1 y C_2 .

2. Aplicación del método de Muskingum

- a) Cálculo de las constantes C_0 , C_1 , y C_2 .

$$\Delta t = 4 \text{ h}, \quad K = 12.12 \text{ h}, \quad X = 0.2$$

$$KX - 0.5\Delta t = 12.12(0.2) - 0.5(4) = 0.42$$

$$KX + 0.5\Delta t = 12.12(0.2) + 0.5(4) = 4.42$$

$$K - KX - 0.5\Delta t = 12.12 - 12.12(0.2) - 0.5(4) = 7.70$$

$$K - KX + 0.5\Delta t = 12.12 - 12.12(0.2) + 0.5(4) = 11.70$$

$$C_0 = \frac{0.42}{11.70} = -0.04, \quad C_1 = \frac{4.42}{11.70} = 0.38, \quad C_2 = \frac{7.70}{11.70} = 0.66$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = -0.04 + 0.38 + 0.66 = 1.0$$

- b) Se usa la ec 3.142, los cálculos se encuentran resumidos en la tabla 3.46

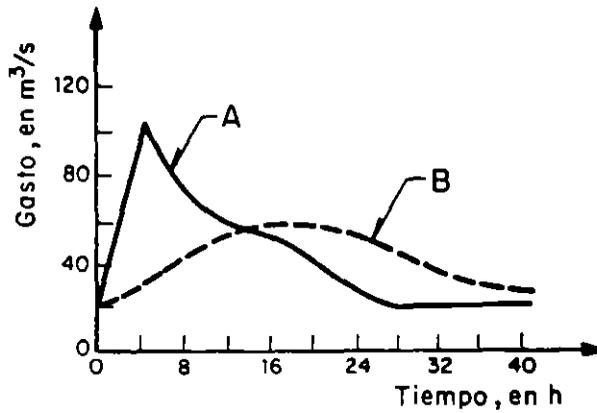


Fig 3.64 Hidrogramas conocidos en las secciones A y B

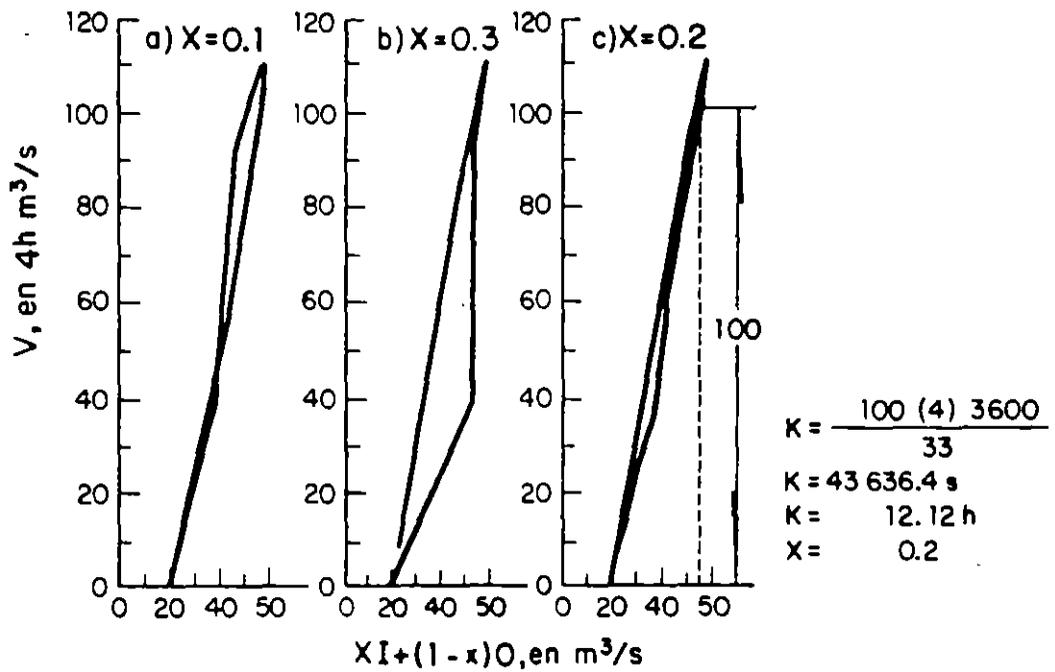


Fig 3.65 Relaciones entre el almacenamiento y los gastos

TABLA 3.45 Cálculos para la calibración tradicional

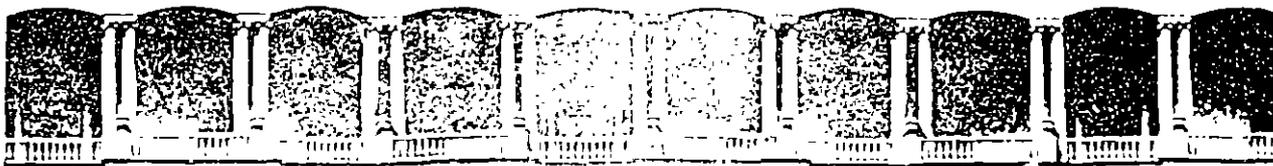
1	2	3	4	5	6	7	8	9
HORA	I, en m ³ /s	O, en m ³ /s	I-O, en m ³ /s	ΔV (4h) m ³ /s	almacenaje V (4h) m ³ /s	x = 0.1 XI (1-X)O		
						0.1I	0.9O	TOTAL
0	20	20	0	0.0	0.0	2.0	18.0	20.0
4	106	30	76	38.0	38.0	10.6	27.0	37.6
8	75	43	32	54.0	92.0	7.5	38.7	46.2
12	60	56	4	18.0	110.0	6.0	50.4	56.4
16	55	58	- 3	0.5	110.5	5.5	52.2	57.7
20	45	58	-13	- 8.0	102.5	4.5	52.2	56.7
24	30	54	-24	-18.5	84.0	3.0	48.6	51.6
28	20	47	-27	-25.5	58.5	2.0	42.3	44.3
32	20	37	-17	-22.0	36.5	2.0	33.3	35.3
36	20	31	-11	-14.0	22.5	2.0	27.9	29.9
40	20	27	- 7	- 9.0	13.5	2.0	24.3	26.3
44	20	24	- 4	- 5.5	8.0	2.0	21.6	23.6

X = 0.3 XI + (1-X)O			X = 0.2 XI (1-X)O		
0.3I	0.7O	TOTAL	0.2OI	0.8O	TOTAL
6.0	14.0	20.0	4.0	16.0	20.0
31.8	21.0	52.8	21.2	11.2	32.4
22.5	30.1	52.6	15.0	34.4	49.4
18.0	39.2	57.2	12.0	44.8	56.8
16.5	40.6	57.1	11.0	46.4	57.4
13.5	40.6	54.1	9.0	46.4	55.4
9.0	37.8	46.8	6.0	43.2	49.2
6.0	32.9	38.9	4.0	37.6	41.2
6.0	25.9	31.9	4.0	37.6	36.6
6.0	21.7	27.7	4.0	24.8	28.8
6.0	18.9	24.9	4.0	21.6	25.6
6.0	16.8	22.8	4.0	19.2	13.2

TABLA 3.46 Aplicación del método de Muskingum

J	HORA	INGRESO I_j , en m^3/s	$C_0 I_j$, en m^3/s	$C_1 I_{j-1}$, en m^3/s	$C_2 Q_{j-2}$, en m^3/s	EGRESO Q_j , en m^3/s
1	0	20	20.00
2	4	120	-4.80	7.60	13.20	16.00
3	8	100	-4.00	45.60	10.56	52.16
4	12	80	-3.20	36.00	34.43	69.23
5	16	60	-2.40	30.40	43.69	73.69
6	20	40	-1.60	22.80	48.63	69.83
7	24	30	-1.20	15.20	46.09	60.09
8	28	25	-1.00	11.40	39.66	50.06
9	32	20	-0.80	9.50	33.04	31.74
10	36	20	-0.80	7.60	27.55	34.35
11	40	20	-0.80	7.60	22.67	29.47
12	44	20	-0.80	7.60	19.45	25.25

De acuerdo con los valores que aparecen en la tabla 3.46 se observa que el máximo gasto de egreso (hidrograma en el sitio B) es $73.69 m^3/s$ por lo que SI SE INUNDARÁ EL POBLADO.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO II: HIDROLOGIA

TEMA INTRODUCCION AL ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

Presentado por : ING. OSCAR FUENTES MARILES
ING. JAVIER CARRILLO SOSA
1996

CAPITULO 1

INTRODUCCION AL ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

Este texto trata del **impacto ambiental**, el cual se define como la alteración favorable o desfavorable que experimenta el ambiente como resultado de la actividad humana o de la naturaleza. El estudio del **impacto ambiental** es una actividad diseñada para identificar y predecir la modificación de los componentes biogeofísico y socioeconómico del ambiente, para interpretar y comunicar información acerca de los impactos, así como la forma de atenuar o minimizar los adversos. Estos estudios son una herramienta para la toma de decisiones en la etapa de planeación y permiten seleccionar de las alternativas de un proyecto, la que ofrezca los mayores beneficios tanto en el aspecto socioeconómico como en el aspecto ambiental.

1.1 Impactos ambientales de las acciones humanas

El ambiente natural sufre continuos cambios incluso en ausencia del hombre. Esto puede ser sobre una escala de tiempo de cientos de millones de años, como la sumergencia de los continentes y la formación de las montañas; en una escala de decenas de miles de años, como la última edad del hielo y los cambios en el nivel de los mares que la acompañaron; sobre una escala de cientos de años, como la eutroficación natural y sedimentación de los lagos poco profundos; o en un periodo de unos cuantos años, como cuando una colonia de castores transforma tierra seca en un pantano. Algunos de estos cambios naturales son irreversibles, por ejemplo la eutroficación de un lago, mientras que otros son cíclicos como las estaciones del año, o transitorios como las sequías.

Además de las alteraciones ocasionadas por la naturaleza sobre el ambiente natural, se tienen los cambios producidos por la actividad humana. Cuando el hombre se dedicaba a la caza y recolección, el uso del fuego modificó algunos ambientes naturales; después, con la domesticación de los animales y la introducción de la agricultura, los efectos de sus acciones se extendieron por

todas partes conforme fueron formándose los primeros asentamientos humanos. Los efectos se incrementaron con el desarrollo de la industria, al reemplazar la fuerza muscular por la energía derivada de los combustibles fósiles. hasta que, desde hace algunas décadas, los impactos humanos han alcanzado una intensidad sin precedentes y afectan al mundo entero debido al vasto incremento poblacional y al mayor consumo de recursos per capita.

Al incrementarse el control del ambiente por el hombre, se crean conflictos entre los objetivos humanos y los procesos naturales. Para obtener mayor producción de alimentos, o con otros propósitos, el hombre modifica los flujos naturales de energía, rompe las cadenas alimenticias, simplifica los ecosistemas y usa grandes subsidios de energía para mantener el delicado equilibrio artificial. En algunos casos, estas actividades pueden crear ambientes que el hombre considera deseables, como por ejemplo las extensiones de terreno agrícola. Sin embargo, frecuentemente se presentan conflictos entre las estrategias que maximizan ganancias a corto plazo (5 a 10 años) y aquellas que maximizan los beneficios a largo plazo (50 años); las primeras traen como consecuencia la irreversible degradación ambiental. Se toma poco o nada en consideración dentro de la planeación económica acerca del lento deterioro del suelo, agotamiento de los acuíferos o la acelerada eutroficación de los cuerpos de agua.

Debido a que los ambientes naturales fluctúan con el tiempo, es difícil distinguir los cambios causados por el hombre. La construcción de una obra de ingeniería, cualquiera que sea, puede modificar el ambiente físico de muchas maneras, pero para poder comprender los cambios, es necesario tratar de predecir las condiciones que se tendrían en el lugar de no construirse la obra. Sin embargo, no es fácil evaluar las condiciones presentes, menos aún las tendencias futuras.

1.2 Problemática ambiental de los países en desarrollo

Es imperativo que cada región y área local haga el mejor uso de los recursos naturales sin causar daño o deterioro al ambiente, como por ejemplo, laterización, erosión, desertificación o propagación de enfermedades hídricas, como la fiebre tifoidea, disenteria, esquistosomiasis y hepatitis. La rotación de cultivos, que es una práctica común en muchas partes del trópico húmedo, puede usarse como ejemplo del deterioro de los procesos naturales. Esta práctica es ecológicamente aceptable siempre que permita tiempo adecuado para el ciclo de regeneración y mantenimiento de la fertilidad del suelo. En el pasado, los tabúes culturales, patrones de vida tradicionales, enfermedades y guerras, mantuvieron el sistema en equilibrio. Sin embargo, con la medicina moderna, la tasa de crecimiento poblacional se ha incrementado; la relación de población versus área habitada (densidad poblacional) ha aumentado, y el equilibrio original ha sido perturbado a tal grado que el ciclo de cultivo no permite la apropiada restauración de la fertilidad del suelo. En muchos casos, no hay un periodo de recuperación, y extensas áreas se han cubierto de vegetación secundaria convirtiéndose en inadecuadas para la agricultura.

Al tomar en cuenta el componente social del ambiente, los impactos pueden tener implicaciones de mayor importancia. Los efectos pueden manifestarse de varias maneras, por ejemplo, las tradiciones de una comunidad dependen de su estilo de vida; una vez que éste cambia, la organización social prevaleciente será debilitada y las tradiciones se perderán, como sucede en un programa de reacomodo como consecuencia de la construcción de una obra. Por otra parte, si una

comunidad continúa con algunas de sus actividades tradicionales después de puesta en operación la obra, puede afectarse la viabilidad del proyecto.

Finalmente, el desarrollo lleva a la adopción de nuevos estilos de vida, los cuales generan presiones sociales o tienen mayor impacto en el ambiente. Por ejemplo, las técnicas agrícolas avanzadas no son adoptadas por todos los campesinos debido a la falta de recursos económicos, por lo que las prácticas de agricultura tradicionales no pueden competir con las presiones del desarrollo. Los campesinos son desplazados y emigran de los poblados rurales hacia las ciudades, o a las montañas. En las ciudades, los inmigrantes magnifican los problemas de disposición de desechos, abastecimiento de agua, vivienda y desempleo. En las montañas, se talan árboles para vender madera y se quema la hierba para poder cultivar la tierra; estas tierras marginadas con grandes pendientes se cultivan sin técnicas apropiadas para la conservación del suelo, y la rápida erosión limita su productividad; adicionalmente, los cambios asociados con el flujo del agua y sedimentación reducen la capacidad útil de las presas construidas en estas cuencas.

Los problemas ambientales en los países en desarrollo son consecuencia de una deficiente planeación. Es por esto que los estudios de impacto ambiental son herramientas imprescindibles para una acertada planeación de los proyectos de desarrollo. En estos países se encara un dilema: la necesidad de una adecuada planeación ambiental es muy grande, pero los recursos humanos capacitados para participar en los estudios de impacto ambiental son muy escasos, y la falta de financiamiento, capacitación e infraestructura puede limitar las posibilidades de desarrollo. La simple transferencia de tecnologías empleadas en la actualidad en las naciones desarrolladas, incluyendo sus métodos para evaluar el impacto ambiental, no son el mejor medio para solucionar estos problemas.

1.3 Etapas de interés en los estudios de impacto ambiental

La experiencia en los países desarrollados y en desarrollo, sugiere que los efectos de los grandes proyectos regionales, como: presas, carreteras, puertos, etcétera, deben considerarse en tres etapas:

- a) Durante la preparación del sitio y construcción, en la que el ambiente es perturbado por la pesada maquinaria de movimiento de tierras, campamentos y caminos de acceso temporales. ~~Para los habitantes locales la calidad de vida es degradada por la generación de polvo y ruido.~~
- b) En el inicio de la operación de la obra. Pueden plantarse árboles y pasto, y pavimentarse los caminos; sin embargo, no hay duda de que un nuevo ambiente ha sido creado como consecuencia de la inundación del valle, rectificación de cauces, relocalización de rutas de tráfico, o de la liberación cotidiana de contaminantes al aire y agua, y
- c) Después de un periodo de varias décadas de operación la obra puede atraer industria secundaria, provocar un aumento significativo de la población y generar una serie de actividades humanas inesperadas. Después de 50 años, la estructura original será quizá obsoleta, y las modificaciones regionales ambientales podrían estar muy lejos de las que imaginaron los proyectistas.

IMPACTO AMBIENTAL

1.4 La dificultad de predecir

Cuando se concibe un proyecto entran en acción una cadena de eventos que modifican el estado del ambiente y su calidad. Por ejemplo, una carretera puede cambiar el aspecto del paisaje, afectar el hábitat de algunas especies y modificar así el sistema biológico entero en esa área. La misma carretera afecta el valor de la tierra, ambientes recreativos y a la economía regional. Estos factores están relacionados, así que el resultado neto es difícil de predecir. Sin embargo, aún cuando el proyecto no fuera realizado, el ambiente de todas formas estaría sujeto a:

- Gran variabilidad, por ejemplo, debida a los ciclos astronómicos diarios y anuales; variaciones del clima; ciclos ecológicos naturales y sucesiones;
- Tendencias irreversibles de origen natural, por ejemplo la eutroficación de los lagos; tendencias a largo plazo de la composición de los suelos, etcétera, y
- Tendencias irreversibles debidas a la combinación de factores naturales e inducidos por el hombre, por ejemplo, salinización de suelos, sobrepastoreo, etcétera.

Uno de los problemas para el asesor en los estudios de impacto ambiental, como lo indica la Figura 1.1, es identificar los varios componentes del cambio ambiental debido a las influencias interactuantes del hombre y la naturaleza.

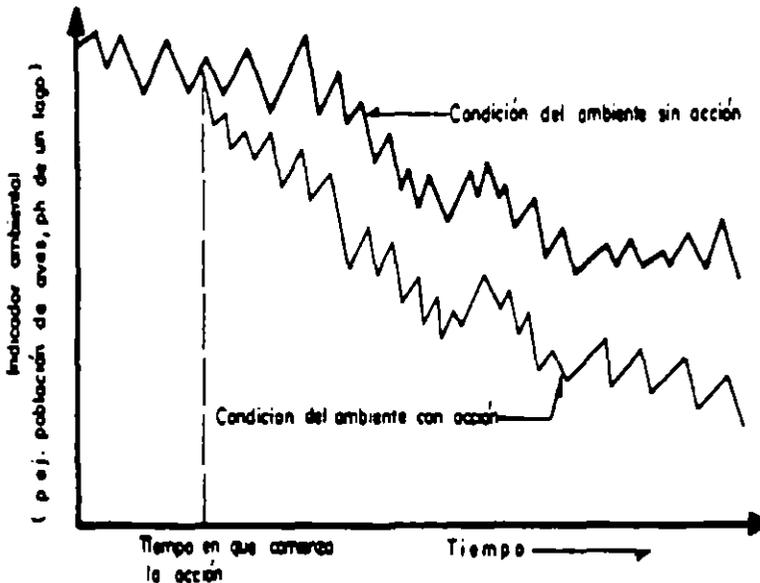


Figura 1.1 Estructura conceptual para la evaluación de los cambios ambientales.

La predicción de los impactos sobre el ambiente requiere modelar las acciones de la actividad a estudiar e inferir las respuestas antes de llevar a cabo la acción. La predicción ahorrará costo, tiempo y daños en el ambiente.

La ingeniería civil tiene como objetivo la transformación de la naturaleza en obras de servicio colectivo, lo que implica el uso de los recursos naturales. Una de las más importantes justificaciones para tratar de predecir las modificaciones ambientales como resultado de los proyectos de desarrollo es que, a pesar de los avances en la ciencia y la tecnología, seguimos dependiendo irrevocablemente de la energía de los sistemas naturales. Estos sistemas suplen nuestras necesidades de alimento, respiración y fuentes de agua. La administración de recursos tales como la agricultura y los terrenos forestales, las aguas provenientes de ríos y otras fuentes, las regiones urbanas e industriales, etcétera, modifican la provisión de nutrientes, alteran el paisaje y el ciclo hidrológico, difunden contaminantes, alteran la dinámica de las poblaciones de especies, desde las formas más elementales de las plantas y animales hasta las comunidades humanas. Si no entendemos el funcionamiento y las interacciones entre los sistemas que en conjunto constituyen la Tierra, no será posible administrarlos aprovechando al máximo los beneficios que de ellos pueden derivarse.

La predicción de los impactos sobre el ambiente puede estar basada en el juicio profesional, experiencia, evidencia experimental o modelos cuantitativos. La predicción debe indagar la naturaleza, magnitud, duración, extensión, nivel de confianza y certidumbre de los impactos predichos.

No existe un método óptimo de predicción que pueda ser usado en todos los problemas: la selección del método depende de los recursos disponibles. Los métodos de predicción más usuales en los estudios de impacto ambiental son: modelos matemáticos y físicos, y la opinión de expertos.

Los modelos matemáticos se utilizan para predecir el impacto en la calidad del aire, agua y niveles de ruido, por ejemplo. Se han desarrollado diversos modelos simples que han sido probados y que se pueden aplicar cuando se tienen restricciones en costo y tiempo. Sin embargo, la predicción de algunos problemas requiere la construcción de modelos específicos.

La construcción de un modelo que represente un sistema es importante por diversos motivos. En primer término la construcción de un modelo exige dedicación, se deberá reunir información y conocimientos referentes al sistema y desplegarlos dentro del marco de un formato bien definido. Durante este proceso se identificarán los aspectos menos comprendidos, así como fallas en la información, y aquellos aspectos que requieren un estudio adicional.

Los modelos sirven además como elementos de comunicación, de inapreciable valor para sintetizar los conocimientos de muchas personas de distintas especialidades, a fin de enfocar problemas de naturaleza interdisciplinaria. Finalmente, así como la construcción y cuantificación de un modelo teóricamente válido es indicio de que por lo menos se ha logrado cierta comprensión del sistema y de la dinámica de su comportamiento, la incapacidad de construir un modelo de esta naturaleza posiblemente se deberá a una comprensión limitada del problema. Si la comprensión no es suficiente para permitirnos construir el modelo de un sistema, tampoco lo será para que podamos administrarlo.

Los modelos matemáticos formales Figura 1.2, a veces resultan muy teóricos, están basados en datos limitados o probablemente no han sido probados ampliamente en la práctica. Pueden requerir niveles altos de información, ser aplicables en situaciones específicas, resultar costosos y emplear mucho tiempo.

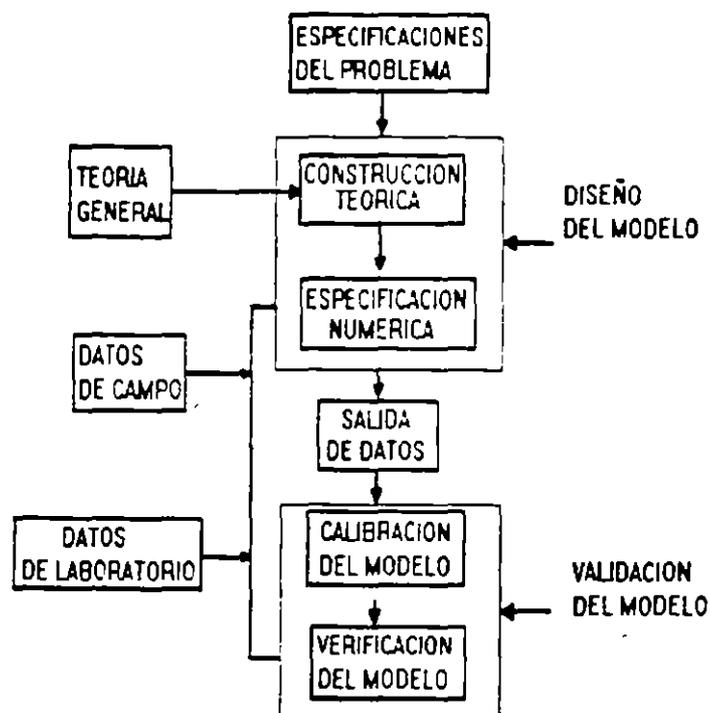


Figura 1.2 Modelos matemáticos

Los modelos físicos se desarrollan para predecir el transporte de contaminantes en el agua y aire bajo condiciones complejas, donde otros modelos no son confiables. El desarrollo de estos modelos puede resultar muy costoso y presentar problemas considerables al tratar de representar en forma acertada la situación real.

