

Capítulo 7

ANÁLISIS DE CAUDALES

7.1 GENERALIDADES

El régimen de caudales de una corriente de agua durante un período determinado, es el único término del balance hidrológico de una cuenca que puede ser medido directamente con una buena precisión. Los otros elementos de ese balance, como las precipitaciones, la evaporación, etc, no pueden ser sino estimados a partir de mediciones observadas en distintos puntos de la cuenca o deducidos de fórmulas hidrológicas, los cuales son siempre estimativos muy aproximados. El régimen de caudales es un dato básico, indispensable, para los todos los diseños hidráulicos y para muchas obras civiles en los que ellos son parte importante como las carreteras, puentes, acueductos, presas, etc. Así la instalación de muchas "estaciones de aforo" que permitan observar, en una serie de años tan larga, como sea posible, los caudales escurridos en puntos característicos del río principal y, si fuere oportuno, de sus diversos afluentes, es el preámbulo de todo estudio hidráulico de una cuenca. Si embargo en países como el nuestro las estaciones de aforo de caudales son inexistentes en muchos sitios, lo que ha obligado a recurrir a métodos aproximados para la estimación de los caudales de diseño, como son los métodos de regionalización. Sin embargo jamás debe olvidarse que ningún método por bueno que sea reemplaza la medida directa de la variable

El objeto de toda estación de aforo es poder establecer la curva de caudales contra el tiempo. Todos los ríos de cierto tamaño en una región se deben medir cerca de sus bocas lo mismo que un cierto número de afluentes. Las corrientes que se piensen aprovechar en un futuro deben ser instrumentadas. Sin embargo no debe cometerse el error muy frecuente en Colombia de instrumentar solo las corrientes que en futuro van a tener aprovechamientos hidroeléctricos o las que drenan cuencas grandes dejándose de lado otras, importantes desde el punto de vista de control de inundaciones, navegación, etc. Es alarmante la

falta casi total de estaciones de medida en las áreas urbanas y semirurales de la mayoría de ciudades colombianas, ocasionando que se tenga un completo desconocimiento del comportamiento hidráulico de pequeñas corrientes, responsables muchas veces de tragedias e inundaciones en las épocas invernales.

7.2 METODOS PARA MEDIR CAUDALES.

Los métodos para medir caudales pueden clasificarse en dos grandes categorías: métodos directos y métodos indirectos. En estas dos categorías los más utilizados son:

Métodos directos:

- Método área velocidad
- Dilución con trazadores

Métodos indirectos:

- Estructuras hidráulicas.
- Método área pendiente.

Con muy pocas excepciones las medidas de caudal continuas en el tiempo son muy costosas, por lo que se relaciona el caudal con el nivel del agua, el cual se puede medir mucho más fácilmente que el caudal. Las curvas que relacionan estos niveles con el caudal son las llamadas curvas de calibración, cuya obtención se discutirá más adelante.

7.2.1 Métodos directos

7.2.1.1 Método área velocidad.

Este método consiste básicamente en medir en un área transversal de la corriente, previamente determinada, las velocidades de flujo con las cuales se

puede obtener luego el caudal. El lugar elegido para hacer el aforo o medición debe cumplir los siguientes requisitos:

- La sección transversal debe estar bien definida y que en lo posible no se presente agradación o degradación del lecho.
- Debe tener fácil acceso
- Debe estar en un sitio recto, para evitar las sobreelevaciones y cambios en la profundidad producidos por curvas.
- El sitio debe estar libre de efectos de controles aguas abajo, que puedan producir remansos que afecten luego los valores obtenidos con la curva de calibración. (perfiles M1 y S1)

Una de los procedimientos mas comunes empleados en este método es el descrito a continuación.

En el sitio que se decidió hacer el aforo, se hace un levantamiento topográfico completo de la sección transversal, el cual dependiendo de su ancho y profundidad, puede hacerse con una cinta métrica o con un equipo de topografía. La sección escogida se divide en tramos iguales tal como muestra la figura 7.1

En cada vertical, de las varias en que se divide la sección, se miden velocidades con el correntómetro a 0.2, 0.6 y 0.8 de la profundidad total. Cada vertical tiene su respectiva área de influencia (sombreada en la gráfica).