El juicio de expertos se puede requerir en conjunto con los modelos anteriores o cuando estos no sean factibles; resulta útil cuando la predicción es compleja. Esta predicción está basada en la interpretación de una persona o grupo de personas que no necesariamente cuentan con experiencia de situaciones similares al proyecto en cuestión.

En el siguiente apartado se proporcionan algunos ejemplos sencillos con respecto a la construcción de modelos matemáticos de calidad del ambiente.

1.5 Construcción de modelos matemáticos de calidad del ambiente

En forma simple el ambiente puede definirse como "lo que nos rodea". Sin embargo en términos de lo que involucra al impacto ambiental, se requiere una definición más específica. Ambiente puede ser definido como el conjunto de elementos naturales o inducidos por el hombre que interactúan en un lugar y tiempo determinados.

Para la construcción de modelos de calidad del ambiente se requiere delimitar el área específica de estudio o sistema (Figura 1.3). Un sistema se define como cualquier porción específica del universo que se selecciona para su estudio. El sistema puede ser la atmósfera de una ciudad, la porción de un río, un estrato de suelo, el volumen de material líquido contenido en el tanque de una planta de tratamiento, etcétera.

Considérese como sistema de estudio un lago en el que interesa saber en un tiempo t cualquiera, cuál es la cantidad de peces existente. Para responder a la pregunta se tendría que considerar lo siguiente: a) cuál es la cantidad que entra al sistema, b) la cantidad que sale, c) la cantidad que se produce y d) la cantidad de peces que se remueven del sistema.

Los peces que entran al sistema son los que transportan los arroyos que llegan al lago; los peces que salen del sistema incluyen aquellos que se pescan; finalmente, en el sistema los peces se reproducen y habría remoción cuando algún pez muriera y se degradara en el lago.

En el ejemplo anterior, para poder evaluar la cantidad de peces que se acumula en el lago, se utiliza el principio de conservación de la masa, el cual establece que lo que entra menos lo que sale del sistema es igual a lo que se almacena más o menos lo que se transforma. Para hacer un balance material el primer paso es dibujar la región del sistema que será analizada. En seguida se definen las fronteras a través de las cuales fluye la masa. En ingeniería esto se hace dibujando diagramas simplificados en los cuales se representa con bloques los reactores, tanques y sistemas naturales, y con líneas y flechas se indica el flujo de materia (Figura 1.3). Las fronteras del sistema se dibujan de modo que los cálculos puedan hacerse de la manera más simple posible. A continuación se escriben las ecuaciones de balance material para obtener las entradas, salidas o acumulaciones, o para demostrar que se ha tomado en cuenta todos los componentes comprobando que el balance material "cierra".

La ecuación de balance de masa en su forma más general es :

$$\text{Almacenamiento} = \text{entradas} - \text{salidas} + \text{producción} - \text{remoción}$$

ó

$$A = F_e - F_s + P - R$$

(1.1)

IMPACTO AMBIENTAL.

donde:

A = acumulación;

F_e = flujo entrante que cruza la frontera del sistema;

F_s = flujo saliente que cruza la frontera del sistema;

P = producción total = pV , siendo p la producción puntual y V el volumen del sistema, y

R = remoción total = rV , siendo r la remoción puntual.

Por ejemplo, si lo que se estudia es la masa en el sistema, el problema es que ésta no es constante a lo largo del tiempo. Si denominamos M la masa del sistema, se tendría.

$$\frac{\partial M}{\partial t} = F_e - F_s + P - R \quad (1.2)$$

Por otra parte se denomina concentración y se representa con χ , al cociente M/V , siendo V el volumen del sistema; entonces, para una dimensión la ecuación (1.2) puede escribirse:

$$\frac{dV\chi}{dt} = F_e - F_s + P - R \quad (1.3)$$

Estas ecuaciones expresan el **Principio de Conservación de la Masa**.

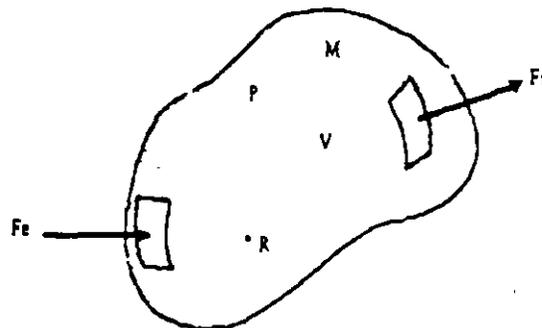


Figura 1.3 Principio de conservación de la masa en un sistema.

Problema Ejemplo 1.1

Las aguas pluviales de una ciudad son conducidas por la red de alcantarillado hasta un lago artificial. Los exámenes de laboratorio efectuados a las muestras de agua descargada indican que contiene plomo en forma disuelta y particulada cuyo origen está en la contaminación atmosférica. La forma particulada del plomo se sedimenta en el fondo y a corto plazo no está disponible a los peces, pero la forma disuelta sí lo está. La lluvia sobre el lago es despreciable, y la masa de plomo liberada del lodo del fondo a los organismos, es el 10% de la carga particulada anual. ¿Cuál es la acumulación anual de plomo en la biomasa, si la descarga anual de agua pluvial es de 10^8 litros con una concentración promedio de plomo de 0.25 mg/l. del cual 20% esta en forma disuelta? El sistema no tiene salidas (efluente) y no se permite la pesca.

Solución:

Del principio de conservación de la masa (ec.1.1), se tiene:

$$A = F_e - F_s - P - R$$

donde:

F_e = plomo disuelto + plomo particulado reciclado;

$F_s = 0$;

$P = 0$; y

$R = 0$.

Entonces,

$$A = F_e = 10^8 \frac{\text{L}}{\text{año}} (0.20) (0.25 \frac{\text{mg}}{\text{L}}) +$$

$$+ 10^8 \frac{\text{L}}{\text{año}} (1 - 0.20) (0.10) (0.25 \frac{\text{mg}}{\text{L}})$$

$$A = 7 \times 10^6 \frac{\text{mg}}{\text{año}}$$

que es la cantidad anual de plomo que se acumula en los organismos que habitan el lago

1.5.1 Sistema cerrado bien mezclado

La Figura 1.4 muestra un sistema cerrado, o sea que no tiene flujo entrante ni saliente, bien mezclado, que contiene un material radiactivo. A este sistema se le denomina comúnmente **Batch**.

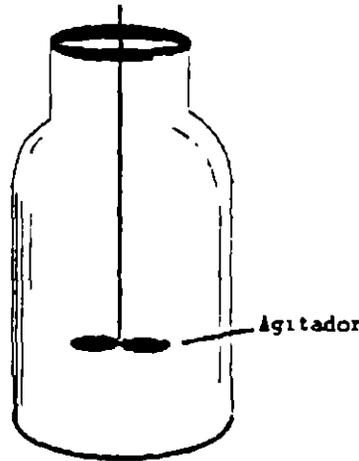


Figura 1.4 Sistema cerrado o batch

Si la concentración inicial del material radiactivo es χ_0 , se desea saber cuánto valdrá la concentración después de cierto tiempo. Aplicando el principio de conservación de la masa (ec 1.3) se tiene:

$$\frac{dV\chi}{dt} = F_i - F_o + P - R$$

donde F_i y F_o no existen, pues el sistema es cerrado, y no hay producción de material radiactivo en su interior. Entonces la ecuación (1.3) se escribe:

$$\frac{dV\chi}{dt} = -R = -rV \tag{1.4}$$

Por otra parte, por ser cerrado el sistema, el volumen es constante.

Se sabe que la degradación de un material radiactivo es proporcional a su concentración, es decir:

$$r_{\text{radiactivo}} = K_{\text{rad}} \chi \tag{1.5}$$

Sustituyendo la ecuación (1.5) en (1.4), se tiene:

$$\frac{Vd\chi}{dt} = -K_{\text{rad}} \chi V$$

$$\frac{dx}{dt} = -K_{rad}x$$

Integrando

$$\frac{dx}{x} = -K_{rad} dt$$

$$\int_{x_0}^x \frac{dx}{x} = -K_{rad} \int_{t=0}^t dt$$

$$\ln x \Big|_{x_0}^x = -K_{rad} t \Big|_{t=0}^t$$

$$\ln x - \ln x_0 = -K_{rad} t$$

$$x = x_0 e^{-K_{rad} t} \quad (1.6)$$

La representación gráfica de la ecuación (1.6) se presenta en la Figura 1.5, y muestra cómo al transcurrir el tiempo, la concentración de un material radiactivo en un sistema cerrado, bien mezclado se reduce exponencialmente.

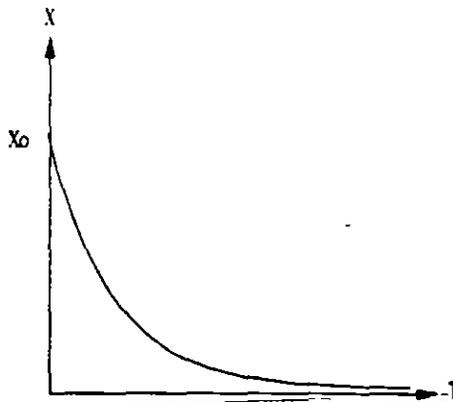


Figura 1.5 Representación gráfica de la ecuación (1.6)

1.5.2 Sistema bien mezclado, con entradas y salidas

Considérese ahora un sistema bien mezclado, con una entrada, una salida y con remoción de material radiactivo, como el mostrado en la Figura (1.6).

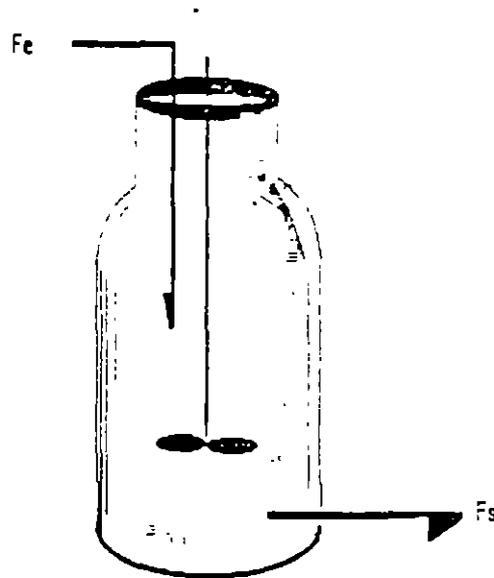


Figura 1.6 Sistema bien mezclado con entrada, salida y remoción de material radiactivo.

Como en el caso anterior, se desea conocer la concentración del material contaminante después de cierto tiempo.

Nuevamente, aplicando el principio de conservación de la masa, se tiene:

$$\frac{dxV}{dt} = F_e - F_s - P - R$$

En este caso, los flujos de entrada y salida pueden expresarse en función de los gastos respectivos, entonces:

$$F_e = Q_e x_e$$

$$F_s = Q_s x$$

siendo Q_e y Q_s los gastos de entrada y salida, respectivamente. Como en el caso anterior, la producción de material radiactivo en el sistema es nula. Así,

$$\frac{dxV}{dt} = Q_e x_e - Q_s x - K_{de} V x$$

como V es constante, esto implica que $Q_e = Q_s$ y $r = K_{de} x$, se tiene:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{Q_e x_e - Qx}{V} - K_{rad}x \quad (1.7)$$

Se denomina tiempo de retención y se representa con θ , al tiempo que tarda el material desde la entrada a la salida del sistema sin renovarse, y se expresa como:

$$\theta = \frac{V}{Q} \quad (1.8)$$

en términos de la expresión (1.8), la ecuación (1.7) queda

$$\frac{dx}{dt} + \frac{1}{\theta}(x - x_e) = -K_{rad}x$$

separando variables

$$\frac{dx}{dt} + x\left(\frac{1}{\theta} - K_{rad}\right) = \frac{x_e}{\theta}$$

haciendo un cambio de variable, se tiene:

$$a = \left(\frac{1}{\theta} + K_{rad} \right)$$

$$b = \frac{x_e}{\theta}$$

entonces

$$\frac{dx}{dt} = b - ax$$

integrando

$$\int_{x_0}^x \frac{dx}{b - ax} = \int_0^t dt$$

Haciendo $u = b - ax$ y completando la integral $du = -a dx$, se tiene :

$$-\frac{1}{a} \int_{u_0}^{b-ax} \frac{du}{u} = -\frac{1}{a} (\ln u) + \frac{1}{a} (\ln u_0) = -t$$

Multiplicando por -1 , sustituyendo variables y despejando la concentración

$$\frac{1}{a} (\ln u) - \frac{1}{a} (\ln u_0) = -t$$

$$\frac{1}{a} (\ln \frac{u}{u_0}) = -t$$

$$\ln \frac{u}{u_0} = -at$$

$$u = u_0 e^{-at}$$

$$b - ax = (b - ax_0) e^{-at}$$

$$x = \frac{(b - (b - ax_0) e^{-at})}{a} = \frac{b}{a} - \frac{(b - ax_0) e^{-at}}{a}$$

$$x = \frac{b}{a} (1 - e^{-at}) + x_0 e^{-at}$$

$$x = \frac{x_c}{\theta(\frac{1}{\theta} + K_{rad})} (1 - e^{-\frac{1}{\theta} + K_{rad} t}) + x_0 e^{-\frac{1}{\theta} + K_{rad} t}$$

$$x = \frac{x_c}{1 + K_{rad} \theta} (1 - e^{-\frac{1}{\theta} + K_{rad} t}) + x_0 e^{-\frac{1}{\theta} + K_{rad} t} \quad \dots (1.9)$$

Si inicialmente el frasco no contiene material radiactivo, entonces la concentración inicial es cero ($x_0 = 0$) y la representación gráfica de la ecuación (1.9) sería como la mostrada en la Figura 1.7

$$x = \frac{x_c}{1 + K_{rad} \theta} (1 - e^{-\frac{1}{\theta} + K_{rad} t}) \quad (1.10)$$

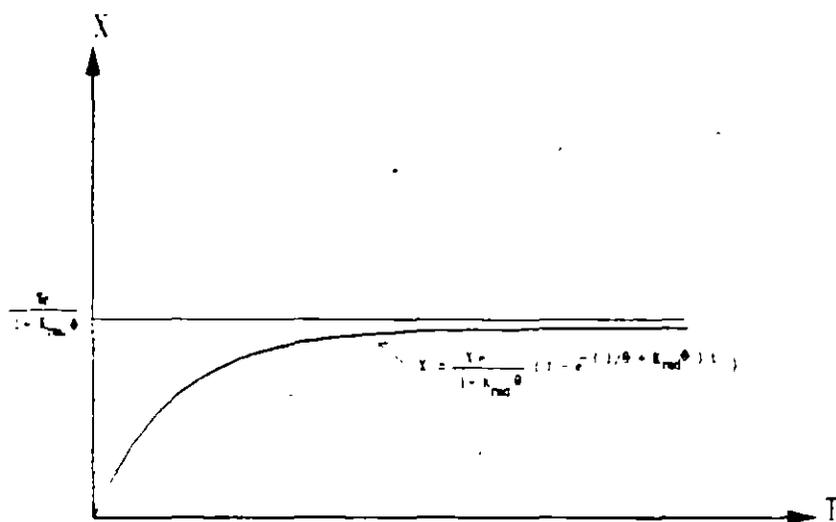


Figura 1.7 Representación gráfica de la ecuación (1.9)

Obsérvese que en la ecuación (1.10), cuando t tiende al infinito, la expresión entre paréntesis tiende a 1, y la concentración se dice que está en el equilibrio o estado estacionario

$$x = \frac{x_e}{1 + K_{rad} \theta} \quad (1.11)$$

El estado estacionario es ideal puesto que todos los sistemas cambian con el tiempo, pero tiene realidad física en términos de cantidades promedio.

Si el frasco contiene inicialmente material radiactivo, la representación gráfica de la ecuación (1.9) es como se muestra en la Figura (1.8).

Se entiende por **vida media** de una sustancia degradable, el tiempo que tarda en alcanzar una concentración igual a la mitad de la inicial. Entonces, si t_m es dicho periodo resulta de la ecuación (1.6)

$$t_m = - \frac{\ln \frac{x}{x_0}}{K_{rad}}$$

como

$$\frac{x}{x_0} = 0.5 \text{ es decir } \frac{x_0}{x} = 2,$$

entonces

$$t_m = \frac{\ln 2}{K_{rad}}$$

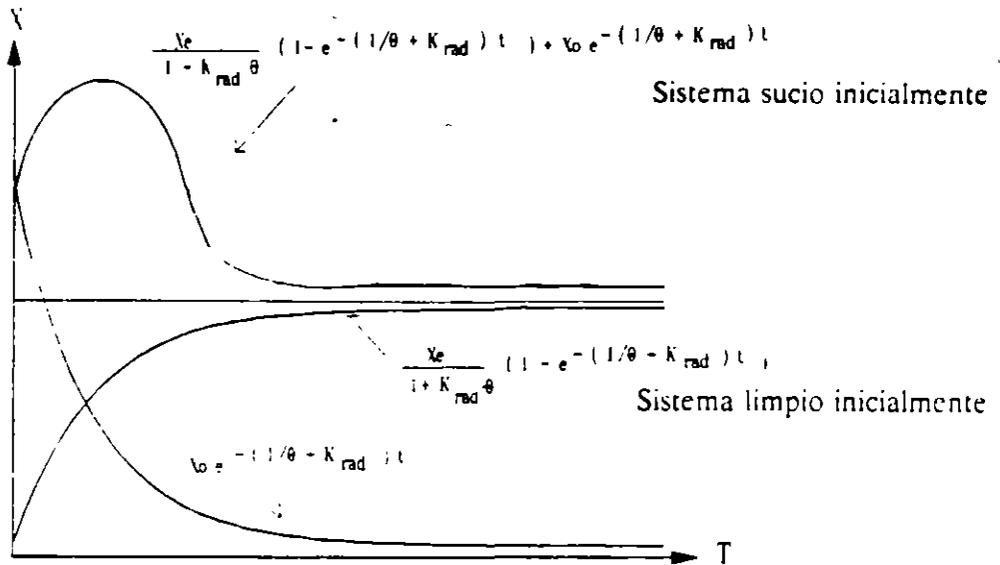


Figura 1.8 Representación gráfica de la ecuación (1.9) cuando el sistema no está limpio inicialmente.

$$t_m = \frac{0.693}{K_{rad}} \quad (1.12)$$

Problema Ejemplo 1.2

Una sustancia radiactiva que tiene una vida media de un día ($t_m = 1$ día) y una concentración de 10 mg/l se descarga continuamente en un pequeño estanque (Figura 1.9). El gasto influente es de 0.15 m³/s y el sistema no contiene material radiactivo inicialmente.

- a) ¿Cuánto vale la concentración en un frasco después de 5 días de haber tomado la muestra en la entrada del estanque?
- b) ¿Cuánto vale la concentración en el efluente 5 días después de iniciadas las descargas?
- c) Determinar la concentración en el efluente en condiciones de equilibrio o de estado estacionario

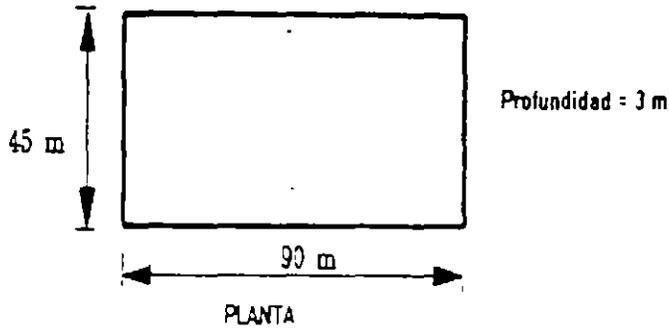


Figura 1.9 Estanque del problema 1.2

Solución:

a) Se trata de un sistema cerrado o Batch

$$x = x_0 e^{-K_{rad} t}$$

Se desconoce el valor de la constante de degradación del material radiactivo K_{rad} , sin embargo, se indica en los datos del problema que la sustancia radiactiva tiene una vida media de 1 día, entonces a partir de la ecuación (1.12)

$$K_{rad} = \frac{0.693}{tm} = \frac{0.693}{1} = 0.693 \text{ día}^{-1}$$

Aplicando la ecuación del sistema Batch, se tiene

$$x = 10 e^{-0.693 \cdot 1.5}$$

$$x = 0.313 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

- b) Asumiendo que el sistema es bien mezclado y que no se tiene material radiactivo inicialmente en el sistema, de la ecuación (1.8)

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{90 \times 45 \times 3}{0.15} = 81000 \text{ seg} = 0.94 \text{ día}^{-1}$$

Sustituyendo en la ecuación 1.10

$$x = \frac{10}{1 + (0.693)(0.94)} (1 - e^{-\frac{1}{0.94} - 0.693(1.5)})$$

$$x = 6.05 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

- c) Aplicando la ecuación del estado estacionario

$$x = \frac{x_e}{1 + K_{rad} \theta} = \frac{10}{1 + 0.693 (0.94)} = 6.05 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Al comparar el resultado obtenido en el inciso b) con el c), se observa que para propósitos prácticos 5 días fue el tiempo infinito.

1.5.3 Sistema de flujo pistón

Otro sistema ampliamente usado para modelar los procesos naturales es el reactor de flujo pistón. En él se asume que el flujo es unidireccional, la velocidad constante a lo largo del sistema y la dispersión despreciable, (Figura 1.10)

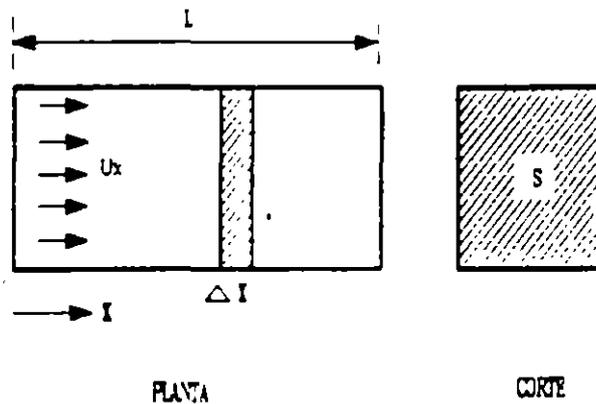


Figura 1.10 Flujo Pistón

Se usará el principio de conservación de la masa para desarrollar la ecuación básica del flujo pistón.

$$A = F_e - F_s - P - R$$

Asumiendo que el sistema opera en estado estacionario, entonces la acumulación es cero, es decir no hay variación de la masa con respecto al tiempo. Igualmente, la producción es cero. Sea S , la superficie de la sección transversal del reactor F_e y F_s , los flujos volumétricos de entrada y salida respectivamente, constantes a través del eje x .

Por otra parte $F_e = Q\chi_e$ y $F_s = Q\chi_s$, donde Q es el gasto hidráulico y u es la velocidad de la corriente de tal forma que $Q = uS$.