Las verticales deben tener las siguientes características:

El ancho entre ellas no debe ser mayor que $1/15$ a $1/20$ del ancho total de la sección.

El caudal que pasa por cada área de influencia A_i no debe ser mayor que el 10% del caudal total.

La diferencia de velocidades entre verticales no debe sobrepasar un 20%.

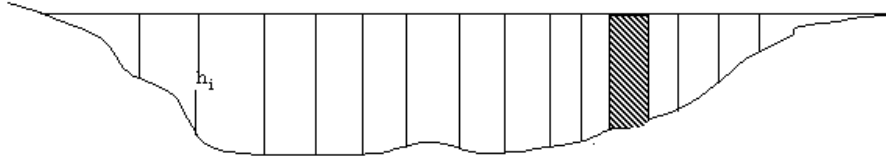


FIGURA 7.1 Sección transversal para el método área velocidad

La velocidad media en cada vertical es:

$$\ddot{V}_i = \frac{V_{0.2} + V_{0.6} + V_{0.8}}{3} \quad (7.1)$$

y el caudal Q_i correspondiente a la respectiva área de influencia, A_i , es:

$$Q_i = \ddot{V}_i A_i$$

y el caudal total, Q_T , será entonces:

$$Q_T = \sum_{i=1}^n Q_i \quad (7.2)$$

Cuando las profundidades de la sección son pequeñas, menores de 0.6 m, solo se mide la velocidad a 0.6 de la profundidad, velocidad que se considera representativa de la velocidad media de la vertical.

7.2.1.2 Dilución con trazadores

Esta técnica se usa en aquellas corrientes que presenten dificultades para la

aplicación del método área velocidad o medidas con estructuras hidráulicas, como en corrientes muy anchas o en ríos torrenciales. Se puede implementar de dos maneras así:

Inyectar rápidamente un volumen de trazador. Este método es llamado también método de integración. Supóngase que en una sección 1 de un río se adiciona un pequeño volumen de trazador (V_1) con una concentración alta C_1 . Si existe en el río una concentración, C_0 , en el río, el perfil de concentraciones se comporta con el tiempo así:

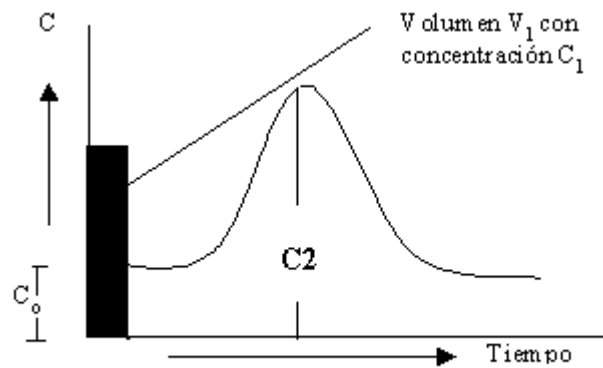


FIGURA 7.2 Inyección de un volumen conocido de trazador

Por continuidad se tiene:

$$V_1 C_1 = \int_{t_1}^{t_2} Q C_2 dt - \int_{t_1}^{t_2} Q C_0 dt$$

donde Q es el caudal de la corriente que se desea conocer, resolviendo la ecuación para Q se tiene:

$$Q = \frac{V_1 C_1}{\int_{t_1}^{t_2} (C_2 - C_0)} \quad (7.3)$$

Inyección a caudal constante.