Considerando un pistón de longitud Δx como se muestra en la Figura 1.10, aplicando el principio de conservación de la masa, se tiene:

$$Q\chi_{e,x} - Q\chi_{s,x-\Delta x} - R = 0$$

Donde $R = rV = K_{rad} \chi V$, para un material radiactivo. Dividiendo por $s\Delta x$ y sustituyendo $Q = uS$, tenemos:

$$\frac{u(\chi_{e,x} - \chi_{s,x-\Delta x})}{\Delta x} - K_{rad} \chi = 0$$

haciendo que Δx se aproxime a cero y tomando el límite

$$\frac{u d\chi}{dx} + K_{rad} \chi = 0$$

ó

$$\frac{u d\chi}{dx} = -K_{rad} \chi$$

Integrando

$$\int_{\chi_e}^{\chi_s} \frac{d\chi}{\chi} = -\frac{K_{rad}}{u} \int_{x=0}^{x=L} dx$$

$$\ln \chi \Big|_{\chi_e}^{\chi_s} = -\frac{K_{rad}}{u} \times L$$

$$\ln \chi - \ln \chi_e = -\frac{K_{rad} L}{u}$$

$$\ln\left(\frac{\chi}{\chi_e}\right) = -\frac{K_{rad} L}{u}$$

$$\frac{\chi}{\chi_e} = e^{-K_{rad} \frac{L}{u}}$$

$$\chi = \chi_e e^{-K_{rad} \frac{L}{u}} \quad (1.13)$$

Problema ejemplo 1.3

Un canal recibe una descarga de un material radiactivo, con $K = 0.783 \text{ día}^{-1}$. La concentración del material radiactivo al mezclarse con las aguas del canal es de 3.75 mg/l . Considerando estado estacionario, calcular la concentración de dicho material a 1 km del lugar de descarga, Figura 1.11 El gasto de descarga es de $2.0 \text{ m}^3/\text{s}$ y el del canal es $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

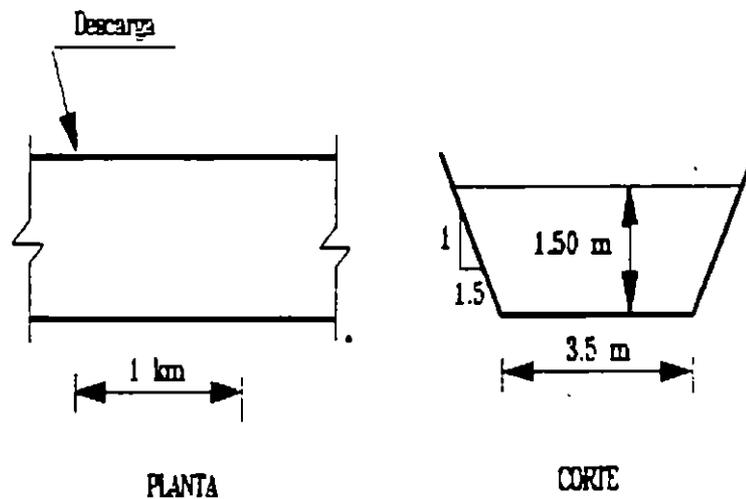


Figura 1.11 Canal del problema 1.3

Solución:

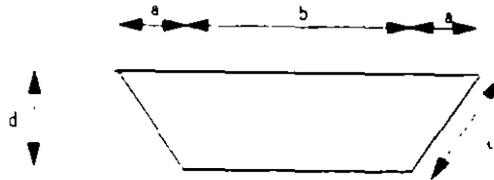
1. Se trata de un sistema flujo pistón cuya ecuación es

$$x = x_0 e^{-k_w \frac{L}{u}}$$

2. Cálculo de la velocidad media u en el canal

$$Q = Au, \quad \Rightarrow \quad u = \frac{Q}{A}$$

Donde A es el área hidráulica del canal



Corte transversal del canal del problema 1.3

$$A = \frac{(2a+b+b)d}{2} = d(a+b)$$

Pero el talud del canal se expresa por la relación de su proyección horizontal a su proyección vertical, es decir:

$$m = \frac{a}{d} \Rightarrow a = md$$

$$A = d(md+b) = md^2 + bd$$

Sustituyendo

$$A = (1.50)^2 + 3.50 \times 1.50 = 7.5 \text{ m}^2$$

$$u = \frac{(2+10)}{7.50} = 1.60 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 138240 \frac{\text{m}}{\text{día}}$$

3. Cálculo de la concentración a 1 km de la descarga

$$x = 3.75 e^{-0.783 \cdot \frac{1000}{15000}}$$

$$x = 3.73 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

1.5.4 Transferencia de gases

La transferencia de gases dentro y fuera del agua es una parte importante de los procesos naturales de purificación. La reposición del oxígeno perdido en la degradación bacteriana de desechos orgánicos es llevada a cabo por la transferencia de oxígeno del aire dentro del agua. Por otra parte, los gases transformados en el agua por procesos químicos y biológicos pueden ser transferidos del agua a la atmósfera. El conocimiento de los principios de transferencia de gases es esencial para entender estos procesos naturales.

Considérese el sistema simple mostrado en la Figura 1.12 en la cual un recipiente con líquido es sellado con un gas sobre él. Si el líquido es inicialmente puro con respecto al gas, las moléculas de gas migrarán a través de la interfase gas-líquido y se disolverán en el líquido. Aunque algunas moléculas de gas comenzarán a dejar el líquido regresando a la fase gaseosa, la reacción neta será hacia el líquido hasta que se alcance un estado de equilibrio. En este punto, el número de moléculas que salen del líquido es igual al número de moléculas que entran otra vez, y se dice que el líquido está saturado del gas. El equilibrio en este caso implica un estado estacionario dinámico, no un estado estático en el que todo movimiento de moléculas de gas se detendría una vez alcanzada la saturación.

Modelo matemático de la solubilidad

La solubilidad de un gas en equilibrio con un líquido se cuantifica con la ley de Henry y se expresa matemáticamente por

$$x = \frac{P}{H} \quad (1.14)$$

En la cual x es la fracción molar en equilibrio del gas disuelto a una atmósfera

$$x = \frac{\text{moles del gas (ng)}}{\text{moles de gas (ng) + moles del líquido (nl)}} \quad (1.15)$$

H es el coeficiente de absorción (constante de Henry, la cual es única para cada sistema gas-líquido), y P es la presión del gas arriba del líquido. Otros factores que afectan x son la temperatura (la solubilidad se incrementa conforme la temperatura decrece) y la concentración de

otros sólidos (la solubilidad decrece conforme se incrementan otros materiales disueltos en el líquido).

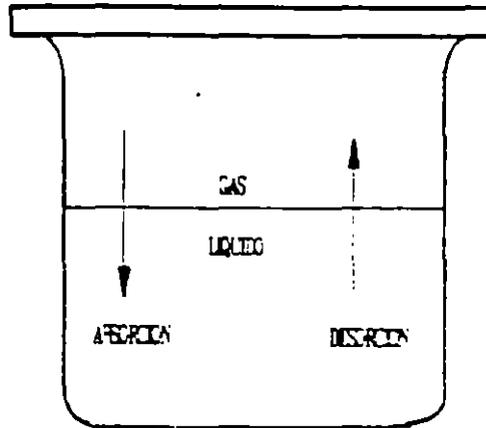


Figura 1.12 Contacto gas- líquido con transferencia de gas entre las dos fases

Si el espacio arriba del líquido es ocupado por una mezcla de gases, cada gas tendrá su propia fracción molar en equilibrio. De acuerdo con la Ley de Dalton, cada gas en una mezcla ejerce una presión parcial en proporción a su porcentaje por volumen en la mezcla; esto es ;

$$PV=(P_1+P_2+P_3+ \dots +P_n)V \quad \text{o} \quad P=\Sigma P_i$$

Sustituyendo en la ley de Henry, vemos que χ para el i ésimo gas en una mezcla es

$$\chi_i = \frac{P_i}{H_i} \quad (1.16)$$

En la cual χ_i , H_i , y P_i son, respectivamente, la fracción molar en equilibrio, coeficiente de absorción, y la presión parcial del i ésimo gas.

Los coeficientes de absorción o coeficientes de Henry varían sustancialmente con la temperatura, los valores de varios gases comúnmente encontrados en aguas naturales se muestran en el Cuadro 1.1.

Cuadro 1.1

T, °C	10 ⁻⁴ , atm/ fracción molar							
	Aire	CO ₂	CO	H ₂	H ₂ S	CH ₄	N ₂	O ₂
0	4.32	0.0728	3.52	5.79	0.0268	2.24	5.29	2.55
10	5.49	0.104	4.42	6.36	0.0367	2.97	6.68	3.27
20	6.64	0.142	5.36	6.83	0.0483	3.76	8.04	4.01
30	7.71	0.186	6.20	7.29	0.0609	4.49	9.24	4.75
40	8.70	0.233	6.96	7.51	0.0745	5.20	10.40	5.35
50	9.46	0.283	7.61	7.65	0.0884	5.77	11.30	5.88
60	10.10	0.341	8.21	7.65	0.1030	6.26	12.00	6.29

La conversión de la fracción molar en equilibrio x a concentración en equilibrio χ , se ilustra en el siguiente ejemplo.

Problema ejemplo 1.4

¿Cuál es la concentración de saturación de oxígeno en agua, cuando el agua está en contacto con aire a una atmósfera y a 20° C?
 Para gases ideales se cumple que:

$$\frac{V_i}{V_t} = \frac{P_i}{P_t}$$

El aire seco contiene un 21 % aproximadamente de oxígeno por lo tanto,

$$\frac{V(O_2)}{V_t} = \frac{P(O_2)}{P_t} = 0.21$$

De donde se obtiene la presión parcial del oxígeno

$$P(O_2) = 0.21P_t = 0.21 \times 1 \text{ atm} = 0.21 \text{ atm}$$

Por otra parte, a 20° C la constante de la ley de Henry para O₂ es 4.01 x 10⁴ atm fracción molar.

Entonces la fracción molar en equilibrio es .

$$\chi = \frac{P(O_2)}{H} = \frac{0.21}{4.01 \times 10^4} = 5.24 \times 10^{-6} \text{ fracción molar.}$$

Además, como una mol es igual a la masa dividida por el peso molecular, en un litro de agua se tiene :

$$n_{H_2O} = \frac{1000 \frac{gr}{l}}{18 \frac{gr}{mol}} = 55.6 \frac{mol}{l}$$

Así, la concentración de saturación en equilibrio x_s es:

$$x_s = 5.24 \times 10^{-4} (55.6) \times 32 \times 1000 = 9.3 \frac{mg}{l}$$

$$[\text{moles } O_2 / \text{moles } H_2O][\text{moles } H_2O / \text{litro}][\text{gr} / \text{mol } O_2][\text{mg} / \text{gr}] = [\text{mg} / \text{l}]$$

1.6 Ecosistemas e ingeniería

Antes de estudiar el impacto de las obras de ingeniería civil en el ambiente, es necesario entender cómo funciona éste normalmente, para que los impactos negativos producidos por las obras de ingeniería civil en todas las etapas de proyecto sean evitados o por lo menos mitigados.

Todas las formas de vida en la Tierra existen en una capa relativamente delgada de aire, agua y suelo circundante a la Tierra. Esta capa se denomina biosfera; en ella todas las partes interactúan y deben funcionar para preservar el sistema en su conjunto. La capa es de aproximadamente catorce kilómetros de espesor desde el fondo del océano a la parte baja de la atmósfera.

La ecología, del griego oikos, que significa casa o lugar donde se vive, es el estudio de los organismos con su ambiente y fue originada hace unos 100 años.

Para el estudio de la ecología necesitan conocerse conceptos como los que se introducirán a continuación:

Un grupo de individuos de una especie de organismos es llamado población y las poblaciones viviendo en una misma área forman una comunidad. La comunidad y el medio geofísico con el cual interactúan es un ecosistema. El conjunto de todos los ecosistemas conforman la ecosfera o biosfera.

Un ecosistema puede ser pequeño como una gota de agua o tan grande como nuestro planeta; los límites se seleccionan arbitrariamente de acuerdo con la conveniencia del estudio. Los ecosistemas se clasifican en acuáticos y terrestres; a su vez, los acuáticos pueden ser de agua dulce, estuarinos y marinos, y los terrestres se dividen en bosques, pastizales, desiertos y tundras.

1.6.1 Características de los ecosistemas

La fuente inicial de toda la energía usada por un ecosistema es el sol. Las plantas verdes captan la energía solar durante la fotosíntesis y la almacenan en forma química para uso subsecuente por las plantas mismas o por algún otro organismo que consume a las plantas. Las plantas son llamadas productores o autótrofos (autoalimentación), mientras que los organismos que comen plantas u otros organismos son llamados consumidores o heterótrofos (alimentación de otro). Los consumidores, a su vez, son subdivididos como se muestra en la Figura 1.13.

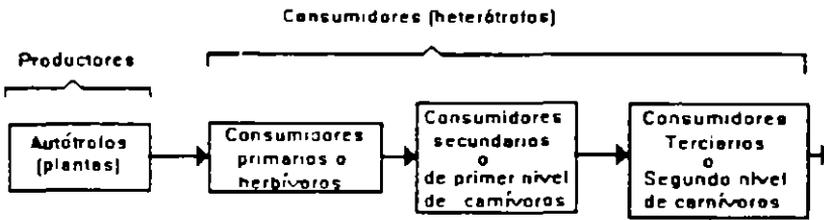


Figura 1.13 Niveles Tróficos

La descripción lineal de relaciones de alimentación mostrada en la Figura 1.13 es llamada cadena alimenticia y cada nivel es llamado nivel trófico. En cada nivel trófico es mayor la energía convertida a calor y raras veces se tienen 4 ó 5 niveles.

Un ejemplo de cadena alimenticia se muestra en la Figura 1.14.

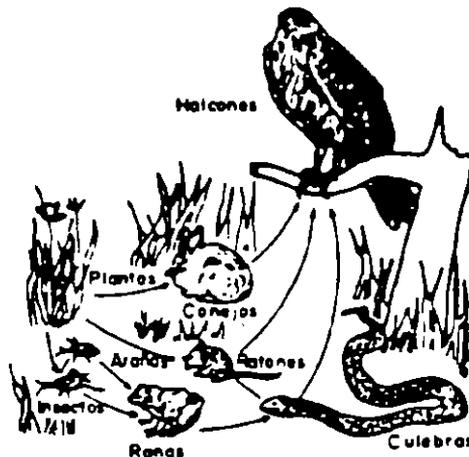


Figura 1.14 Ejemplo de cadena alimenticia.

Además de los productores y consumidores, la porción biótica (o viviente) de un ecosistema tiene también **microconsumidores** o **desintegradores**. Los desintegradores son principalmente bacterias y hongos; derivan su energía de los productos de desecho y de los organismos muertos en el ecosistema, y en este proceso hacen una invaluable tarea al convertir moléculas orgánicas complejas a simples formas inorgánicas para reúso de los productores.

La Figura 1.15 muestra el movimiento de energía y nutrientes (nitrógeno, fósforo, azufre, etc) a través de un ecosistema. Hay dos aspectos fundamentales que deben enfatizarse: el primero es que los nutrientes se mueven a través del ecosistema en forma cíclica (sin ser degradados en ninguna etapa, mientras son reciclados una y otra vez), el segundo punto es que la energía que fluye a través del ecosistema no sigue un camino cíclico sino que es un proceso en una sola dirección. La energía es empleada por organismos como combustible para su movimiento y crecimiento, y hay una pérdida subsecuente de energía en forma de calor. De este modo la energía es abastecida continuamente por el sol para mantener el sistema

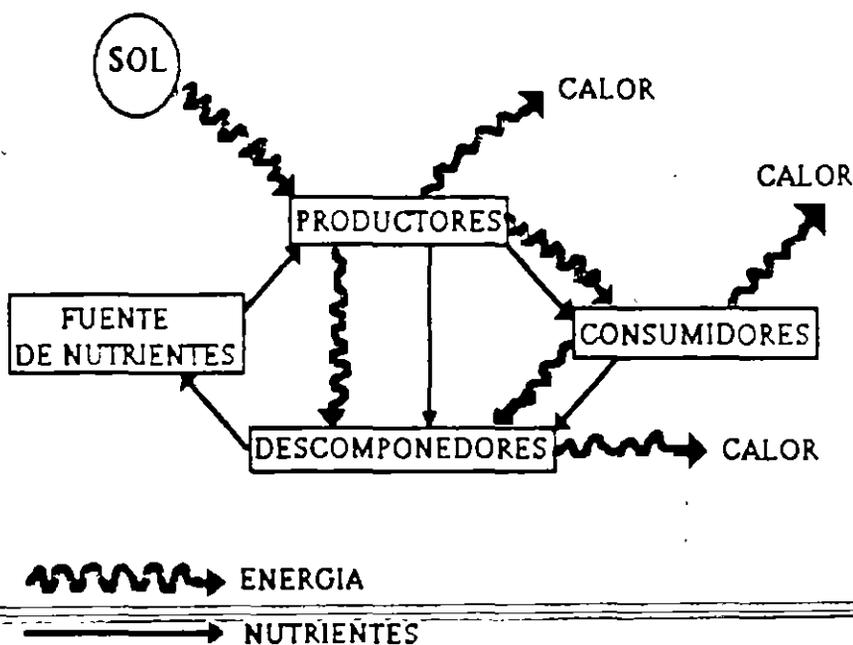


Figura. 1.15 Movimiento de energía y nutrientes.

Alrededor de 40 elementos son esenciales para la vida; los principales se listan en el Cuadro 1.2. Algunos de ellos se requieren en cantidades importantes, otros son necesarios en pequeñas cantidades ya que no juegan un papel básico en el metabolismo pero pueden inhibir a los organismos si no los tienen a su disposición

CUADRO 1.2

Categoría	Elemento	Símbolo	Algunas funciones conocidas
Nutrientes Principales	Hydrogeno	H	Universalmente requerido para compuestos orgánicos de células
	Carbono	C	
	Oxígeno	O	
Macronutrientes	Nitrógeno	N	Constituyente esencial de proteínas y aminoácidos.
	Sodio	Na	Importante con involucrado en la acción nerviosa.
	Magnesio	Mg	Cofactor de muchas enzimas tal como la clorofila
	Fósforo	P	Universalmente involucrado en reacciones de transferencia de energía y ácidos nucleicos
	Azufre	S	Encontrado en proteínas y otras sustancias importantes
	Cloro	Cl	Uno de los aniones más grandes
	Potasio	K	Importante con involucrado en conducción nerviosa y contracción muscular
Algunos micronutrientes (Elementos traza)	Calcio	Ca	Cofactor en enzimas, importante constituyente de membranas y regulador de su actividad.
	Boro	B	Importante en plantas, probablemente como cofactor de enzimas
	Silicio	Si	Encontrado abundantemente en muchas formas inferiores, tal como diatomeas
	Manganeso	Mn	Cofactor de muchas enzimas
	Hierro	Fe	Cofactor de muchas enzimas oxidativas, tal como hemoglobina
	Cobre	Cu	Cofactor de muchas enzimas oxidativas
	Zinc	Zn	Cofactor de muchas enzimas, como la ureasa

La Figura 1.16 muestra algunos ejemplos de actividades humanas que pueden afectar el funcionamiento de un ecosistema. La contaminación del aire perjudica a la salud del hombre, daña a las especies vegetales y animales, la superficie de los materiales y además reduce la cantidad de luz solar almacenada por los productores. Por otro lado, la combustión de combustibles fósiles incrementa el bióxido de carbono (CO₂) en la atmósfera lo que produce efectos sobre el clima; el uso de pesticidas altera también el balance de los ecosistemas. La descarga de desechos sin tratar dentro de los sistemas acuáticos aumenta la actividad de los descomponedores y sobrecarga el ecosistema con nutrientes, favoreciendo el crecimiento excesivo de los productores.

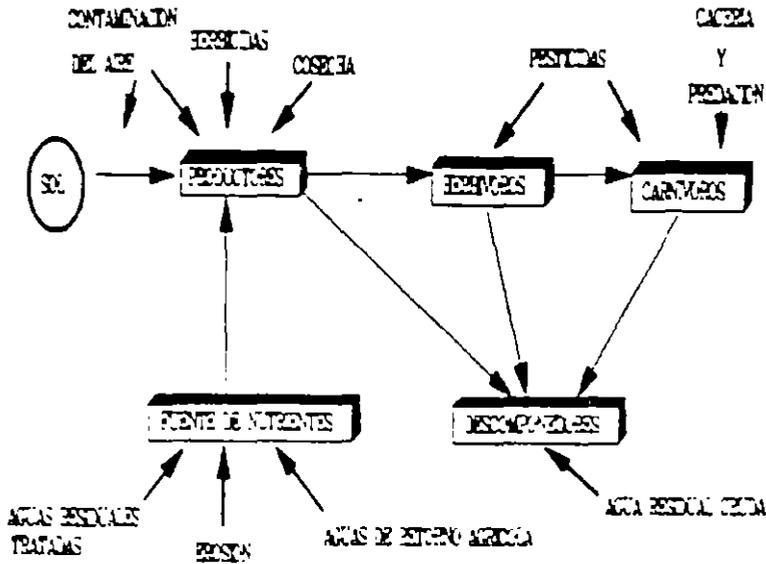


Figura 1.16 Actividades humanas que afectan el funcionamiento del ecosistema

Considérese como ejemplo de un ecosistema a un lago. En los ecosistemas acuáticos, los productores se consideran de dos tipos: plantas grandes que pueden estar enraizadas al fondo y pequeñas plantas que flotan libremente, normalmente algas, llamadas en general fitoplancton. El fitoplancton no es normalmente visible, aunque le dá al agua un color verdoso; es el principal productor del sistema almacenando energía y liberando oxígeno durante la fotosíntesis.

Los consumidores primarios son el bentos, o formas del fondo, y el zooplancton. El zooplancton son diminutos animales con poca o nula habilidad para el nado. Otros consumidores en el sistema son los peces (necton), insectos, hombre, etcétera, y una categoría llamada detritívoros que viven de los detritos orgánicos.

La descomposición de los organismos gracias a las bacterias y hongos, reincorpora nutrientes en el ecosistema, cerrando así el ciclo. Este sistema está balanceado, y es capaz de mantener el agua limpia sin sobrecarga de nutrientes o desechos. Desafortunadamente, conforme las actividades del hombre se concentran en las ciudades y su tecnología se vuelve más sofisticada, a menudo estos ecosistemas acuáticos son forzados a salir de balance y no desarrollan sus funciones apropiadamente. Las bacterias consumen la materia orgánica y el oxígeno, así el oxígeno disuelto en el agua se reduce por lo que está menos disponible para los peces y las bacterias aerobias. Las algas y el fitoplancton producen oxígeno durante las horas en las que hay sol; así, cuando el cuerpo de agua es presionado por las fuentes externas, la cantidad neta de oxígeno disuelto en el agua puede estar en exceso durante el día pero puede ser deficiente en la noche.

El ciclo de alimentación en un lago se muestra esquemáticamente en la Figura 1.17 y se llama ciclo acuático.

El ingeniero debe proteger estos sistemas y diseñar medidas para ello, auxiliándose con el uso de balances de materia y energía.

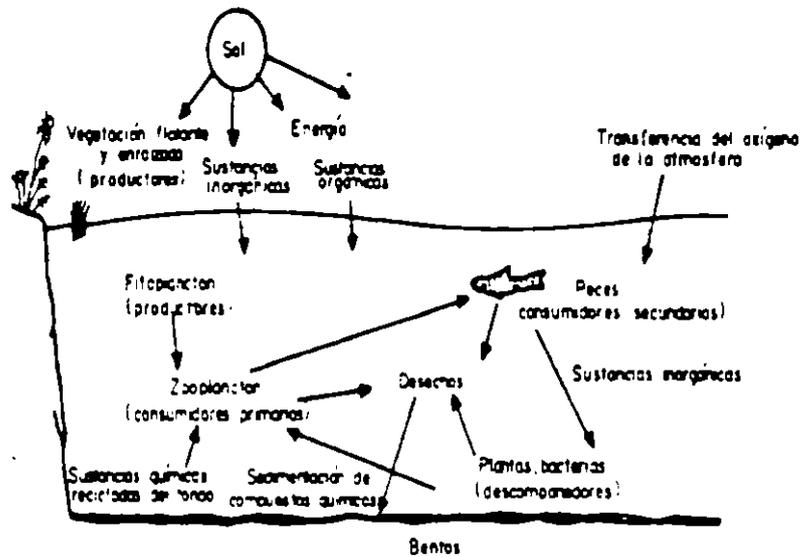
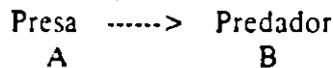


Figura 1.17 Ciclo de alimentación de un lago.

1.6.2 Tramas alimenticias y estabilidad de población

Para fines de estudio es conveniente introducir el concepto de **cadena alimenticias**. Cada eslabón en una cadena alimenticia está interconectado con muchas otras cadenas alimenticias y la compleja colocación de las relaciones de alimentación que resulta es llamada **trama alimenticia**. En ecología la estabilidad de una trama alimenticia se relaciona con su complejidad. Tramas alimenticias complejas tienden a ser estables, esto es, el número de individuos en cada población tiende a permanecer constante. Contrariamente, pequeñas perturbaciones en una trama muy simple causan mayores fluctuaciones en los tamaños de población de las especies, que pueden conducir a su extinción.

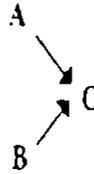
Considérese como ejemplo la siguiente cadena alimenticia de dos especies:



Si la población A decrece, su déficit podría atribuirse al consumo que hace de ella la población B, que también descendería como consecuencia. Como la población B decrece, la falta de predación podría causar un incremento súbito en la población A; en vista de que el abastecimiento de comida sería ahora más abundante, la población B podría también incrementarse. Sin embargo, en el punto donde la predación se incrementa podría causar en la población A una vez más un decremento. Sin embargo, aún cuando se trata de una situación precaria, los ciclos crecimiento - disminución de la

población tienden a estabilizarse al transcurrir el tiempo. El problema más grave sería que se llegue al agotamiento de alguna de las poblaciones citadas en el ejemplo, con la consecuente desaparición de la otra especie de la zona ya sea por mortandad o por emigración.

La pequeña trama siguiente es un poco más compleja; puede ayudar a compensar un cambio en una de las poblaciones. Por ejemplo, si la población A decrece, entonces la C puede cambiar sus modos alimenticios a la presa B, permitiendo que la población A se recupere.



La diversidad de poblaciones favorece la estabilidad del ecosistema, un número mayor de especies en una trama alimenticia contiene muchos eslabones conectando las especies.

Este concepto tiene muchas aplicaciones prácticas al hombre, por ejemplo un ecosistema agrícola es extremadamente simple y es muy vulnerable. Si no es manejado con cuidado, puede ser invadido rápidamente por malezas o insectos.

En consecuencia los sistemas ecológicos que tienen tramas alimenticias simples son muy vulnerables y por consiguiente son fácilmente alterables con acciones menores.

CASO ESTUDIO 1.1

Equilibrio ecológico y diversidad de artrópodos de un cafetal

En la región del Soconusco, el cafeto es tradicionalmente un cultivo mixto, plantado a la sombra de diferentes árboles, algunos de ellos son restos de selva, pero otros han sido introducidos con el propósito de dar sombra exclusivamente como el chalum y otros, para obtener algunos frutos como el cacao, varios cítricos y el plátano. Es decir que se han formado agroecosistemas mixtos con una variedad de especies vegetales; esto a su vez permite la existencia de una comunidad animal en la cual los artrópodos constituyen el grupo más abundante, siendo los más numerosos dentro de éstos los insectos, aunque también son comunes otros como las arañas. En estas condiciones, raramente llegaban a presentarse problemas fitosanitarios de verdadera importancia, por lo cual el uso de los plaguicidas era mínimo. Sin embargo, con la introducción de la roya y de la broca del cafeto se ha ido modificando paulatinamente el manejo de estos agroecosistemas, implantándose entre otras medidas de combate, el desombre y un incremento en el uso de insecticidas. Estas medidas empleadas en forma excesiva, trasformarán el cultivo mixto en un monocultivo y reducirán la diversidad de artrópodos, es decir que producirán un empobrecimiento de las especies de estos agroecosistemas. Debido a que está cambiando el manejo de los cafetales de la región, y se están

adoptando cada vez más las medidas señaladas, se realizó un estudio en un cafetal poco alterado con objeto de conocer:

- 1.- La diversidad de artrópodos que se encuentran sobre los cafetos, así como su abundancia relativa:
- 2.- La fluctuación poblacional de los grupos más comunes; y
- 3.- Las relaciones tróficas, especialmente las que hay entre los fitófagos y los depredadores más comunes.

Al momento de la publicación de esta investigación (1985) se había trabajado sólo en los dos primeros objetivos. Para esto se muestrearon cada dos semanas, dos cafetos utilizando una aspiradora de insectos D-VAC en combinación con la manta de una red de golpeo.

El material así colectado se mató por congelación y se separó para ser identificado a nivel de familias, cuantificando la abundancia de cada una de ellas. Aunque no se hizo la identificación de cada una de las especies, si se llevó un registro del número de especies diferentes de cada familia por muestra, con lo cual se logra obtener una aproximación del total de especies de cada familia.

Los resultados de un año de muestreos revelan que existe una gran diversidad de artrópodos, pues se han identificado 13 órdenes de insectos, 3 de arácnidos, 4 de ácaros y 1 de miriápodos. Estos pertenecen a un total de 234 familias, de las cuales 196 corresponden a insectos, 28 a arácnidos, 9 a ácaros y 1 a miriápodos. El mínimo de especies se estima en 432 para los insectos, 62 para los arácnidos, 12 para los ácaros y 1 de miriápodos, totalizando 507 especies para todos los artrópodos, aunque seguramente una vez que se hicieran todas las identificaciones aumentaría el número de especies.

Los grupos más diversos son los dípteros, los himenópteros, los homópteros, las arañas y los coleópteros.

En cuanto a su abundancia relativa los grupos más numerosos fueron los dípteros, homópteros, arañas, himenópteros, coleópteros y ocasionalmente tisanópteros.

Así pues, una gran parte de las especies de artrópodos encontradas son fitófagos, pero existe una gran proporción de depredadores y parasitoides (Figura 1.18), es decir existe una amplia gama de especies potencialmente reguladoras de las poblaciones de los fitófagos y de los demás grupos. Probablemente éste es uno de los factores que explican porque antes de la introducción de la broca, no existían insectos plaga de gran importancia para la cafecultura en el Soconusco.

Se sabe que la estabilidad de un ecosistema radica en buena medida en la diversidad de especies de su comunidad. Price (1975) cita casos en que el empobrecimiento de una comunidad ecológica produce una disminución en la estabilidad del ecosistema siendo esta inestabilidad la que favorece el desarrollo y la dominación de unas pocas especies, las cuales en el caso de los ecosistemas manejados por el hombre se convierten en plagas, caso común en los monocultivos.

Como se señaló, tanto el desombro como el incremento en la aplicación de insecticidas son medidas que empleadas exageradamente van a empobrecer el agroecosistema tradicional del café y se corren así riesgos serios de provocar desequilibrios, y consecuentemente propiciar la elevación al rango de plagas de especies que en la actualidad no perjudican económicamente a este cultivo. Es por ello que se subraya la importancia de la comunidad diversa, como una forma para prevenir el desarrollo de plagas, pues se considera junto con Riechert (1984) que el manejo integrado de plagas debe de hacer más énfasis en la prevención del desarrollo de los problemas, pues este aspecto con frecuencia es dejado de lado con el pretexto de que los problemas ya se encuentran desarrollados y lo que urge es solucionarlos.

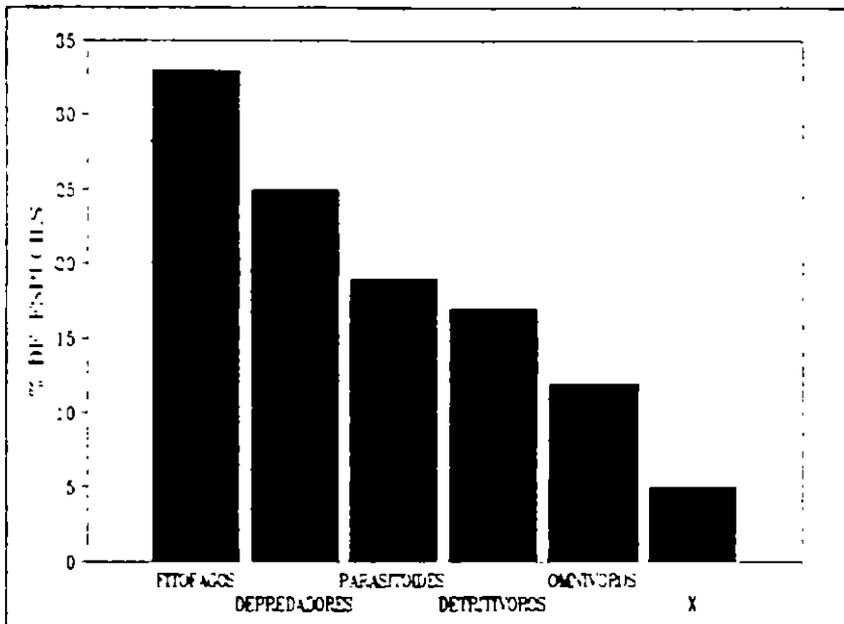


Figura 1.18 Composición de la comunidad de artrópodos colectados sobre las plantas de café en San José la Victoria, Tuxtla Chico, Chiapas, según sus hábitos alimenticios (x= Hábitos alimenticios desconocidos o de organismos que no se alimentan como adultos)

Referencias

Econoticias, septiembre de 1985 N.8.
Centro de Investigaciones Ecológicas del Sureste. San Cristóbal de las casas, Chiapas. México.

1.6.3 Ciclos Biogeoquímicos

El movimiento de varios nutrientes importantes a través de la biosfera es llamado ciclo biogeoquímico en virtud de que participan sistemas biológicos, geológicos y químicos. Se tratarán los ciclos del agua, dióxido de carbono y oxígeno, así como los ciclos del nitrógeno y fósforo. El carbono, oxígeno y nitrógeno tienen la atmósfera como reservorio primario. El suelo es la fuente primaria de los ciclos del fósforo y del azufre.

Ciclo Hidrológico

El agua es un recurso renovable que circula a través de la atmósfera; en este trayecto a veces se usa ineficientemente como cuando se desperdicia o cuando se contamina, lo que conduce a limitaciones en su uso. Aproximadamente el 97% del agua de la Tierra se encuentra en los océanos y es muy salina para la mayoría de usos. Sin embargo, el agua se distribuye también en lagos, ríos, glaciares, suelo y aguas subterráneas, las cuales se utilizan en la mayor parte de las actividades humanas.

El agua se evapora de los océanos y otros cuerpos de agua, también la transpiración de las plantas añade agua a la atmósfera. El vapor de agua se condensa y regresa a la tierra en forma de precipitación. El balance de agua es llamado ciclo hidrológico y se muestra en la Figura 1.19. Un modelo sencillo que representa el ciclo hidrológico y que se genera a partir del principio de conservación de la masa es:

$$A=P-I-E \quad (1.17)$$

donde:

- A es almacenamiento,
- P es precipitación,
- I es infiltración; y
- E es escurrimiento.

La ecuación puede hacerse más compleja si se incluyen los términos para nieve, evaporación, y transpiración. El sistema también se torna más complejo si se incluye la variabilidad del tiempo de cada uno de los puntos mostrados en la Figura 1.19.

Las dos fuentes primarias de agua para beber son el agua superficial y el agua subterránea. Alrededor del 95% del agua dulce del mundo se encuentra en el subsuelo; parte del agua subterránea no está disponible directamente para el consumo humano por estar contaminada por su contenido mineral, intrusión salina u otras razones. Actualmente, la contaminación del agua subterránea se considera irreversible debido al alto costo que implica su mejoramiento. Para mantener el balance del ciclo hidrológico deberá considerarse el uso racional del agua, así como las medidas necesarias para mantener su calidad.

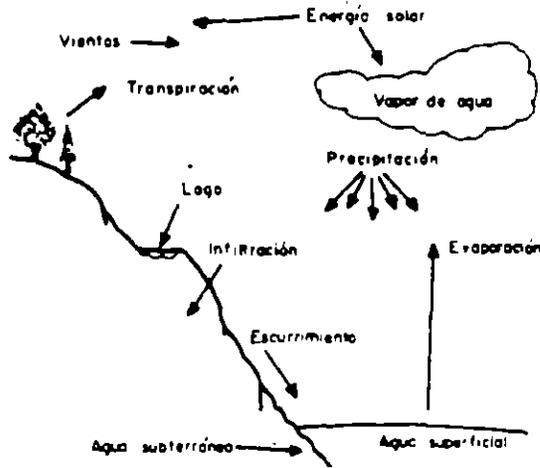


Fig. 1.19 Ciclo Hidrológico.

Problema ejemplo 1.5

Se estima que el volumen de un lago se incrementará después de una precipitación. La lamina de lluvia en un área de 3 km^2 de cuenca es de 4 centímetros. Si el 50% de la precipitación se infiltra a las aguas subterráneas, y 10% se almacena en ciertas áreas con depresión, ¿cuál es el incremento en el volumen del lago en litros? La precipitación directa en el lago es de 0.6×10^7 litros. Considérese que en el lago no hay infiltraciones hacia el agua subterránea.

Solución

De acuerdo con el principio de conservación de la masa:

$$\text{Aporte de la cuenca} + \text{Precipitación directa sobre el lago (No existen salidas)} = \text{Acumulación en el lago}$$

Se analizará el aporte de la cuenca

$$4 \text{ cm} - 4 \text{ cm} (0.50) - 4 \text{ cm} (0.1) = 1.6 \text{ cm}$$

$$\text{Aporte de la cuenca} = 1.6 \text{ cm} \left(\frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} \right) (3 \text{ km}^2) (1 \times 10^6 \frac{\text{m}^2}{\text{km}^2}) (1 \times 10^3 \frac{\text{litros}}{\text{m}^3})$$

$$\text{Aporte de la cuenca} = 4.8 \times 10^7 \text{ litros}$$

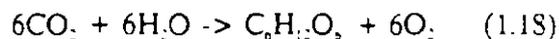
IMPACTO AMBIENTAL

Por tanto la acumulación en el lago es:

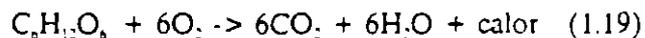
$$\begin{aligned}\text{Acumulación en el lago} &= 4.8 \times 10^7 \text{ litros} + 0.6 \times 10^8 \text{ litros} = \\ &= 4.86 \times 10^7 \text{ litros}\end{aligned}$$

Ciclos del carbono y oxígeno

Los ciclos del carbono y oxígeno están ligados porque el bióxido de carbono (CO_2) es un elemento que interviene en los procesos de respiración y fotosíntesis. La fotosíntesis es el proceso por el cual la luz del sol es almacenada por las plantas verdes como energía química; puede expresarse con la siguiente ecuación



El carbono, hidrógeno y oxígeno son transformados por las plantas verdes de bióxido de carbono (CO_2) y agua (H_2O) a moléculas orgánicas complejas. Estas moléculas se transfieren a la cadena alimenticia y abastecen de energía y materia a todas las formas de vida. La respiración es un proceso celular de quema de alimento para la obtención de energía, que se usa en actividades de generación de impulsos nerviosos y síntesis de proteínas, y construcción de nuevas células. La respiración puede expresarse con la ecuación



Otra definición de la respiración es la inhalación de oxígeno y exhalación de bióxido de carbono. Los desechos materiales eventualmente son degradados por los descomponedores a bióxido de carbono, agua y otras moléculas simples. Una fracción pequeña de carbono, hidrógeno y oxígeno se incorpora a los depósitos de combustibles fósiles. Debido a que este proceso toma varios siglos en ocurrir, los combustibles fósiles son llamados recursos no renovables.

La Figura 1.20 muestra los ciclos del carbono y del oxígeno. En la atmósfera el carbono se encuentra como bióxido de carbono. Este gas se forma de la combustión de combustibles fósiles y respiración y es usado por las plantas verdes en la fotosíntesis. Los carbonatos se forman en el agua cuando el bióxido de carbono se disuelve. Algunos de estos carbonatos eventualmente forman piedra caliza o arrecifes de coral. El oxígeno se produce por las plantas verdes durante la fotosíntesis y es utilizado en la respiración y en la combustión de materiales orgánicos u oxidación de otros materiales oxidables. Es un gas libre en la atmósfera y parte del agua.

El uso irracional de los combustibles fósiles origina un exceso de bióxido de carbono, gas que calienta la atmósfera y motiva el incremento en la temperatura

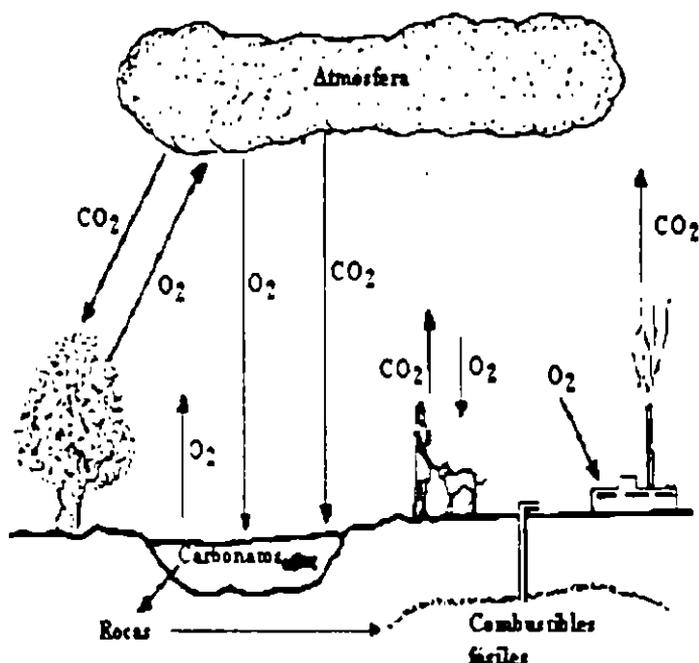


Fig. 1.20 Ciclos del Carbono y del Oxígeno.

El ciclo del Nitrógeno (N_2)

El nitrógeno juega un papel importante en muchos problemas ambientales. Como nutriente, el nitrógeno es esencial porque es el componente mayor de las proteínas, y la ausencia de proteínas en la dieta es la principal causa de desnutrición humana. El nitrógeno se usa en los fertilizantes artificiales lo que tiene implicaciones en la contaminación del agua. Además, durante la combustión se generan óxidos de nitrógeno los cuales son componentes principales del smog fotoquímico.

La atmósfera contiene en forma abundante el nitrógeno (alrededor del 79% del aire) pero en esta forma no puede ser utilizado directamente por las plantas. Parte del nitrógeno utilizado por las plantas es fijado del N_2 atmosférico por las bacterias fijadoras del nitrógeno, las que se encuentran en las raíces de leguminosas tales como el trébol y la alfalfa. Estas bacterias fijadoras del nitrógeno atmosférico N_2 lo oxidan a nitratos NO_3 los que son usados por las plantas. Este es un ejemplo de mutualismo donde las bacterias y las plantas viven juntas y con mutua ventaja. Las bacterias reciben energía de las plantas en forma de carbohidratos y las plantas reciben una fuente de nitrógeno. Las plantas que no tienen esta fuente de nitratos, lo obtienen directamente del suelo. Sin embargo, siembras constantes agotan el nitrógeno a menos que se sigan algunos mecanismos de recuperación, éste es el propósito de la rotación de cultivos. Las bacterias fijadoras del nitrógeno asociadas con los cultivos de legumbres mantienen la fertilidad del suelo sin el uso de

fertilizantes artificiales. Sin embargo, debido al incremento de la población a nivel mundial es difícil evitar el uso de fertilizantes artificiales, los cuales contribuyen a la contaminación del agua.

Actualmente en la Universidad Nacional Autónoma de México existe un Centro de Investigación sobre Fijación del Nitrógeno, donde se realizan estudios con el fin de aprovechar la fijación natural del elemento, utilizando a los microorganismos en lugar de fertilizantes artificiales.

La Figura 1.21 muestra el ciclo del nitrógeno. En él se puede observar que los nitratos (NO_3), o amoníaco (NH_3), son tomados por las plantas y usados en la síntesis de proteínas. Los productos de podredumbre y de excremento de los miembros de la cadena alimenticia son convertidos a amoníaco por las bacterias y hongos. Entonces las bacterias de los nitritos (nitrosomas) convierten el amoníaco a nitritos (NO_2), y las bacterias de los nitratos (Nitrobacter) convierten los nitritos a nitratos (NO_3). El nitrógeno retorna a la atmósfera cuando las bacterias desnitrificantes convierten el nitrato en nitrógeno atmosférico (N_2). En la Figura 1.21 no se muestra la fijación del nitrógeno atmosférico hecha por el hombre en la manufactura de fertilizantes artificiales. Actualmente la cantidad de nitrógeno fijado artificialmente es mayor que el fijado en forma natural, y los efectos de esta nueva entrada a la biosfera son desconocidos.

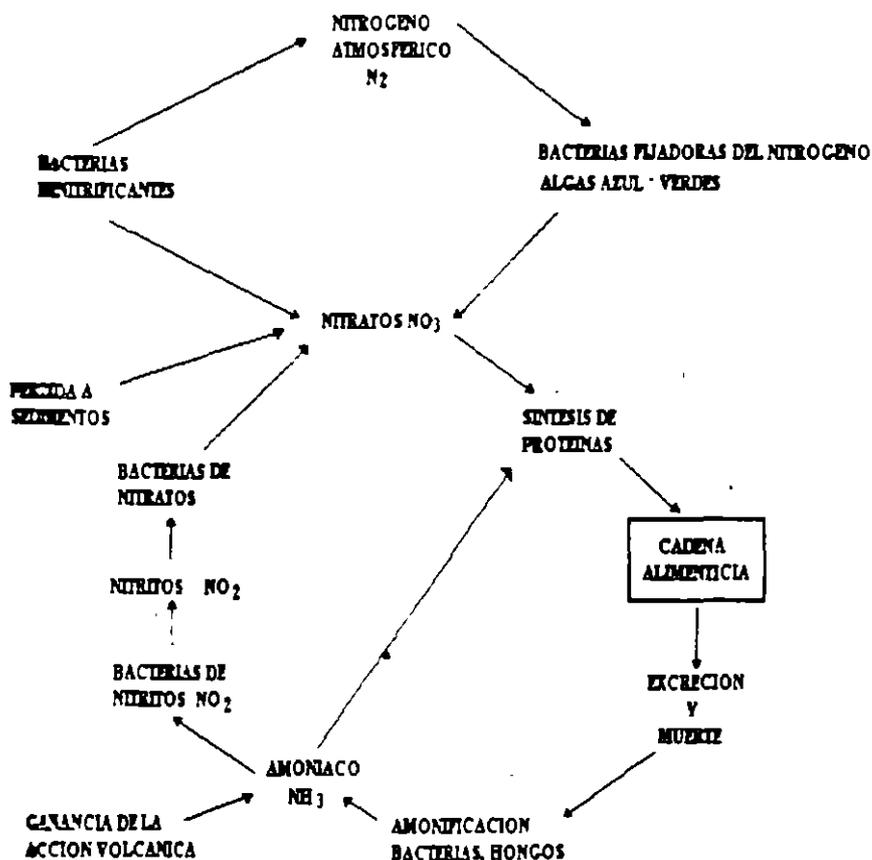


Fig. 1.21 Ciclo del Nitrógeno.