Se inyecta un trazador en una sección dada a un caudal constante q_0 con una concentración de trazador C_0 así:

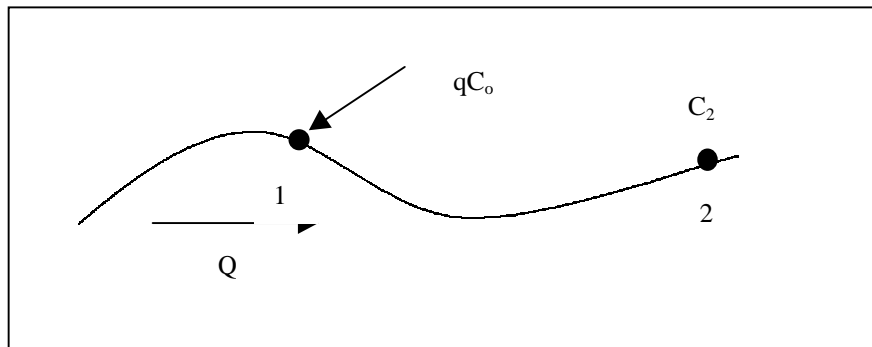


FIGURA 7.3 Inyección a caudal constante

Si se realiza un balance de masa de trazador entre el punto 1 y el punto 2 y suponiendo que la corriente lleva una concentración de trazador de C_1 se tiene:

$$QC_1 + qC_0 = (Q + q)C_2$$

despejando el caudal Q :

$$Q = \frac{q(C_2 - C_0)}{(C_1 - C_2)} \quad (7.4)$$

Es importante anotar que para aplicar este método se supone que el flujo es permanente.

Los trazadores deben tener las siguientes propiedades:

- No deben ser absorbidos por los sedimentos o vegetación, ni deben reaccionar químicamente.
- No deben ser tóxicos.
- Se deben detectar fácilmente en pequeñas concentraciones.
- No deben ser costosos

Los trazadores son de 3 tipos:

- 1) **Químicos:** de esta clase son la sal común y el dicromato de sodio
- 2) **Fluorescentes:** como la rodamina
- 3) **Materiales radioactivos:** los más usados son el yodo 132, bromo 82, sodio

La sal común puede detectarse con un error del 1% para concentraciones de 10 ppm. El dicromato de sodio puede detectarse a concentraciones de 0,2 ppm y los trazadores fluorescentes con concentraciones de $1/10^{11}$

Los trazadores radioactivos se detectan en concentraciones muy bajas ($1/10^{14}$). Sin embargo su utilización requiere personal muy especializado.

Ejemplo 7.1

Una solución de sal común con una concentración de 200g/l fue descargada en un río con un caudal constante de 25 l/s. El río tenía inicialmente una concentración de sal de 10 ppm. Aguas abajo se midió una concentración de 45 ppm. Cuál es el caudal en el río?

Solución:

Se tienen entonces los siguientes valores:

$$C_0=200 \text{ g/l}$$

$$C_1=10 \text{ ppm}=0.01 \text{ g/l}$$

$$q=25 \text{ l/s}$$

$$C_2=45 \text{ ppm}=0.045 \text{ g/l}$$

aplicando la ecuación 7.4 se tiene:

$$Q = \frac{25(200 - 0.045)}{(0.045 - 0.01)}$$

$$Q = 113.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

7.2.2 Métodos indirectos

Los métodos indirectos más utilizados son las estructuras hidráulicas y el método área -velocidad.

7.2.2.1 Estructuras hidráulicas:

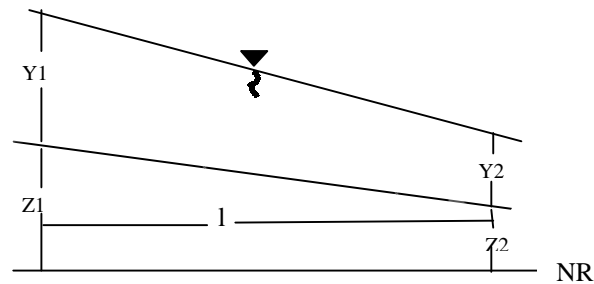
El principio de funcionamiento de todas las estructuras hidráulicas es establecer una sección de control, donde a partir de la profundidad se pueda estimar el caudal. Las estructuras hidráulicas más comunes para este tipo de medidas son usar vertederos, canaletas y compuertas: Para los vertederos se obtienen relaciones entre el caudal Q y la lámina de agua H del tipo:

$$Q = CH^n \quad (7.5)$$

donde C y n son coeficientes que dependen de la forma geométrica del vertedero.