El ciclo del Fósforo

El fósforo es otro de los elementos absolutamente esenciales para la vida. Es requerido por todas las formas de vida en los procesos metabólicos que proporcionan energía para las células. El uso del fósforo en detergentes y fertilizantes artificiales puede producir un excesivo desarrollo de plantas en los cuerpos de agua.

La principal fuente de fósforo son las rocas fosfatadas y los depósitos naturales de fosfato, de guano y animales fósiles. El ciclo del fósforo es especial en que es más un proceso unidireccional que un ciclo. Como se muestra en la Figura 1.22, el fósforo se mueve de las rocas por erosión o minería, se usa en las cadenas alimenticias, y eventualmente puede depositarse en las profundidades del océano donde se pierde hasta que un cambio geológico lo ponga disponible otra vez. Parte de los fosfatos perdidos en el mar circulan hacia la tierra cuando se consumen especies marinas o en el depósito del excremento de pájaros (guano).

La minería de las rocas fosfatadas para la manufactura de fertilizantes acelera la pérdida hacia el mar del fósforo.

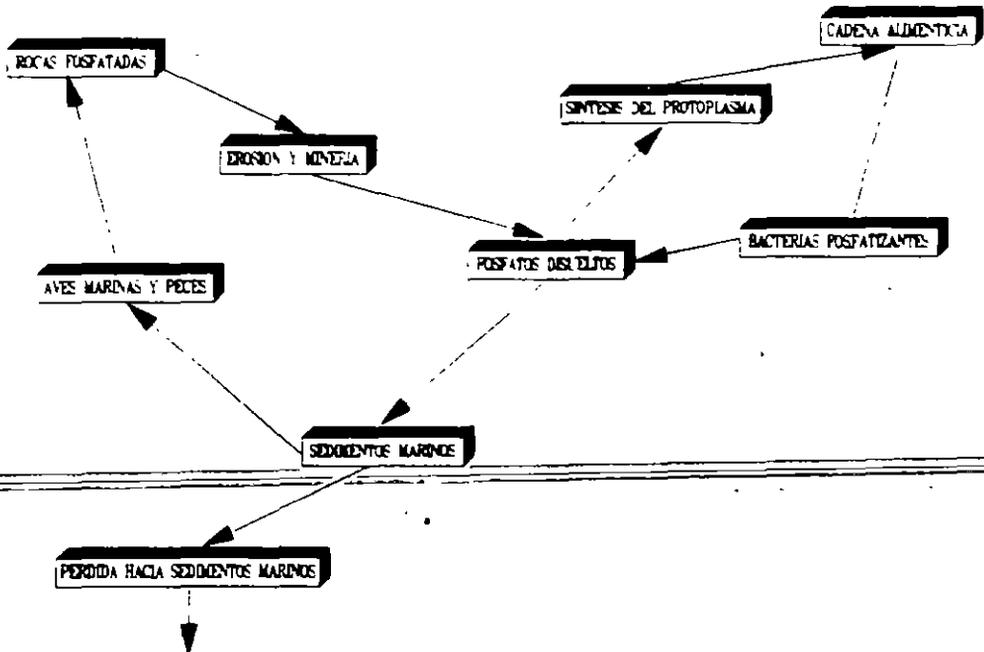


Figura 1.22 Ciclo del fósforo.

IMPACTO AMBIENTAL

1.7 Obras de Ingeniería Civil y su relación con el ambiente

Se han dado algunos ejemplos de cómo las actividades humanas alteran los sistemas ecológicos. La ingeniería civil actividad que realiza el hombre para el uso y aprovechamiento de los recursos naturales en la satisfacción de las necesidades humanas y/o en la solución a un problema, adicionalmente también produce efectos adversos sobre el ambiente. En el estudio del impacto que producen las obras de ingeniería civil, será necesario clasificarlas en función de su objetivo principal, así en los próximos capítulos se estudiarán las obras de uso y manejo del agua, las de transporte y las de edificación.

CAPITULO 2

OBRAS DE USO Y MANEJO DEL AGUA

Las obras civiles para generación de energía eléctrica, satisfacción de las demandas de agua, desalojo de las aguas residuales, protección contra inundaciones, irrigación, drenaje y otras más, tienen como objetivo fundamental utilizar y manejar el agua para protección del hombre y sostenimiento de las actividades humanas. Aunque dichas obras son proyectadas naturalmente para beneficio de la sociedad, adicionalmente generan impactos negativos en el ambiente como la deforestación, cambio en el régimen hidráulico de las corrientes, áreas no restituidas utilizadas como banco de materiales durante la construcción, disposición inadecuada de desechos, modificación en el flujo de aguas subterráneas, desaparición de ecosistemas y cambios en la estructura social, entre otros. Algunas de las más importantes obras de manejo del agua y su interrelación se muestran en la Figura 2.1

Por ejemplo en el caso de la construcción de las presas se disminuye la aportación de agua a las zonas bajas y se favorece la pérdida sustancial del recurso por evaporación e infiltración, lo que tiene repercusiones en el clima y niveles freáticos de la zona. En el área de inundación del vaso desaparece el ecosistema terrestre y el nuevo ecosistema acuático puede estar eutroficado debido a la descomposición de materia orgánica presente, al no preverse el desmonte selectivo del área a inundar y también debido a entradas de agua a la presa con un exceso de materia orgánica y nutrientes. Durante la construcción de las presas puede favorecerse la pérdida de tierras productivas, se alteran los patrones culturales y económicos de los pobladores al tener que ser reubicados en sitios diferentes al que pertenecen.

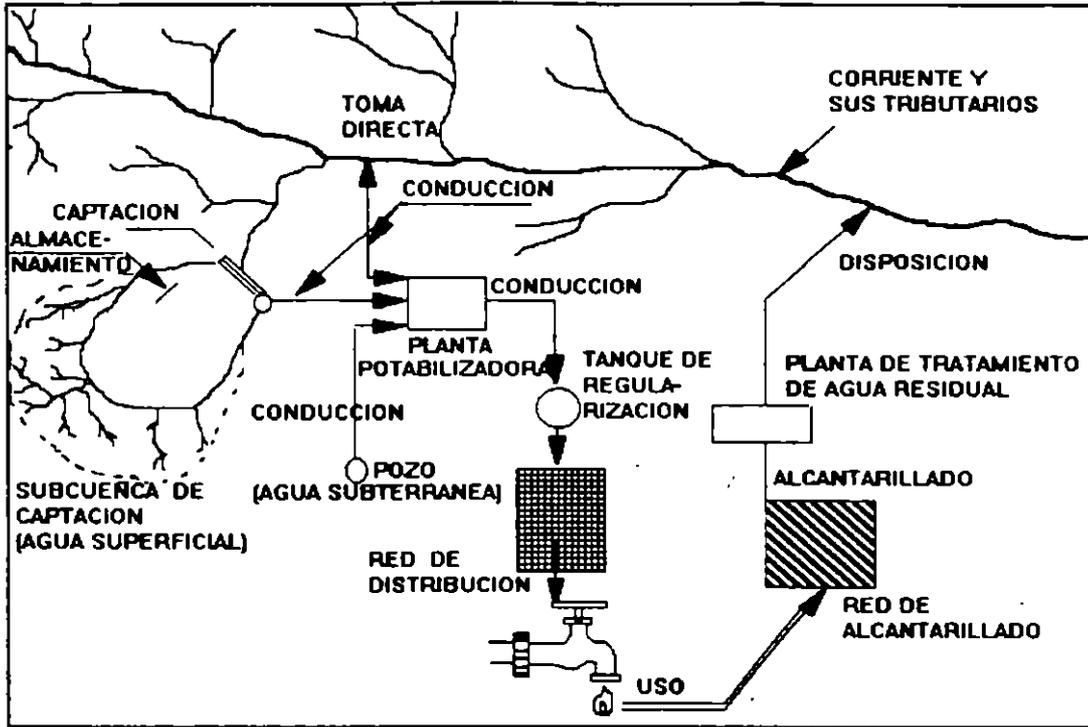


Figura 2.1 Obras de manejo del agua.

En el caso de las obras de abastecimiento de agua se pueden presentar como impactos relevantes la inadecuada explotación del agua, lo que conduce a problemas de afectación de cuencas, elevados costos económicos en la explotación, abatimiento de los niveles freáticos e intrusión salina. En cuanto a las obras de alcantarillado sanitario debido al deficiente o nulo tratamiento de las aguas residuales así como a su disposición inadecuada, se tienen consecuencias adversas sobre la calidad de los cuerpos receptores, y por ende sobre las comunidades acuáticas y terrestres que dependen del agua.

Durante la operación de las obras de irrigación y drenaje de terrenos puede también degradarse la calidad de los cuerpos receptores, debido a que las aguas de retorno agrícola son vertidas conteniendo concentraciones importantes de sales y agroquímicos, alterando la dinámica del ecosistema acuático.

Los efectos negativos y no previstos identificados a través del desarrollo de diversos proyectos resaltan la necesidad de realizar evaluaciones de impacto ambiental, en donde se defina la influencia de las obras de uso y manejo del agua sobre el ambiente y sus consecuencias, así como la forma de evitar o atenuar los impactos negativos. En este capítulo se estudiarán los impactos más relevantes de algunas de las obras de uso y manejo del agua en el ambiente.

2.1 Aprovechamiento de aguas superficiales

La explotación del agua superficial puede tener varias finalidades tales como: satisfacción de necesidades domésticas, irrigación, industria, generación de energía eléctrica, acuacultura, recreación y turismo.

En México los centros urbanos e industriales que requieren grandes cantidades de agua se han asentado paulatinamente donde los recursos hidráulicos son escasos, lo que ha motivado la afectación de cuencas vecinas con altos costos económicos; éste es precisamente uno de los impactos más significativos en el aprovechamiento de las aguas superficiales.

México cuenta con suficientes volúmenes de agua para satisfacer las demandas de abastecimiento de todos los sectores, sin embargo, su distribución geográfica es completamente adversa para casi la mitad del territorio nacional. El país se encuentra dividido en 320 cuencas hidrológicas, con un escurrimiento medio anual de aproximadamente 410,000 millones de metros cúbicos en promedio, cifra que representa el total disponible como recurso renovable. El estudio de su distribución indica que en el norte sólo se tiene un escurrimiento de 12,300 millones de metros cúbicos, que representan 3% del total en una área equivalente al 30% del país, mientras que se tienen 205,000 millones de metros cúbicos en el sureste, que representan el 50% de la disponibilidad total en una área no mayor al 20% del territorio nacional.

Es decir, la mayor disponibilidad de agua se encuentra por debajo de los 500 msnm, al sur de los paralelos 28° y 24°, y en las fajas costeras del Pacífico y del Golfo de México, respectivamente; en tanto que las mayores necesidades se presentan arriba de esta altitud y al norte de los paralelos mencionados.

Comparando las zonas de disponibilidad del recurso con las de asentamientos humanos e industriales, existen situaciones contrastantes. Más del 85% del agua del país se encuentra en la zona baja, abajo de la cota de 500, mientras que más del 70% de la población y 80% de la planta industrial se localizan en la zona alta; arriba de 500 msnm; de ésta última el 55% se encuentra en el Valle de México.

Mientras las grandes civilizaciones del mundo nacieron generalmente en las márgenes de un río, la de los aztecas se situó sobre una laguna, y este hecho marcó el inicio de una incesante lucha por y contra el agua. En esta empresa, los habitantes de la Ciudad de México han modificado su ambiente, la mayoría de las veces para su beneficio, pero también a costa de generar conflictos. Con el paso del tiempo, los problemas de la ciudad han rebasado las fronteras del Valle de México. Hacia el año 2000 las acciones para el abastecimiento de agua se extenderán y afectarán a cuencas vecinas, como las de los ríos Cutzamala, Tecolutla y Amacuzac.

Actualmente y en el futuro, con el fin de conciliar la demanda y oferta del agua superficial es y será indispensable realizar estudios de impacto ambiental ya que constituyen una herramienta dentro de la planeación de los proyectos de desarrollo, con la que es posible definir la disponibilidad y uso del agua; los problemas socioeconómicos que condicionan la demanda; el impacto motivado por las obras de uso y manejo del agua y la aportación que el recurso implica en la satisfacción de metas y objetivos del desarrollo general.

2.1.1 Impacto ambiental de las presas

Las presas son de las obras más antiguas construidas por el hombre para aprovechar un recurso natural vital como es el agua. Con la actividad agrícola surge la necesidad de regular el uso del agua para los regadíos, y con ella empiezan a construirse presas para la derivación del agua hacia canales de riego, o bien para almacenamiento en las épocas de estiaje. En etapas posteriores del desarrollo tecnológico se introduce un nuevo uso: el de la producción de fuerza motriz.

Se tiene noticia de presas de tierra en la India y Egipto desde la más remota antigüedad (año 4000 a. de C). A partir del siglo pasado, con el aumento de las necesidades y el avance de la técnica, la construcción de presas ha experimentado un enorme desarrollo. Grandiosas construcciones como la presa Nurek en Rusia de 300 metros de altura, o gigantescos embalses, como los de Kariba en el río Zambezi, Akasombo en el Volta, o Asúan en el Nilo, son otras tantas muestras de espectaculares realizaciones que en muchos casos condicionan y permiten el desarrollo de países enteros. Pero estos alardes de la técnica conllevan un conjunto de acciones e influencias sobre el entorno, tanto natural como humano, que deben ser previstos y analizados con el fin de evitarlos o por lo menos atenuarlos. El estudio de estas acciones serán tratados a continuación.

Antes de analizar los impactos se incluirán algunas ideas sobre los usos de los embalses, lo que ayudará a identificar sus posibles impactos ambientales.

En cuanto al uso se tienen dos tipos de presas: aquellas que crean un desnivel para que pueda derivarse una conducción, y presas que forman un depósito que regula la variación de las aportaciones del río sobre el que se construyen.

En el primer grupo se incluyen las presas que se destinan para la producción de energía eléctrica, o la alimentación de canales para riego o abastecimiento, sobre cauces de flujo poco variable.

En el segundo grupo se incluyen aquellas cuyos objetivos son la retención de agua para defensa contra inundaciones, almacenamiento para el consumo (riegos y abastecimientos), usos recreativos, etcétera.

Es pertinente establecer que una presa está constituida por los siguientes elementos:

- Masa rocosa en el vaso y la boquilla
- Vaso de almacenamiento
- Cortina
- Obra de excedencias
- Obra de toma
- Temporalmente, durante la construcción la obra de desvío.

En la Figura 2.2 se muestran a manera de ejemplo las obras principales del proyecto hidroeléctrico de Aguamilpa en el estado de Nayarit.

Estructuralmente existen diversos tipos de cortinas: gravedad, arco, materiales graduados y enrocamiento.

Según el objetivo y el uso de la presa, se tienen los siguientes: producción de energía eléctrica, almacenamiento de agua, recreación, protección contra inundaciones y retención de materiales.

Adicionalmente al objetivo para el que se ha construido la presa se deben favorecer otros usos con el fin de optimizar los recursos. Deberán considerarse los impactos que se tengan debido al objetivo principal y aquellos atribuibles a los usos adicionales.

Identificación de impactos

El control humano sobre las fuerzas de la naturaleza a través de la ingeniería implica también responsabilidad hacia las comunidades y ambiente afectados. A continuación se presenta un resumen general de impactos ambientales que pueden provocarse con el proyecto de una presa en las etapas de planeación, construcción y operación. Se citan como puntos de interés que conviene tomar en consideración en la evaluación de los impactos ambientales.

Aunque en la planeación no se generan acciones físicamente en el sitio del proyecto, se identifican impactos en el ambiente socioeconómico; por ejemplo, al seleccionar el sitio del proyecto se originan fenómenos como la especulación de la tierra que cambia su valor, además de protestas de la comunidad que debe modificar sus patrones sociales ante el necesario cambio de residencia.

Durante la construcción se provocan modificaciones en el ambiente producidas por los movimientos de la población del área de inundación, construcción de caminos y líneas de transmisión de energía eléctrica, protección contra inundaciones y canalizaciones, formación de bancos de materiales, preparación del sitio de la cortina y construcción de la obra civil, acumulación de desperdicios de diferentes acciones y, finalmente, el embalsamiento. Los aspectos del impacto en esta etapa del proyecto son muy importantes ya que pueden generar transformaciones fisicoquímicas del agua, ecológicas (terrestres y acuáticas), estéticas y socioeconómicas, con amplios ámbitos de duración y magnitud. Por ejemplo, durante la construcción del túnel de desvío y la cortina, los efectos adversos sobre el factor agua son muy significativos y se generan al descargar aguas turbias que se emplean en el proceso constructivo aguas abajo de la corriente. Actividades tales como la excavación para la cimentación de la cortina, la perforación del túnel de desvío y la producción de agregados y concreto, requieren grandes cantidades de agua que luego de los procesos son ~~descargadas sin tratamiento en la corriente. Puede afectarse así alguna fuente de abastecimiento municipal localizada aguas abajo, crear perturbaciones en las actividades de riego, afectar la fauna ictiológica así como las actividades recreativas.~~

En otros países se han empleado algunas técnicas para tratar las aguas generadas durante la construcción del túnel de desvío y la cortina tales como: sedimentación, floculación y filtración. La aplicación de dichas técnicas se explica en el Apéndice A.

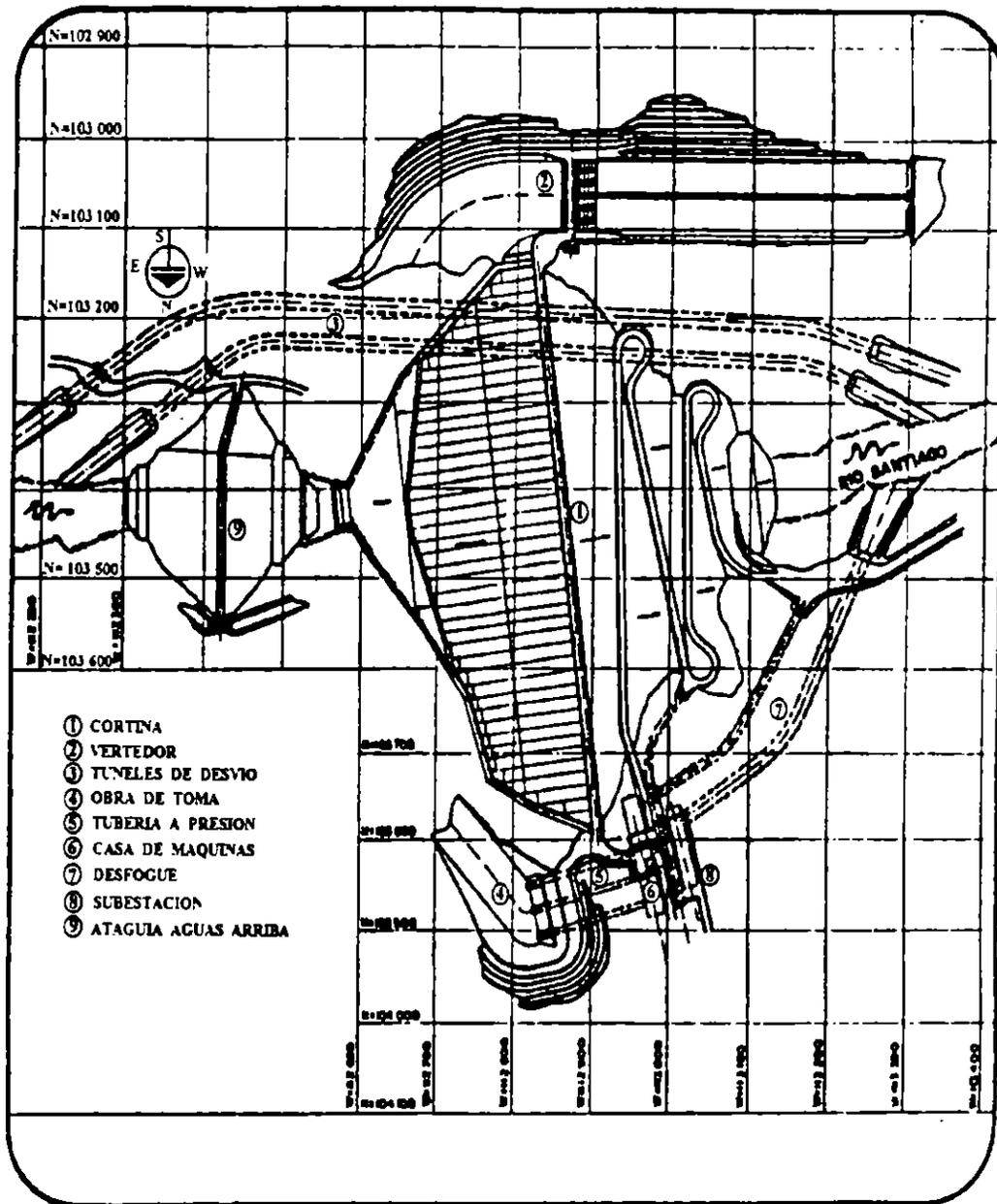


Figura 2.2 Obras principales del proyecto hidroeléctrico de Aguamilpa

En la fase de operación y mantenimiento de las presas para efectos del análisis del impacto ambiental es conveniente diferenciar las causas y efectos aguas arriba, en el área del embalse o próxima a ella, y aguas abajo.

Agua arriba del proyecto se consideran aquellos fenómenos que afectan el manejo y conservación de la obra, tales como la erosión y contaminación producidas por las descargas de agua residuales que alteran las características fisicoquímicas originales e incorpora en ocasiones materiales tóxicos. Si no se controla la contaminación aguas arriba se causan problemas ecológicos en los embalses que se manifiestan principalmente en la aparición de malezas acuáticas, mortalidad de peces incluso desaparición de especies, disminución en la calidad de los productos acuícolas comestibles y acumulación de materiales tóxicos que pueden producir a largo plazo un deterioro ecológico general en el embalse, con repercusiones aguas abajo.

En el área de influencia directa la modificación ecológica principal consiste en una sustitución total del hábitat terrestre por el acuático. Sin embargo, con el transcurso del tiempo se presenta una tendencia hacia la estabilización de las comunidades acuáticas y palustres, que depende de las características limnológicas promedio y de sus rangos extremos de variación. La cortina contribuye al atrape de sedimentos; la nueva superficie de agua aumenta la exposición a la evaporación y erosión de las playas; se modifican algunos elementos del clima; dependiendo de la naturaleza geológica se presenta también un aumento en el nivel freático en los alrededores de los embalses. Los cambios bruscos en el nivel de las presas pueden destruir las especies cuya ovoposición está directamente relacionada con las orillas o zonas bajas, lo que al eliminar la competencia y/o control que ellas representan para otros organismos ocasiona el aumento inconveniente y/o disminución de otras poblaciones.

Agua abajo del proyecto se presenta la mayor parte de las modificaciones ambientales debido a que las entradas de agua son diferentes en cantidad y calidad a las que existían antes del proyecto; además, aquí es donde tiene lugar el uso del agua que justifica el embalse. La disminución en los gastos tiene efectos sobre la vegetación riparia natural, y llega a provocar en algunos casos su desaparición, y una mayor exposición de las márgenes a la erosión; en otros casos, la vegetación invade el lecho del río. Dicha disminución afecta también la migración y la dispersión de las poblaciones de los peces, y se puede favorecer la intrusión salina en las áreas cercanas al litoral marino. Estas variaciones en los gastos, aunadas a los cambios en la calidad del agua, afectan la productividad biótica en los pantanos, manglares y lagunas litorales, lo que a su vez puede afectar la producción pesquera en estas últimas y en el área marina adyacente.

Los retornos de agua tales como los urbano-industriales y agrícolas pueden tener acciones sinérgicas o multiplicativas del impacto ecológico por la contaminación que provocan; afectan al río, a las lagunas litorales y, en menor grado, a los pantanos y manglares. La operación de los proyectos mencionados puede orientarse de manera que se eviten los efectos negativos aguas abajo.

Indudablemente una presa introduce un elemento de riesgo en la población situada aguas abajo. La peligrosidad de una presa no es tanto por su tamaño, cuanto por su localización en relación con concentraciones humanas y desarrollos industriales y agrícolas. Algunas presas se rompen, se estima estadísticamente que una cada 1500-1800 años. Con todo, este riesgo se compensa sobradamente con la eliminación de otro acaso menos grave, pero desde luego más cierto y frecuente: el de las avenidas, que resultan corregidas y reguladas por el embalse.

Las medidas de seguridad y vigilancia en la obra y zona afectada, las redes de alarma, los cálculos de ondas de sumersión, etcétera, ayudan a prever y evitar daños y a asegurar a la población afectada.

Con la finalidad de ejemplificar algunos de los impactos referidos, se citará a continuación como caso estudio la construcción de la presa Miguel Alemán y la presa Cerro de Oro.

CASO ESTUDIO 2.1

Presa Miguel Alemán

En 1941 una inundación muy destructiva en la parte baja del río Papaloapan hizo que los productores de caña de azúcar de Cosamaloapan, Veracruz, hicieran una petición al Gobierno Federal para solucionar este problema. Estas inundaciones solían producirse tres o cuatro veces cada cien años desde tiempos prehispánicos pero aumentaron en el siglo presente. El gobierno nombró una comisión conjunta de las Secretarías de Comunicaciones, Agricultura y Marina para estudiar el problema. Esta comisión propuso que se realizaran obras a gran escala para controlar el curso del río, así como un programa de reforestación, pero no se hizo nada debido a lo costoso del proyecto.

Del 21 al 23 de septiembre de 1944 hubo una precipitación pluvial de más de 50 centímetros en la ladera oriental de la sierra mazateca y las tierras bajas adyacentes. El río Papaloapan que corre lentamente descendiendo únicamente 15 metros en más de 80 kilómetros hasta su desembocadura, no pudo contener el torrente, y la inundación consiguiente produjo grandes daños pues destruyó casi por completo la ciudad de Tuxtepec y otras comunidades ribereñas.

El presidente Avila Camacho hizo una inspección en Tuxtepec en 1944, y después de ella se iniciaron los planes preliminares para el control de inundaciones. De aquí surgió el Proyecto del Papaloapan y la delimitación oficial del área de la cuenca.

El 26 de febrero de 1947 el presidente Miguel Alemán dio orden de iniciar el Proyecto. La Comisión semiautónoma (descentralizada) del Papaloapan fue declarada responsable de la realización y el control de todas las obras necesarias para el desarrollo integral y armónico de todos los recursos naturales de la Cuenca del Papaloapan: el hombre, el agua, el suelo, la flora, la fauna, etcétera. Los objetivos inmediatos fueron: 1) obras de drenaje en la cuenca, 2) control de las inundaciones, 3) desarrollo del sistema de transporte y comunicación, 4) desarrollo de la agricultura, 5) generación de energía eléctrica, y 6) promoción de la industria.

El proyecto del Papaloapan afectaba a varios estados de diferentes maneras. Los habitantes de Oaxaca calificaban la nueva presa como perjudicial dado que inundó tierras para beneficio de los de Veracruz, en tanto que ellos se beneficiaban poco de la electricidad, pues ésta en su mayor parte se destinaba a los estados de Veracruz y Puebla.

Los logros principales del proyecto del Papaloapan fueron la construcción de la Presa Miguel Alemán; la canalización del río Papaloapan y la erección de diques en sus orillas; la construcción de carreteras en las zonas más densamente pobladas de la parte baja de la Cuenca, y la edificación de escuelas y de sistemas de agua potable en muchas de las comunidades de la Cuenca.

Durante 1948 y 1949 se iniciaron los preparativos para la construcción de la presa. Se inició el traslado de los habitantes de Ixcatlán, pero hubo muchos que no creyeron que sus tierras serían cubiertas por las aguas, y a pesar de las advertencias se negaron a abandonar sus tierras hasta que la subida efectiva de las aguas los forzó a hacerlo.

Un efecto importante de la presa fue la pérdida de tierras. El agua cubrió casi la mitad del área de lo que era el pueblo y una porción todavía más grande del municipio; área en donde estaban las mejores tierras agrícolas y de pastizaje. Al hacer este cambio en el medio físico, la Comisión del Papaloapan afectó también las formas de transporte. Ixcatlán se incluyó entonces en la red de carreteras pavimentadas. También se favoreció la integración a la vida nacional de los mazatecos de la tierra baja y de las comunidades más próximas a la sierra, a través de la salubridad y la educación, se instaló una escuela, servicios médicos y un sistema de abastecimiento de agua potable.

Adicionalmente se favorecieron oportunidades para tener tierra, lo cual repercutió en un cambio cuantitativo en las características de la población, así como en la movilidad y alternativas ocupacionales.

Además de la reducción de la población producida por el traslado de una parte considerable del pueblo, se dio un cambio en las proporciones relativas de la gente con diferentes características raciales y culturales. En la estructura ocupacional disminuyeron los habitantes que se dedicaban a la agricultura todo el tiempo y aumentó el porcentaje de comerciantes y obreros.

En 1955 las aguas del río Tonto, en el Norte de Oaxaca, fueron retenidas por el dique recién terminado de la presa Miguel Alemán; esto motivó el desplazamiento de 22 000 mazatecos que vivían en la cuenca inundada. La mayor parte de ellos fueron reubicados, otros se instalaron a orillas de la presa, emigraron a las montañas o a las ciudades. La presa no fue construida para esta gente, pero la vida en sus comunidades cambió en forma drástica a partir de la construcción de la presa.

Referencias

McMahon David F.
1973 Antropología de una Presa. México: Instituto Nacional Indigenista

Clarke George
1954 Elements of Ecology, Nueva York: Wiley and Sons

CASO ESTUDIO 2.2

Presa Cerro de Oro

El principal obstáculo para el desarrollo integral de la cuenca del Papaloapan son las inundaciones que aunque fueron parcialmente resueltas con la construcción de la presa Miguel Alemán sobre el río Tonto, requirió el control del río Santo Domingo y la solución más ventajosa para ese fin fue la construcción de la presa Cerro de Oro, que formará un vaso común con el Temascal de la presa Miguel Alemán. El proyecto Cerro de Oro es de objetivos múltiples, los cuales incluyen: generación de energía eléctrica, desarrollo agrícola, retención de azolves, navegación en el río Papaloapan y aprovechamiento piscícola y turístico, propósitos que se lograrán en combinación con la presa Miguel Alemán.

La presa Cerro de Oro se localiza en el Estado de Oaxaca. La zona afectada ocupa parte de los municipios de Ojitlán, Jalopa de Díaz y Usila.

El proyecto Cerro de Oro está constituido por las siguientes estructuras: 3 túneles para desviar el caudal del río, obra de control de avenidas, obra principal (cortina). Los túneles de desvío tienen 12 m de diámetro y 500 m de longitud. Estas estructuras funcionarán como control de excedencias mediante 9 compuertas deslizantes y radiales con un gasto de 6000 m³/s. La cortina es de tipo de materiales graduados con núcleo de arcilla, altura en su sección máxima de 75 m y 1800 m de longitud. La superficie del vaso es de 19,000 ha.

Antes del inicio de las obras el área de construcción de la cortina y del vaso presentaba profunda alteración como consecuencia de acciones antropogénicas. Sin embargo, en el área todavía se encontraban representantes de ecosistemas muy importantes desde los puntos de vista ecológico, económico y cultural.

Los suelos arcillosos excepcionalmente profundos y el clima cálido húmedo permitieron originalmente el establecimiento de una selva alta generadora de abundante materia orgánica. Mediante los procesos de defoliación e inundación a través del tiempo enriquecieron el suelo y le proporcionaron alta fertilidad, resultando muy atractivo para el cultivo. Pero la práctica de la roza tumba y quema, la ganadería extensiva y la construcción de infraestructura, acompañadas de un incorrecto manejo ambiental, degradaron la calidad del ecosistema, derivándolo a pastizales, matorral y principalmente acahuales de selva mediana y baja, inducidos por el largo período de construcción de la presa.

Las actividades de instalación y operación de campamentos, explotación de bancos de material, trazo y uso de caminos, transporte continuo de materiales y maquinaria; la construcción de la cortina, vertedor, y la apertura del canal de desvío, generaron deforestación, erosión, desaparición de hábitats y nichos, contribuyendo de manera significativa a alterar la estabilidad del ecosistema. La distribución actual de la vegetación obedece a procesos ecológicos sucesionales

Las principales especies vegetales identificadas corresponden a las familias características de este medio con importancia cultural (debido a su uso local para construcción de viviendas, elaboración doméstica de medicinas y artesanías), y económica por su comercialización regional y nacional.

Las condiciones ambientales permitieron que la fauna tropical típica fuera abundante. La cacería y destrucción del hábitat han provocado que emigre, se reduzca a pequeños núcleos de sobrevivencia o perezca. La fauna silvestre se distribuía dentro del vaso y áreas adyacentes confinada en pequeños espacios donde se conservaban relictos de selvas originales, en sitios inaccesibles por la altura, siempre en pequeñas poblaciones.

Se identificaron representantes importantes de anfibios y reptiles, algunos de ellos con importancia económica y de control de plagas; aves de interés ecológico como el hocofaisán y económico como las guacamayas; además de diversos mamíferos la mayoría de ellos ecológicamente importantes, pero sumamente diezmados.

La fauna regional más representativa es la acuática, de las que destacan la mojarra, los reptiles y los crustáceos, la mayoría sujeta a explotación de autoconsumo.

El principal impacto directo identificado fue la inundación secuencial de aproximadamente 19,000 ha del ecosistema que aunque deteriorado, tiene diversidad y abundancia excepcionales, considerándose todavía como de los más ricos del mundo.

De las asociaciones vegetales existentes en el vaso permanecerán representantes de sus especies en zonas cercanas con iguales condiciones ambientales, aunque obviamente no podrá restablecerse la selva a sus condiciones originales. Por otra parte, se propició la emigración de poblaciones faunísticas, favoreciendo la competencia o desplazamiento de otras especies.

Especial atención merecen las especies consideradas como vulnerables o en peligro de extinción, ya que ello significa la disminución de la diversidad en el ecosistema. Tal es el caso del maíz silvestre y las palmas pancrónicas, camedor y dion. Esta última presumiblemente la planta viva más antigua del mundo, las cuales se reportan para la zona del embalse con una decadente abundancia.

Entre las especies animales se reportan: hocofaisán, loros, guacamayas, tapir, nutria, y jaguar; aunque se encuentran en número suficiente para sobrevivir sus poblaciones han sido de tal manera reducidas que se consideran depauperadas y en peligro de extinción. Como medida de mitigación del impacto en la fauna, se mantendrán dos islotes de 225 y 540 ha, así como una superficie de 335 ha que funcionarán como granjas de reproducción inducida, mediante la creación de un banco de germoplasma.

En los sitios deforestados durante la construcción, se ha procurado revertir el impacto negativo, primero, mediante barreras de contención de sólidos y posteriormente con la resiembra de especies protectoras de suelo, como pastos y frutales de valor económico. Esta medida repetida en las partes altas evitará la erosión, el acarreo de sólidos y, por consiguiente, el azolvamiento de los cuerpos de agua. Una segunda opción de uso de estos sitios, aprovechando los servicios instalados es su adecuación para pequeños desarrollos turísticos pesqueros.

Los cambios hidrológicos derivados de la construcción de una presa afectan en ocasiones a los habitantes de la zona de influencia directa, y a los de aguas abajo de la cortina. Sin embargo, como medida de mitigación, aunque se almacena un gran volumen de agua, se tiene un escurrimiento mínimo de 60 m³/s a través del vertedor, con lo que se asegura el mantenimiento de las condiciones

IMPACTO AMBIENTAL

ecológicas actuales en el río Papaloapan y en la Laguna de Alvarado.

Considerando que entre los objetivos de la presa están la acuicultura y la navegación resulta un aspecto muy importante el mantenimiento de la calidad del agua. Al respecto se cuenta con dos estaciones de monitoreo en el río Santo Domingo y dos más en el río Tonto, de sus registros se deduce que las características físicoquímicas del agua en la cuenca son estables. Sin embargo, puede suceder que la descomposición de grandes cantidades de biomasa inundada produzca una gran demanda de oxígeno disuelto en toda la columna de agua, disminución del potencial hidrógeno y aumento de compuestos amoniacales. Algunos derivados orgánicos como los taninos provenientes de la degradación de la corteza de los troncos, así como las saponinas del barbasco disueltas en el agua, aún en bajas concentraciones, son tóxicos. Las condiciones descritas son limitantes para el desarrollo de la mayor parte de las comunidades acuáticas, como sucedió en la presa Miguel Alemán y en otras del sureste, en las que transcurrieron hasta siete años prácticamente sin vida en sus aguas. Mayor importancia tiene este punto tomando en cuenta que en el futuro el vaso de la presa Cerro de Oro se comunicará con el de la presa Miguel Alemán, el cual después de un largo periodo de ajuste ecológico y de trabajos de repoblamiento piscícola soporta actualmente una de las pesquerías de aguas continentales más importantes del país; en consecuencia, la contaminación con sustancias tóxicas lo dañaría inevitablemente.

Los troncos sumergidos podrían haber propiciado condiciones difíciles y poco seguras para la navegación, además de que a corto y mediano plazo habrían de limitar la captura de organismos acuáticos. Este impacto se mitigó mediante la extracción de la vegetación superior antes de inundar el vaso, realizando el desmonte a matarrasa y la quema de los residuos, ajustándose a un programa secuencial a corto plazo, en el que se promovió la extracción selectiva partiendo de las cotas más bajas hacia las más altas. Del barbasco cuya importancia y efectos ya fueron mencionados, se extrajo el máximo número de ejemplares con una secuencia semejante.

La operación de una pesquería o la implantación de labores acuícolas depende totalmente de contar con una buena calidad de agua en el embalse. Para ello, se pondrá en marcha una campaña de monitoreo a largo plazo en puntos ya identificados con el fin de conocer el proceso de eutroficación temporal, detectar su dinámica y prevenir la contaminación de la presa Miguel Alemán después de la apertura del dique Pescaditos.

Algunos de los beneficios colaterales de la obra se refieren principalmente a la mejora de las técnicas de producción y de uso de sus recursos naturales; para lograr esto se proporcionará, además de los recursos materiales, asistencia técnica a las comunidades en cuanto a labores agropecuarias, forestales y acuícolas a desarrollarse en los hábitats de nueva creación.

En el caso de la acuicultura, que es uno de los objetivos del proyecto, se requiere reforzar la infraestructura del centro acuícola adjunto a la presa Miguel Alemán, o bien construir otro que atienda este nuevo embalse.

Como parte integral del proyecto y pensando en el mejor aprovechamiento de la zona será oportuna la creación de áreas recreativas, en las que se dispongan visitas controladas tipo safaris para fotografía y en algunos casos cinegéticas, generando opciones de empleo a los lugareños y concientizándolos acerca de la gran riqueza de recursos naturales que cuentan. Los sitios para ello son las partes altas de la cuenca y las zonas contiguas no desmontadas en la serranía adyacente

a los vasos.

Referencias

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos
Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica

2.1.2 Ictiofauna

Entre los indicadores de impacto ambiental de las obras de uso y manejo del agua en los cuerpos de agua se tienen: cambios en las poblaciones de peces debidos a la introducción de especies exóticas, imposibilidad de migraciones y dispersión natural causada por barreras en las corrientes tales como las presas, cambios en la calidad del agua, reducción en los gastos aguas abajo de las presas y modificación en el caudal de los manantiales a causa de sobreexplotación. Estas modificaciones ocasionan destrucción de recursos pesqueros, desaparición de especies de interés económico, cultural o científico, y alteraciones ecológicas generales.

En el análisis de impactos sobre la fauna acuática debe recordarse que la diversidad contribuye a la estabilidad, es decir, ecosistemas con pocas especies son menos estables que ecosistemas con muchas especies. En el caso de los ecosistemas acuáticos, por ejemplo, la ictiofauna del desierto de México es pobre, generalmente compuesta por la mitad o cuarta parte del número de especies que se encuentra en los ríos de igual extensión, pero que se hallan en regiones no áridas. En un ecosistema con gran variedad de especies, la desaparición de uno de seis herbívoros puede ser amortiguada o compensada por la presencia de los restantes, pero si se trata del único herbívoro de la comunidad, todo el sistema se desorganiza; esto conducirá a la transformación total del ecosistema.

La resistencia a la competencia es función del número de especies que viven y se han adaptado juntas; es baja en comunidades simples, por lo que no resisten la introducción de especies exóticas (entendiendo por exóticas a aquellas que no son nativas de la región) ya que pueden no existir predadores naturales de dicha especie y por lo mismo pueden propagarse desproporcionadamente con respecto a las demás especies de la zona; también es posible que las características de la especie exótica afecten notablemente a las especies de la zona. Lo anterior es sumamente importante porque un impacto ambiental puede tener efectos tanto más fuertes cuanto más abajo se afecte a la pirámide trófica y cuanto menor sea la complejidad de la comunidad.

A continuación se citarán algunos casos de impacto de obras de uso y manejo del agua sobre la ictiofauna, reportados por Contreras, B.S en "Impactos Ambientales de las Obras Hidráulicas en el Mundo y en México. Estado actual de conocimientos, evaluación y medidas correctivas. Informe Técnico de la CPNH, octubre de 1975".

Aguas abajo de la presa Guadalupe Victoria, sobre el río Tunal, Durango, de un total de 7 especies reportadas en 1961, para 1968 había disminuido únicamente a 1 especie, más 4 introducidas. Se piensa que la presa tuvo algún efecto que causó las desapariciones, adicionalmente a la introducción de especies exóticas.

El río San Juan, Nuevo León, tiene 3 presas mayores antes de desaguar al río Bravo. Originalmente se conocían 11 especies nativas en los alrededores de Monterrey; actualmente no se conoce ningún pez nativo entre Santa Catarina y Guadalupe por la excesiva contaminación y una creciente que arrasó la comunidad entre 1972 y 1974; se conocen hasta 11 introducciones de especies exóticas en el área y aparentemente sólo dos han tenido éxito temporal, pero fueron arrasadas en la ocasión mencionada. En el ejido San Juan, de 26 especies nativas originales quedan 10, de las cuales 6 se consideran alteradas. En Montemorelos, las 16 especies nativas han bajado a 11, de las que 8 están seriamente afectadas. Con la construcción de la presa Rodrigo Gómez (La Boca) Nuevo León, se han modificado las características originales de las poblaciones de peces a causa de embalsamiento e introducción de especies exóticas y también debido a las descargas de aguas residuales. Se muestran diferencias en cuanto a la presencia de las especies de peces antes y después de la construcción de la obra, tanto en el sitio del embalse como aguas arriba y aguas abajo.

Presa Miguel Alemán: Caballero, J., (1960), describe un caso de contaminación transitoria del río Papaloapan, el cual tuvo importancia porque fue el primero que aportó datos sobre mortalidad de peces al principio del llenado de una presa; además explica como causas la inundación de la vegetación terrestre en el vaso, su descomposición y el consecuente abatimiento del oxígeno disuelto en el agua, provocando la muerte por asfixia de los peces. Recientemente se ha incorporado el criterio de "enfermedad de los embalses jóvenes" para explicar mortalidades de fauna y otros cambios en la ecología acuática que suceden durante los primeros cinco años del embalse.

Morales, A. (1975) por comunicación personal, reporta que la composición actual de la fauna de peces en la presa Miguel Alemán y en el río aguas arriba y aguas abajo de la cortina, se encuentra formada por 4 especies nativas aguas arriba, 14 especies nativas y 9 especies introducidas en la presa; aguas abajo, reporta 20 especies considerando seriamente afectadas a 2 especies de robalo y al bobo; se observa que el sábalo, especie de agua salobre, ha penetrado hasta inmediaciones de la cortina; se deduce que esto puede deberse al incremento de la salinidad de las aguas del Papaloapan y al aumento de alimento vivo disponible que la cortina provoca al atrapar al robalo, que es consumido por el sábalo. En este caso la presa actúa como barrera impidiendo la migración del robalo y regulando intermitentemente el gasto, lo que sujeta al hábitat del río a variaciones bruscas.

En la evaluación del impacto ambiental de los proyectos de uso y manejo del agua la determinación de los impactos en la calidad del agua deberá basarse en una descripción clara de varias características de calidad. Para ello es necesario hacer una evaluación tanto de las características de calidad actuales, como de los cambios que podrían resultar de las diversas alternativas del proyecto en cuestión.

La calidad del agua se describe en términos de parámetros físicos, químicos y bacteriológicos. Los parámetros de calidad del agua a usarse en el marco ambiental se seleccionarán de acuerdo al tipo, ubicación y magnitud del proyecto en cuestión, así como por los usos que se le van a dar al agua, las normas y criterios de calidad existentes, tipos de descargas de aguas residuales, naturaleza

de los cuerpos receptores y el uso al que se destinan las aguas de éstos últimos.

A continuación se tratará sobre uno de los más importantes parámetros de calidad del agua: el oxígeno disuelto.

2.1.3 Oxígeno Disuelto

La cantidad de oxígeno disuelto (OD) en el agua es un importante parámetro de su calidad. Los peces por ejemplo, requieren de una cantidad mínima de OD que depende de su especie, estado de desarrollo, nivel de actividad y temperatura del agua. En general las especies comercialmente más valiosas como la trucha requieren más oxígeno que las especies menos descadas (comercialmente) como las carpas.

Otra de las razones por las que es importante la presencia de oxígeno en el agua es que se requiere para que se lleve a cabo el proceso aerobio de descomposición de la materia orgánica.

Cuatro procesos afectan la cantidad de oxígeno disuelto en el agua: la reaeración, fotosíntesis, respiración y descomposición.

Reaeración

La reaeración es el proceso en el cual el oxígeno entra en el agua mediante el contacto de su superficie con la atmósfera (absorción). De acuerdo con la ley de Henry, tratada en el Capítulo 1, la solubilidad del oxígeno en el agua decrece con el incremento en la temperatura, aumenta con el incremento en la presión atmosférica y decrece si el contenido de impurezas en el agua aumenta. En el Cuadro 2.1 se muestran las concentraciones de equilibrio del oxígeno disuelto en agua a una atmósfera de presión, a diferentes temperaturas y concentraciones de cloruros. Además, cuando la cantidad inicial de oxígeno en el agua es menor que el valor de saturación (concentración de equilibrio), el oxígeno atmosférico entra al agua a una rapidez proporcional a su déficit. Si se incrementa la superficie en contacto con la atmósfera, la transferencia de oxígeno se incrementa, así como también lo hará una corriente agitada más fácilmente que un cuerpo de agua estancada.

Fotosíntesis y Respiración

En el Capítulo 1 se trataron los procesos de fotosíntesis y respiración; la primera constituye una fuente de carbohidratos y oxígeno, y durante la respiración se queman carbohidratos para el metabolismo utilizando el oxígeno generado en la fotosíntesis. Nótese entonces que en la respiración se consume oxígeno mientras que en la fotosíntesis se libera oxígeno. Sin embargo, mientras la fotosíntesis requiere de la luz solar, la respiración es un proceso continuo.

La combinación de los tres efectos: fotosíntesis, respiración y reaeración produce una variación diaria del OD como se muestra en la Figura 2.3, en la que se asume que la

fotosíntesis ocurre de 6 A.M a 6 P.M. llevando el nivel de OD sobre el de saturación en la tarde. Cuando el agua se sobresatura de oxígeno, se difunde hacia fuera del agua (desorción).

Cuadro 2.1

SOLUBILIDAD DEL OXIGENO EN AGUA A UNA ATMOSFERA DE PRESION.					
CONCENTRACION DE CLORURO EN EL AGUA mg/l					
Temperatura ° C	0	1500	10,000	15,000	20,000
0	14.60	13.72	12.90	12.13	11.41
1	14.19	13.35	12.56	11.81	11.11
2	13.81	12.99	12.23	11.51	10.83
3	13.44	12.65	11.91	11.22	10.56
4	13.09	12.33	11.61	10.94	10.30
5	12.75	12.02	11.32	10.67	10.05
6	12.43	11.72	11.05	10.41	9.82
7	12.12	11.43	10.78	10.17	9.59
8	11.83	11.16	10.53	9.93	9.37
9	11.55	10.90	10.29	9.71	9.16
10	11.27	10.65	10.05	9.49	8.96
11	11.01	10.40	9.83	9.28	8.77
12	10.76	10.17	9.61	9.08	8.58
13	10.52	9.95	9.41	8.89	8.41
14	10.29	9.73	9.21	8.71	8.24
15	10.07	9.53	9.01	8.53	8.07
16	9.85	9.33	8.83	8.36	7.91
17	9.65	9.14	8.65	8.19	7.78
18	9.45	8.95	8.48	8.03	7.61
19	9.26	8.77	8.32	7.88	7.47
20	9.07	8.60	8.16	7.73	7.33
21	8.90	8.44	8.00	7.59	7.20
22	8.72	8.28	7.85	7.45	7.07
23	8.56	8.12	7.71	7.32	6.95
24	8.40	7.97	7.57	7.19	6.83
25	8.24	7.83	7.44	7.06	6.71
26	8.09	7.69	7.31	6.94	6.60
27	7.95	7.55	7.18	6.83	6.49
28	7.81	7.42	7.06	6.71	6.38
29	7.67	7.30	6.94	6.60	6.28
30	7.54	7.17	6.83	6.49	6.18
31	7.41	7.05	6.71	6.39	6.08
32	7.28	6.94	6.61	6.29	5.99
33	7.16	6.82	6.50	6.19	5.90
34	7.05	6.71	6.40	6.10	5.81
35	6.93	6.61	6.30	6.01	5.72
36	6.82	6.51	6.20	5.92	5.64

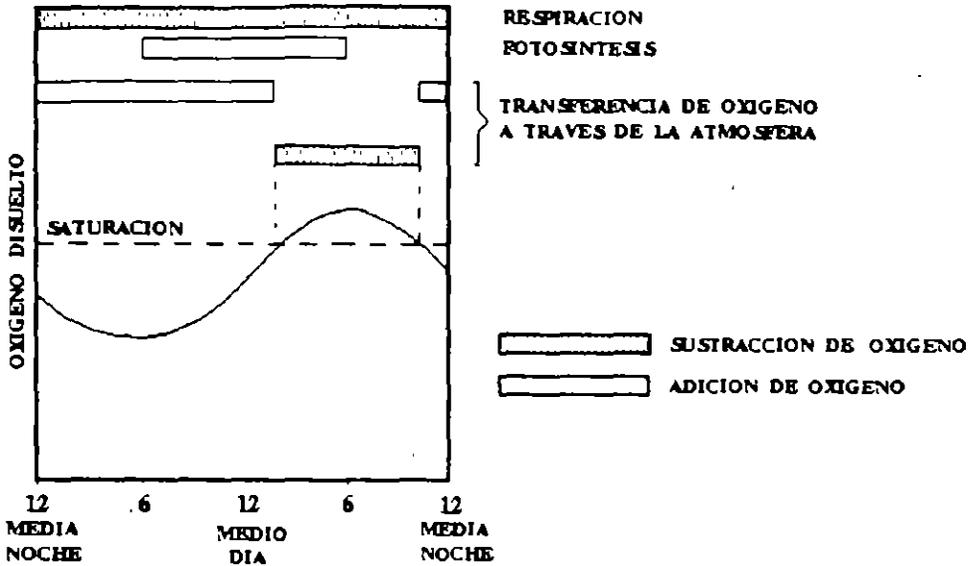


Figura 2.3 Variación diaria del Oxígeno Disuelto en cuerpos de agua.

Descomposición

El cuarto proceso que afecta la cantidad de oxígeno disuelto en el agua es la oxidación de los desechos. Los microorganismos, especialmente las bacterias, usan los desechos orgánicos como nutrientes y en el proceso desdoblán los complejos orgánicos en materiales simples e inorgánicos. Esta descomposición puede ocurrir en presencia de oxígeno, en cuyo caso se llama descomposición aerobia, o puede ocurrir en ausencia de oxígeno, en cuyo caso es llamada descomposición anaerobia.

La forma general de la ecuación para la descomposición aerobia del material orgánico es:

materia orgánica + bacterias + O_2 -----> CO_2 + H_2O + nuevas células bacterianas.

~~Los productos de reacción de la descomposición aerobia no son perjudiciales, pues son simplemente bióxido de carbono y agua junto con algunos sulfatos y nitratos. El punto importante que debe señalarse es que durante la descomposición aerobia se remueve oxígeno del agua provocando una caída del OD.~~

Si se descompone demasiada materia orgánica, la cantidad de OD en el agua puede llegar a ser cero. Si esto ocurre, no sólo la vida acuática que depende del oxígeno morirá, sino que además los productos finales resultantes de la descomposición anaerobia serán tóxicos y malolientes. Los productos de reacción de la descomposición anaerobia incluyen: amoníaco, metano, sulfuro de hidrógeno, bióxido de carbono y agua.

2.1.4 Vertido de aguas residuales

Las aguas residuales son generadas por las actividades del sector social que incluyen las descargas de residuos de origen doméstico y público; las del sector agropecuario que incluyen los efluentes de instalaciones dedicadas a la crianza y engorda de ganado mayor y menor, así como por las aguas de retorno agrícola; las del sector industrial representado por las descargas originadas por las actividades correspondientes a la extracción y transformación de recursos naturales en bienes de consumo y satisfactores para la población.

Con relación a las aguas residuales municipales, su generación está definitivamente relacionada con la cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado con que cuentan las poblaciones.

Con respecto al suministro de agua potable y alcantarillado en México es pertinente citar que la cobertura del servicio para población urbana es 76% y 65% respectivamente, mientras que para la población rural es de 49% y 12%, respectivamente.

Las localidades que concentran la mayor proporción de habitantes, son aquellas en las que se concentra también la mayor parte de las actividades industriales de la nación y las que disponen de una mayor cobertura en los servicios de agua potable y alcantarillado, constituyéndose así en las fuentes principales de generación de aguas residuales, siendo los ejemplos más claros las zonas localizadas en torno a las ciudades de México, Monterrey y Guadalajara, las cuales generan 46, 8.5 y 8.2 metros cúbicos por segundo, lo que corresponde al 34.0% del total generado a nivel nacional, estimado en 184 metros cúbicos por segundo, de los cuales 105 corresponden a la población y 79 a la industria.

Las expectativas en cuanto al comportamiento en la generación de aguas residuales indican que para el año 2000 se generarán 207 metros cúbicos por segundo, de los cuales corresponderán 118 a la población y 89 a la industria.

En 1980 se extrajeron 44,760 millones de metros cúbicos de agua para el sector agropecuario, cifra que se incrementará para el año 2000 a 92,380 millones de metros cúbicos. No obstante la diversidad de técnicas de riego utilizadas en el país se estima un consumo del 82% del agua aplicada, lo que proporciona un indicador de generación de aguas residuales provenientes de esta fuente, la cual se estima en las siguientes cifras anuales:

1980	8056.8 millones de metros cúbicos
1990	8345.0 millones de metros cúbicos
2000	11085.0 millones de metros cúbicos

Evidentemente las aguas de retorno agrícola constituyen una fuente de degradación de la calidad del agua muy importante, cuyo impacto se ha manifestado ampliamente en el país, sobre todo en el elevado porcentaje de cuerpos de agua que se encuentran en condiciones de eutroficación.

En cuanto a la actividad pecuaria no se dispone en México de información suficiente referente a las demandas de agua e índices de generación de aguas residuales, debido a los escasos trabajos

realizados en este campo; sin embargo, en la zona de la Piedad, Michoacán, se ha observado que se utilizan de 10-15 litros de agua por kilogramo de estiércol producido y que en promedio se generan 2 kilogramos de excremento por cabeza cada día, considerando un peso promedio de los puercos en la granja de 70 kilogramos.

Con relación al sector industrial en México se logró un ritmo anual de crecimiento continuo superior al 8% hasta 1979, lo que permitió el surgimiento de una fuerte planta productiva, la cual se desarrolló con una alta concentración principalmente en las ciudades de México, Monterrey y Guadalajara.

Este crecimiento se dio relegando a segundo término las consideraciones sobre costo y dificultades de abastecimiento de agua, habiéndose observado una serie de efectos derivados de tal situación, entre los que sobresalen: la sobreexplotación de acuíferos, la competencia entre el uso de fuentes de abastecimiento con el sector urbano y el consiguiente encarecimiento de los servicios de abastecimiento.

Por otra parte, el uso del agua como vehículo de desechos contaminantes y la poca importancia dada a su manejo y disposición, ha convertido a este sector en un elemento fundamental a ser considerado en el control para la preservación del recurso hidráulico cuya disponibilidad se ve comprometida en amplias zonas del país.

Las principales industrias responsables de la generación de mayores descargas de aguas residuales son: azucarera, química, papel y celulosa, petróleo, bebidas, textil, siderúrgica, eléctrica y alimentos. Tales giros corresponden prácticamente al 82% del total de las aguas residuales generadas por el sector, destacando las industrias azucarera y química con el 59.8% del total.

Los efluentes líquidos pueden ser eliminados mediante su vertido a aguas superficiales tanto directamente como a terrenos que drenen a las mismas; por descarga en aguas subterráneas, de forma directa mediante inyección en pozos profundos o indirecta por percolación; o por evaporación a la atmósfera. Cualquiera que sea la técnica utilizada para disponer los residuos líquidos deberán tratarse antes de su disposición final por las razones siguientes: la alteración de la calidad del agua modifica adversamente los sistemas biológicos que dependen del agua; por otro lado, las actividades productivas que realiza el hombre también dependen de la existencia del agua en suficiente cantidad y calidad. El vertido de aguas residuales deberá estar sustentado en la protección de los ecosistemas y de las actividades productivas del hombre.

A continuación se describen los parámetros más usuales del agua residual.

Características del agua residual

El agua residual doméstica recién generada tiene olor a aceite o a jabón, es turbia y contiene sólidos de naturaleza reconocible. El agua en estado séptico tiene olor a sulfhídrico, es de color gris oscuro y contiene sólidos suspendidos de menor tamaño, que pocas veces son de naturaleza reconocible.

A temperaturas del orden de 20°C el agua residual pasa de su condición de fresca a séptica

IMPACTO AMBIENTAL

en un tiempo variable de 2 a 6 horas, dependiendo principalmente de la concentración de materia orgánica.

El agua residual contiene sólidos suspendidos y disueltos. Los sólidos totales incluyen ambas formas y se determinan evaporando un volumen o peso determinado de muestra y pesando el residuo remanente. Los resultados se expresan en mg/l.

La determinación de los sólidos suspendidos y disueltos requiere filtrar una muestra. Para determinar los sólidos suspendidos se seca y pesa un filtro por el cual se pasa un volumen determinado de agua, a continuación el filtro se seca y pesa nuevamente, la diferencia de peso dividida por el volumen filtrado da la concentración de sólidos suspendidos. Para la determinación de los sólidos disueltos se toma una muestra del líquido que fue filtrado y se evapora hasta su secado, se obtiene entonces el residuo remanente como sólidos disueltos.

Aquellos sólidos que se volatilizan a 550° C, se denominan sólidos volátiles. La concentración de sólidos volátiles es una medida aproximada del contenido de materia orgánica ó de las concentraciones de sólidos biológicos tales como bacterias y protozoos. Los sólidos volátiles pueden determinarse sobre la muestra original (sólidos volátiles totales), sobre la fracción suspendida (sólidos volátiles suspendidos), o sobre la fracción filtrada (sólidos volátiles disueltos). La fracción volátil se obtiene por diferencia entre el residuo remanente después del secado y el de después de la incineración. Este último se denomina sólidos fijos o cenizas y constituye una medida aproximada del contenido mineral del agua.

El agua residual contiene compuestos químicos de naturaleza orgánica e inorgánica. Los compuestos inorgánicos se encuentran presentes, asimismo, en el agua de suministro, pero su utilización en las diversas actividades tiene como consecuencia un incremento de la concentración. El tratamiento convencional del agua residual (físico ó primario y biológico o secundario) no está dirigido a la alteración del contenido de contaminantes inorgánicos.

Los compuestos orgánicos incluyen a aquellos presentes en los residuos que se descargan a la red de alcantarillado y los productos de su degradación.

El nitrógeno y el fósforo pueden estar presentes, tanto como parte de la fracción orgánica, como de la inorgánica. La concentración de los mismos es importante desde el punto de vista de contaminación del agua, así como por ser necesarios en cantidades reducidas para los sistemas de tratamiento biológico.

El Cuadro 2.2 muestra las concentraciones típicas de varios constituyentes del agua residual doméstica en el Distrito Federal.

Debido a su origen el agua residual doméstica contiene grandes cantidades de microorganismos, tales como: bacterias, protozoos, virus, gusanos y otros. En función del tiempo que tiene el agua residual a partir de su generación y de la dilución, el número de bacterias presentes en el agua residual cruda suele oscilar entre 500 000/ml a 5 000 000 ml.

Las bacterias son capaces de solubilizar los elementos nutritivos del exterior de la

célula por medio de enzimas celulares, por lo que pueden eliminar la materia orgánica presente en el agua residual en forma soluble, coloidal y como sólidos suspendidos.

En condiciones adecuadas de ambiente (temperatura y pH) y en presencia de alimento, las bacterias se reproducen según la gráfica mostrada en la Figura 2.4, en la que las abscisas representan el tiempo y las ordenadas son el número de microorganismos. El punto para el cual la fase de crecimiento logarítmico termina y empieza el crecimiento decreciente, corresponde a la condición para la cual el alimento disponible ha sido consumido y empieza a ser un factor limitante.

Procesos Aerobios

En los procesos aerobios las bacterias utilizan oxígeno libre como aceptor de electrones. Los productos finales de la actividad aerobia son: CO_2 , H_2O , SO_4 , NO_3 , NH_3 y más masa celular. La mayor parte de la energía disponible se transforma en nuevas células o en calor.

Cuadro 2.2 Características promedio del agua residual en el Distrito Federal.

PARAMETRO	NUMERO (mg/l)
PH	7.3
Conductividad eléctrica	1,503.0 umhos/cm
Sólidos totales	1,106.0
Sólidos totales fijos	627.0
Sólidos totales volátiles	479.0
Sólidos suspendidos totales	200.0
Sólidos suspendidos fijos	76.0
Sólidos suspendidos volátiles	125.0
Sólidos disueltos totales	905.0
Sólidos disueltos fijos	551.0
Sólidos disueltos volátiles	35.0
Sólidos sedimentables	3.1
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅)	279.4
Demanda química de oxígeno (DQO)	612.0
Nitrógeno amoniacal (N - NH ₃)	15.1
Nitrógeno orgánico (N - org)	7.3
Nitrógeno total (N - total)	22.4
Nitrógeno de nitritos (NO ₂)	0.11
Nitrógeno de nitratos (NO ₃)	0.9
Ortofosfatos	4.5
Fosfatos totales	8.4
Grasas y aceites totales	108.8
Grasas y aceites minerales	52.4
SAAM (detergentes)	10.4
Boro	1.1
Sulfatos	127.8
Cloruros	147.5
Cromo hexavalente	0.0
Sulfuros	0.8
Níquel	0.6
Fenoles	0.4
Zinc	0.3
Cadmio	0.008
Cianuros	0.004

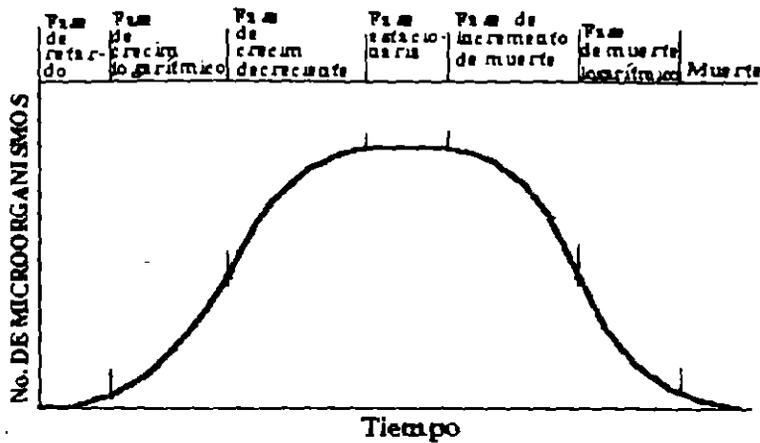


Figura 2.4 Reproducción de las bacterias

Procesos Anaerobios

Las bacterias anaerobias oxidan la materia orgánica utilizando aceptores distintos del oxígeno. En el proceso se producen CO_2 , H_2O , H_2S , CH_4 , NH_3 , N_2 , materia orgánica reducida y más bacterias. La mayor parte de la energía se transforma en productos finales y la producción de células es baja.

Los productos finales de la fermentación anaerobia tienen tendencia a producir malos olores y los intermedios, tales como los ácidos volátiles, pueden ser tóxicos para las bacterias, con lo que puede ponerse en peligro la continuidad del proceso.

Existe un tercer grupo de bacterias denominadas facultativas, las cuales pueden realizar procesos aerobios o anaerobios. Los procesos biológicos que utilizan las bacterias de este último grupo, son idénticos a los aerobios y anaerobios estrictos, con la diferencia de que hay cierto número de reacciones específicas que no son capaces de realizar, como la reducción de CO_2 a CH_4 y la oxidación de NH_3 a NO_3 .

Demanda Bioquímica de Oxígeno

La Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), es uno de los parámetros más ampliamente usados para estimar la contaminación potencial de desechos orgánicos en el agua.

La DBO es una medida de la cantidad de oxígeno consumido por las bacterias en la degradación de materia orgánica presente en el agua en condiciones aerobias. El oxígeno consumido en el proceso es proporcional a la cantidad de materia orgánica existente en el agua.

La DBO normalmente se determina en laboratorio para 5 días y a una temperatura de incubación de $20^\circ C$, y se le denomina DBO_5 . Para las aguas residuales la DBO_5 representa aproximadamente las dos terceras partes de la demanda que sería ejercida si se oxidara toda la materia orgánica por vía biológica.

En la realización de la prueba de la DBO deben considerarse dos aspectos: por una parte, el agua puede tener un inóculo adecuado de bacterias, pero si se trata de agua residual industrial poco cargada de bacterias, entonces habrá que añadir inóculo. Por otra parte, como se vió en el apartado 2.1.1 la solubilidad del oxígeno en el agua es muy limitada, por lo que para valores altos de DBO deben hacerse diluciones. El agua de dilución se prepara conteniendo los nutrientes necesarios para la actividad biológica, además se aerea para saturarla de oxígeno, antes de mezclarla con el agua residual.

Se considera que la DBO sigue una ley matemática exponencial en la que la velocidad de consumo de oxígeno en cualquier instante, es directamente proporcional a la cantidad de materia orgánica oxidable restante para algún tiempo

$$\frac{dy}{dt} = -k_1 y \quad (2.1)$$

en donde y es la DBO en el tiempo t , y k_1 es una constante de proporcionalidad de la reacción.

En la Figura 2.5 se muestra la representación gráfica de la ecuación 2.1, donde se nota que la DBO decrece conforme transcurre el tiempo, a partir de un máximo ocurrido en un tiempo específico.

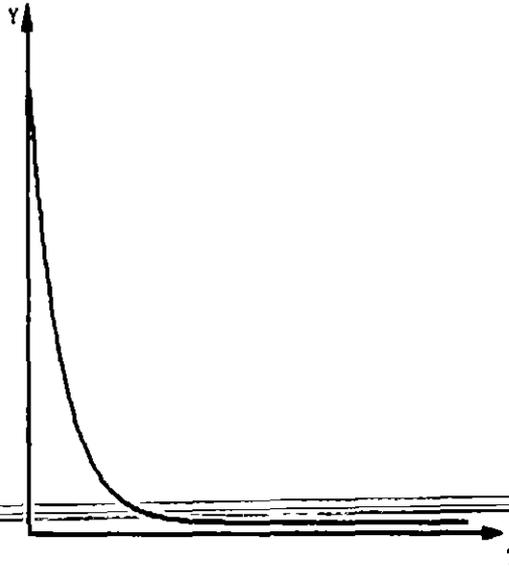


Figura 2.5 Representación gráfica de la ecuación 2.1

Integrando la ecuación 2.1 y llamando L a la DBO existente para $t = 0$, se tiene

$$\frac{dy}{y} = -k_1 dt$$

$$\int_{y=L}^{y=y} \frac{dy}{y} = -k_1 \int_{t=0}^{t=t} dt$$

$$\ln \frac{y}{L} = -k_1 t$$

$$\ln y - \ln L = -k_1 t$$

$$\ln \frac{y}{L} = -k_1 t$$

$$y = L e^{-k_1 t} \quad (2.2)$$

La DBO ejercida al cabo de un tiempo t es la diferencia entre la existente en el momento inicial y la remanente, por lo que

$$DBO = L - Y = L(1 - e^{-k_1 t}) \quad (2.3)$$

El valor de k_1 y L se obtiene de un conjunto de datos de la DBO para ciertos tiempos. La constante k_1 varía con la temperatura de acuerdo con la ecuación

$$k_{1(t)} = k_{1(20)} (1.047^{(t-20)}) \quad (2.4)$$

en donde $k_{1(20)}$ es el valor de la DBO obtenida en la determinación a 20°C y t es la temperatura real existente. La ecuación 2.4 puede utilizarse para determinar la velocidad a que se ejerce la DBO a temperaturas diferentes a 20°C, valor que es importante conocer cuando se trata de investigar el efecto de las descargas de aguas residuales en los cuerpos de agua receptores.

Efectos de las descargas de aguas residuales en las corrientes

En las corrientes de agua naturales existe un equilibrio entre la vida vegetal y animal, habiendo una gran interacción entre las diversas formas de vida. Las aguas de buena calidad se caracterizan por una gran variedad de especies, sin predominio de unas sobre otras. La materia orgánica vertida a un cauce es descompuesta por las bacterias en nitrógeno amoniacal, nitratos, sulfatos, dióxido de carbono, etcétera, los cuales son utilizados por las plantas y algas para producir carbohidratos y oxígeno. Las especies vegetales sirven de alimento a animales microscópicos (protozoos, rotíferos, etcétera), los cuales a su vez sirven de alimento a los crustáceos, insectos, gusanos y peces. Algunos organismos se alimentan de los residuos producidos por otros, ayudando de esta manera a la degradación bacteriana.

La introducción de cantidades excesivas de residuos en una corriente de agua, altera el ciclo al promover un rápido crecimiento bacteriano, que puede producir una disminución del oxígeno disuelto en el agua. Las aguas contaminadas se caracterizan por tener una gran cantidad de un número reducido de especies. Al estabilizarse el exceso de materia orgánica se restablece el ciclo normal según un proceso conocido como autodepuración. A menudo las normas de calidad del agua se establecen de manera que se pueda mantener una concentración mínima de oxígeno disuelto tal que sea capaz de proteger el ciclo natural en los cursos de agua, aprovechando su capacidad de asimilación natural.

Factores que afectan la autodepuración de las corrientes

Los factores que afectan el proceso de autodepuración de las corrientes son: dilución, agitación, sedimentación, luz solar y temperatura.

La dilución ayuda a los mecanismos de autodepuración de las aguas superficiales, sin embargo, su ocurrencia depende de que se descarguen relativamente pequeñas cantidades de desecho en grandes volúmenes de agua. El crecimiento de la población y la actividad industrial junto con el incremento en los consumos de agua y cantidad de aguas residuales impide el uso de muchas corrientes para dilución de aguas crudas o pobremente tratadas, por lo que se requieren tratamientos para minimizar el impacto en la calidad del agua con las descargas de agua residual.

La capacidad de dilución de una corriente puede calcularse usando el principio de conservación de la masa (Cap. I, sección I.5). Si se conocen la tasa de flujo volumétrico y la concentración de un material determinado, tanto en la corriente como en la descarga de desechos, la concentración después de la mezcla puede calcularse como sigue:

$$\chi_c Q_c + \chi_d Q_d = \chi_m Q_m \quad (2.5)$$

donde χ representa la concentración (masa/volumen) de material contaminante, Q es el gasto (volumen/tiempo), los subíndices c, d y m designan la corriente, descarga y condiciones de mezcla.

Problema ejemplo 2.1

Medida de dilución en corrientes

Se descarga agua residual tratada en una corriente como se muestra en la Figura 2.6. La concentración de sodio en la corriente en el punto A es de 10 mg/l y el gasto de 20 m³/s. La concentración de sodio en la descarga es de 250 mg/l, con un gasto de 1.5 m³/s. Determinar la concentración de sodio en el punto B asumiendo que existe mezclado completo.

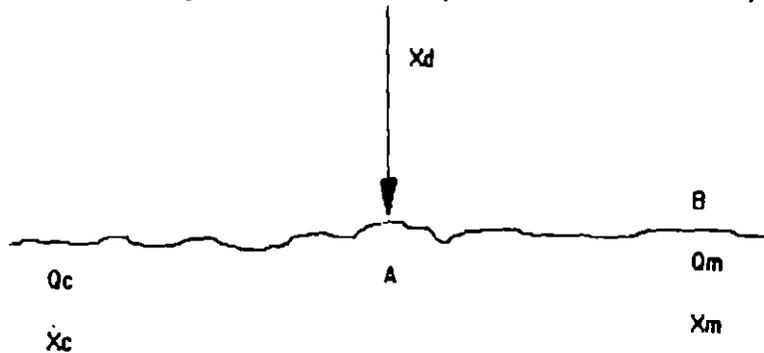


Figura 2.6 Datos correspondientes al ejemplo 2.1

Solución:

1. Estableciendo un balance de masa entre los puntos A y B, se tiene

Masa entrante = Masa saliente

$$X_c Q_c + X_d Q_d = X_m Q_m$$

dado que Q_m es la suma de los otros dos gastos, entonces

$$X_m = \frac{X_c Q_c + X_d Q_d}{Q_m}$$

2. Sustituyendo los datos, se tiene

$$X_m = \frac{(10)(20) + (250)(1.5)}{20 + 1.50}$$

$$\chi_m = 26.7 \frac{mg}{l}$$

La agitación del agua en las corrientes propicia la dispersión del agua residual, disminuyendo la posibilidad de creación de zonas localizadas con altas concentraciones de contaminantes. Como se vió en el apartado correspondiente a Transferencia de Gases (Cap. I, sección I.7), el oxígeno de la atmósfera se disuelve en el agua a una velocidad que depende del déficit de saturación, de la agitación en la superficie y de la temperatura del agua. Puesto que la reaereación varía en proporción directa al déficit de oxígeno, una curva representada gráficamente por los déficits de oxígeno en las ordenadas y los tiempos en las abscisas, es de pendiente negativa, y la correspondiente ecuación diferencial será

$$\frac{dD}{dt} = -k_2 D \quad (2.6)$$

en la que D es el déficit de saturación a un tiempo cualquiera t , y k_2 es una constante de rapidez de la reaereación, que es función de la turbulencia de la corriente, y puede calcularse por medio de

$$k_2 = \left(\frac{D_m u}{H^3} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.7)$$

donde u es la velocidad media de la corriente, H es la profundidad media del cauce, D_m es el coeficiente de difusión molecular igual a 2.037×10^{-5} cm/s a 20°C .

La ecuación 2.6 puede expresarse también como:

$$\frac{dD}{D} = -k_2 dt$$

Integrando se tiene:

$$\int_{D_0}^D \frac{dD}{D} = -k_2 \int_{t=0}^{t=t} dt$$

$$\ln D \Big|_{D_0}^D = -k_2 t \Big|_0^t$$

$$\ln D - \ln D_0 = -k_2 t$$

$$\frac{D}{D_0} = e^{-k_2 t}$$

$$D = D_0 e^{-k_2 t} \quad (2.8)$$

en la que **D** es el déficit de oxígeno en mg/l para cualquier tiempo **t**, **D₀** es el déficit inicial para **t = 0**, **t** es el tiempo generalmente expresado en días, y **k₂** es la constante de reaeración o reoxigenación.

El coeficiente de reaeración **k₂** es función de la temperatura y la profundidad del agua, de la velocidad y turbulencia de la corriente. Para corrientes agitadas puede llegar a ser hasta 0.5, para grandes corrientes de lenta velocidad puede ser 0.15 a 0.20 1/día, mientras que para embalses puede ser un valor tan bajo como 0.05 1/día. Estos valores son para una temperatura del agua de 20°C. La corrección de **k₂** por razón de la temperatura puede hacerse con la siguiente fórmula

$$k_2(T) = k_2(20^\circ\text{C}) (1.025^{(T-20)}) \quad (2.9)$$

en la que **k₂(T)** es la constante de reaeración a T°C.

Las corrientes rápidas favorecen la reaeración, a la vez que se reduce el tiempo de recuperación; pero pueden aumentar la longitud del tramo de la corriente afectado por el vertido.

La **sedimentación** puede eliminar los sólidos suspendidos, los que contribuyen a la DBO, si la velocidad de la corriente es menor que la de arrastre de las partículas. Tal eliminación mejora la calidad del agua corriente abajo de la zona de sedimentación, pero no cabe duda que es perjudicial en la zona en que los sólidos se acumulan.

La **luz solar** actúa como desinfectante y estimula el crecimiento de las algas. Estas producen oxígeno durante el día, pero lo consumen durante la noche. Como se explicó en la sección 2.1.1 referente al OD, las aguas que contienen gran desarrollo de algas pueden llegar a sobresaturarse de OD durante las horas de sol y tornarse anaerobias durante la noche.

La **temperatura** afecta la solubilidad del OD en el agua, a la actividad de las bacterias (medible a través de **k₁**) y a la velocidad de reaeración (medible a través de **k₂**). La condición crítica se suele alcanzar en épocas de altas temperaturas en las que el consumo de oxígeno es elevado y su disponibilidad es reducida.

Evolución del oxígeno disuelto en una corriente por efecto de una descarga

Se denomina **déficit de oxígeno** en una corriente a la diferencia entre el oxígeno de saturación (concentración de equilibrio de acuerdo con la ley de Henry), y la concentración de oxígeno disuelto medida en el agua.

El déficit de oxígeno en una corriente es función de la utilización del oxígeno en la degradación de la materia orgánica y de la reaeración.

Analizando las ecuaciones 2.1 y 2.6 que se muestran en forma simultánea en la Figura 2.7, se observa que los dos procesos representan fenómenos opuestos, por lo que el déficit de oxígeno en una corriente con degradación y reaeración, se expresa por:

$$\frac{dD}{dt} = -k_2D - (-k_1Y)$$

$$\frac{dD}{dt} = -k_2D + k_1Y$$

y de la ecuación 2.2,

$$Y = Le^{-k_1t}$$

$$\frac{dD}{dt} = -k_2D + k_1Le^{-k_1t}$$

por lo que la ecuación anterior puede ser escrita como

$$\frac{dD}{dt} + k_2D = k_1Le^{-k_1t} \quad (2.10)$$

la que corresponde a una ecuación diferencial de la forma

$$\frac{dy}{dx} + Py = Q$$

IMPACTO AMBIENTAL

donde P y Q son funciones de x . El factor de integración necesario para la solución de este tipo de ecuación es

$$e^{\int P dx}$$

$$e^{\int k_2 dt} = e^{k_2 t}$$

multiplicando la ecuación 2.10 por el término elevado a la $k_2 t$, se obtiene

$$e^{k_2 t} \frac{dD}{dt} + k_2 D e^{k_2 t} = k_1 L e^{(k_2 - k_1) t}$$

factorizando el lado izquierdo

$$e^{k_2 t} \frac{dD}{dt} + k_2 D e^{k_2 t} = \frac{dD}{dt} e^{k_2 t}$$

separando variables e integrando

$$\int dD e^{k_2 t} = k_1 L \int e^{(k_2 - k_1) t} dt$$

$$D e^{k_2 t} = \frac{k_1 L}{k_2 - k_1} e^{(k_2 - k_1) t} + C$$

La constante de integración C se determina a partir de las condiciones de frontera,
 $D = D_0$ para $t = 0$

$$D_0 = \frac{k_1 L}{k_2 - k_1} (1) + C$$

$$C = D_0 - \frac{k_1 L}{k_2 - k_1}$$

sustituyendo el valor de C se tiene

$$D e^{k_2 t} = \frac{k_1 L}{k_2 - k_1} (e^{(k_2 - k_1) t} + D_0 - \frac{k_1 L}{k_2 - k_1})$$

ó

$$D = \frac{k_1 L}{k_2 - k_1} \left(\frac{e^{(k_2 - k_1) t}}{e^{k_2 t}} \right) - \frac{k_1 L}{(k_2 - k_1) e^{k_2 t}} + \frac{D_0}{e^{-k_2 t}}$$

y finalmente

$$D = \frac{k_1 L}{k_2 - k_1} (e^{-k_1 t} - e^{-k_2 t}) + D_0 e^{-k_2 t} \quad (2.11)$$

En la ecuación 2.11, t representa el tiempo de recorrido a partir del punto de descarga y hasta un punto de interés y se obtiene como:

$$t = \frac{d}{u} \quad (2.12)$$

donde d es la distancia de recorrido y u es la velocidad de la corriente.

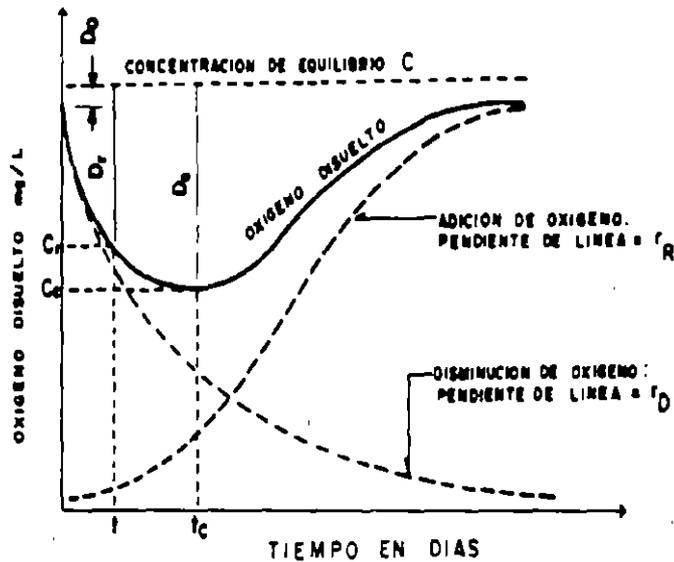


Figura 2.7 Evolución del oxígeno disuelto, curva sag. Demanda Bioquímica de Oxígeno y adición de oxígeno.

La gráfica que define la ecuación 2.11 se muestra también en la Figura 2.7 y se conoce como curva de evolución del oxígeno disuelto o curva sag. El punto de mayor interés en la curva está representado por la concentración más baja de oxígeno, ya que corresponde al máximo impacto debido a la descarga de aguas residuales. El punto para el cual el oxígeno disuelto es mínimo se conoce como déficit crítico D_c , y el tiempo se define como tiempo crítico t_c . Para el déficit crítico la razón de cambio del déficit es cero, y la expresión para D_c se encuentra a partir de la ecuación 2.10

$$0 + k_2 D_c = k_1 L e^{-k_1 t_c}$$

ó

$$k_2 D_c = k_1 L e^{-k_1 t_c}$$

y

$$D_c = \frac{k_1}{k_2} L e^{-k_1 t_c} \quad (2.13)$$

La solución de la ecuación anterior depende del valor numérico de t_c . La ecuación para el cálculo de t_c se obtiene de la ecuación 2.11 derivando e igualando a cero, ya que el Déficit crítico es máximo para t_c .

$$\frac{k_1 L}{k_2 - k_1} (-k_1 e^{-k_1 t_c} + k_2 e^{-k_2 t_c}) - k_2 D_0 e^{-k_2 t_c} = 0$$

dividiendo por $e^{-k_2 t_c}$

$$\frac{k_1 L}{k_2 - k_1} (-k_1 e^{(k_2 - k_1) t_c} + k_2) - k_2 D_0 = 0$$

ordenando

$$k_2 D_0 \left(\frac{k_2 - k_1}{k_1 L} \right) = k_2 - k_1 e^{(k_2 - k_1) t_c}$$

$$k_1 e^{(k_2 - k_1) t_c} = k_2 - D_0 \frac{k_2}{k_1} \frac{k_2 - k_1}{L}$$

dividiendo la ecuación anterior por k_1 y tomando antilogaritmos

$$(k_2 - k_1) t_c = \ln \left(\frac{k_2}{k_1} - D_0 \frac{k_2}{k_1^2} \frac{k_2 - k_1}{L} \right)$$

y de otra forma

$$t_c = \frac{1}{k_2 - k_1} \ln \left[\frac{k_2}{k_1} \left(1 - D_0 \frac{k_2 - k_1}{k_1 L} \right) \right] \quad (2.14)$$

Con las ecuaciones 2.13 y 2.14 puede predecirse para una descarga de aguas residuales, la concentración mínima de oxígeno disuelto en la corriente y la distancia aguas abajo para la cual ocurre.

Problema Ejemplo 2.1

Una planta municipal de tratamiento de aguas residuales descarga a una corriente su efluente del tratamiento secundario. Las condiciones más críticas ocurren durante el verano cuando el flujo de la corriente baja y la temperatura en el agua aumenta. Para estas condiciones se determinaron las características de la corriente y la descarga: el gasto máximo del agua residual fue de 20,000 m³/día, DBO₅ de 50 mg/l, concentración de oxígeno disuelto de 2 mg/l, y una temperatura de 25°C. Aguas arriba del punto de descarga la corriente tiene un gasto mínimo de 0.7 m³/s, DBO₅ de 4 mg/l, concentración de oxígeno disuelto de 8 mg/l, y una temperatura de 20 °C. La constante de desoxigenación es de 0.23 día⁻¹ y la de reaeración es de 0.4 día⁻¹ a 20° C.

Determine la concentración mínima de oxígeno disuelto en la corriente y el tiempo de recorrido para el cual ocurre, por efecto de la descarga.

Solución

1. Determinación de las características de la mezcla de aguas residuales y de la corriente.

a)

$$Q_{descarga} = 20000 \frac{m^3}{día} \times \frac{1 día}{24 h} \times \frac{1 h}{60 min} \times \frac{1 min}{60 s}$$

$$Q_{descarga} = 0.23 \text{ m}^3/s$$

$$Q_{mezcla} = Q_{descarga} + Q_{río}$$

$$Q_{mezcla} = 0.23 + 0.7$$

$$Q_{mezcla} = 0.93 \text{ m}^3 /s$$

b) DBO₅ de la mezcla, de la ecuación 2.5

$$Q_{mezcla} \text{ DBO}_{5 \text{ mezcla}} = Q_{descarga} \text{ DBO}_{5 \text{ descarga}} + Q_{río} \text{ DBO}_{5 \text{ río}}$$

$$DBO_{5mezcla} = \frac{0.23 \times 50 + 0.7 \times 4}{0.93}$$

$$DBO_{5mezcla} = 15.38 \text{ mg/l}$$

Cálculo de la demanda bioquímica última, de la ecuación 2.3

$$L = \frac{DBO_{5mezcla}}{(1 - e^{-k_1 t})}$$

$$L = \frac{15.38}{(1 - e^{-0.23 \times 5})}$$

$$L = 22.51 \text{ mg/l}$$

c) Oxígeno disuelto de la mezcla, de la ecuación 2.5

$$OD_{mezcla} = \frac{0.23 \times 2 + 0.7 \times 8}{0.93}$$

$$OD_{mezcla} = 6.52 \text{ mg/l}$$

d) Temperatura de la mezcla, de la ecuación 2.5

$$T_{mezcla} = \frac{0.23 \times 25 + 0.7 \times 20}{0.93}$$

$$T_{mezcla} = 21.24 \text{ } ^\circ\text{C}$$

2. Corrección por temperatura para k_1 y k_2

a) k_1 , de la ecuación 2.4

$$k_{21.24} = k_{20} (1.047^{21.24 - 20})$$

$$k_{21.24} = 0.23 (1.0586)$$

$$k_{21.24} = 0.24 \text{ día}^{-1} = k_1$$

b) k_3 de la ecuación 2.9

$$k_{21.24} = k_{20} (1.025^{21.24 - 20})$$

$$k_{21.24} = 0.40 (1.031)$$

$$k_{21.24} = 0.41 \text{ día}^{-1} = k_2$$

3. Determinación del déficit inicial de oxígeno.

a) A una temperatura de 21.24°C la concentración de equilibrio del oxígeno disuelto en agua dulce es 8.90; entonces

$$D_0 = 8.90 - 6.52 = 2.38 \text{ mg/l}$$

4. Cálculo del déficit crítico y su localización

a)

$$t_c = \frac{1}{k_2 - k_1} \ln \left[\frac{k_2}{k_1} \left(1 - D_0 \frac{k_2 - k_1}{k_1 L} \right) \right] \quad (2.14)$$

$$t_c = \frac{1}{0.41 - 0.24} \ln \left[\frac{0.41}{0.24} \left(1 - 2.38 \frac{0.41 - 0.24}{0.24 (22.51)} \right) \right]$$

$$t_c = 2.69 \text{ día}$$

b)

$$D_c = \frac{k_1}{k_2} L e^{-k_1 t_c}$$

$$D_c = \frac{0.24}{0.41} (22.51 e^{-0.24(2.69)})$$

$$D_c = 6.91 \text{ mg/l}$$

y la concentración mínima de oxígeno disuelto es :

$$\text{OD} = 8.90 - 6.91 = 1.99 \text{ mg/l}$$

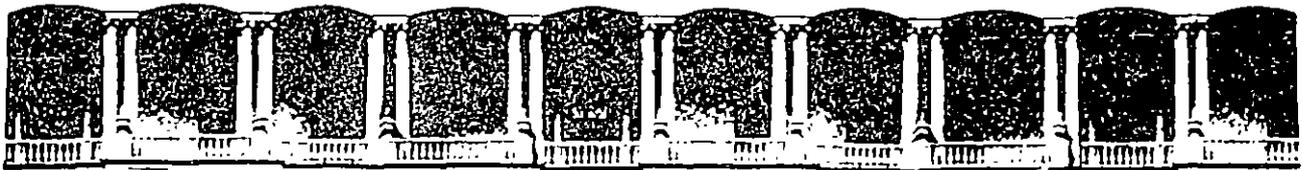
Limitaciones del modelo de la curva de evolución del oxígeno disuelto

En el modelo de la curva sag no se consideran todas las variables que afectan los fenómenos de reaeración y desoxigenación. A continuación se analizan cuáles son los factores que no se consideran en el modelo, así como las sugerencias respecto a cómo considerar las limitaciones en cada caso particular.

Variables de reaeración. En el abasto de oxígeno a la corriente intervienen muchos factores que no se consideran en el modelo matemático de la curva sag, como por ejemplo la contribución de los productores en el proceso de la fotosíntesis. En todo caso, al no considerarse esto en el modelo se tiene la condición crítica o más desfavorable, ya que no se toma en cuenta la participación del proceso de la fotosíntesis en la reaeración. Además en el modelo se establecen condiciones constantes para la corriente como área hidráulica, pendiente, velocidad y otros, lo que muy raras veces se presenta en la realidad; sin embargo esta limitación puede ser eliminada si se consideran pequeñas secciones del río donde las variables sean más o menos constantes.

Variables de desoxigenación. La ecuación del modelo de la curva de evolución del oxígeno disuelto está basada en la consideración de una sola descarga, cuando en la realidad puede haber varias descargas a lo largo de la corriente. Sin embargo, ésta limitación puede eliminarse si se divide al río en tramos en los cuales se analice una por una cada descarga, de tal forma que las condiciones iniciales para cada tramo correspondieran a las condiciones finales del tramo anterior. Por otro lado, si existen corrientes tributarias que descarguen a la corriente principal también deberán considerarse estas descargas con sus características, ya que el flujo de la corriente se incrementará.

La constante k , que se incluye en el modelo sólo considera la desoxigenación debida a la degradación de la materia orgánica contenida en la descarga, sin embargo, existen otras variables que contribuyen al consumo de oxígeno disuelto y al incremento de la demanda bioquímica de oxígeno tales como: la respiración de las algas en ausencia de luz solar, procesos de nitrificación que incrementan la demanda de oxígeno y los depósitos de lodo en el fondo de la corriente. Además, los microorganismos presentes en las corrientes pueden ser más eficientes en la degradación de materia orgánica que los microorganismos utilizados en la prueba de laboratorio de la DBO.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA, UNAM
DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONTRUCCION DE OBRAS HIDRAULICAS
MODULO II: HIDROLOGIA
DEL 12 AL 24 DE AGOSTO DE 1996
DIRECTORIO DE ASISTENTES

ROGELIO AQUINO CHAPARRO
SUPERVISOR DE PROYECTOS
D.G.C.O.H.
VIADUCTO RIO LA PIEDAD 507
GRANJAS MEXICO, IZTACALCO
08400, MEXICO, D.F.
650 18 41

IGNACIO HERNANDEZ LOPEZ
JEFE DE OFICINA
S.C.T.
COYOACAN 1895
COL. ACACIAS, BENITO JUAREZ
03240, MEXICO, D.F.
524 83 53

ENRIQUE CAMPOS CAMPOS
PROFESOR
UNIVERSIDAD JUAREZ AUT.TABASCO
ZONA DE LA CULTURA S/N
VILLAHERMOSA, TABASCO
53 00 15

VILIULFO ISLAS GUTIERREZ
COMISION FEDERAL DE ELECTRIC.
THIER 252 PISO 2,
COL. CASA BLANCA
MEXICO, D.F.
250 18 08

FERNANDO JIMENEZ MARTINEZ
SUPERVISOR DE PROYECTOS
DIRC.GRAL.OBRAS HIDRAULICAS
VIADUCTO 517
GRANJAS MEXICO, IZTAPALAPA
MEXICO, D.F.
650 18 41

MA. ALEJANDRA MARTINEZ LOPEZ
ING. CIVIL
COMISION FEDERAL DE ELECTRIC.
OKLAHOMA 85 1er PISO
COL. NAPOLES, MIGUEL HIDALGO
03810, MEXICO, D.F.
543 55 44

SERGIO ARTURO RENTERIA GUEVARA
JEFE DE PROYECTO DE DISP.SUPER
COMISION NACIONAL DEL AGUA
INSURGENTES 1960
COL. FLORIDA, ALVARO OBREGON
03810, MEXICO, D.F.
663 31 61/ 63/ 64

ALFREDO ROMERO AVILA
INGENIERO DE PROYECTO
CONSULTEC.INGENIEROS ASOCIADOS
VIADUCTO MIGUEL ALEMAN 22-7
COL. NAPOLES, BENITO JUAREZ
MEXICO, D.F.
661 32 30