7.2.2.2 Método área-pendiente.

A veces se presentan crecientes en sitios donde no existe ningún tipo de instrumentación y cuya estimación se requiere para el diseño de estructuras hidráulicas tales como puentes o canales. Las crecientes dejan huellas que permiten hacer una estimación aproximada del caudal determinando las propiedades geométricas de 2 secciones diferentes, separadas una distancia L y el coeficiente de rugosidad en el tramo. Supongase que se tiene un tramo de río con profundidades Y1 y Y2 en las secciones 1 y 2 respectivamente, siendo NR el nivel de referencia:



Aplicando la ecuación de Bernoulli se tiene:

$$h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (7.6)$$

donde: $h = Y + Z$ y h_f son las pérdidas de energía que se pueden hallar usando la fórmula de Manning:

$$VA = Q = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S_f^{1/2} \quad (7.7)$$

donde:

V: velocidad en m/s

R_H : radio hidráulico en m

S_f : pendiente de la línea de energía

A: área de la sección transversal en m^2

n: coeficiente de rugosidad de Manning

La metodología que debe seguirse es la siguiente:

1) Asumir que $V_1 = V_2$ lo que implica que:

$$h_f = h_1 - h_2 \Rightarrow S_f = \frac{h_f}{L}$$

2) Si en la fórmula de Manning :

$$K = \frac{1}{n} R_H^{2/3} A$$

el caudal puede expresarse como:

$$Q = K S_f^{1/2} \quad (7.8)$$

Se encuentra un valor promedio de K para las dos secciones, el cual puede hallarse con la media geométrica así:

$$K = \sqrt{K_1 K_2} \quad (7.9)$$

3) Se calculan las cabezas de velocidad en cada sección usando el caudal hallado con la expresión anterior ($V_1=Q/A_1$; $V_2=Q/A_2$).

4) Calcular un nuevo valor de h_f usando estas velocidades en la ecuación 7.6. Si se encuentra un valor de h_f igual al hallado en el primer paso, el problema está resuelto. Si no, se vuelve al paso 2 con el último valor de h_f hallado y se continúa hasta que dos cálculos sucesivos de las pérdidas hidráulicas difieran en muy poco.

La mayor fuente de incertidumbre de este método es la estimación confiable del coeficiente de rugosidad de Manning, n . Sin embargo se puede definir una metodología para hallarlo a partir de datos tomados en el campo. Existen en la literatura numerosas expresiones que permiten estimar el coeficiente de rugosidad de Manning a partir de la granulometría del lecho y de las variables del flujo. Para cauces en lechos de grava, como son la mayoría de los ríos de montaña colombianos, las expresiones que mejor se comportan (Posada, 1998) son:

- *Meyer - Peter & Muller, 1948* $n = 0.038 \cdot D_{90}^{1/6}$ (7.10)

- *Raudkivi, 1976* $n = 0.0411 \cdot D_{65}^{1/6}$ (7.11)

- *Simons y Senturk, 1976* $n = 0.0389 D_{50}^{1/6}$ (7.13)

- *Garde & Raju, 1978;*
Subramanya, 1982 $n = 0.047 D_{50}^{1/6}$ (7.14)

- *Bray, 1979* $n = 0.0593 \cdot D_{50}^{0.179}$ (7.15)

- *Cano, 1988* $\frac{1}{\sqrt{f}} = a \left[-\log(1.352a) + \log\left(\frac{4R}{k}\right) \right]$ (7.16)

$$a = 5.7798 k^{0.139633} \quad (7.16b)$$

$$n = \frac{R_H^{1/6}}{\sqrt{8 \cdot g / f}} \quad (7.16c)$$

En estas ecuaciones D_{50} , D_{65} y D_{90} son diámetros característicos del material del lecho, hallados a partir de su curva granulométrica, R es el radio hidráulico y f es el factor de fricción de la ecuación de Darcy - Weisbach.

La ecuación de Cano (1988) considera una altura de los elementos de rugosidad, k , variable según el material se encuentre en reposo o en movimiento, así:

- Reposo, $k = 0.54 D_{50}$ para cascajos, piedras y rocas con diámetro medio mayor de 0.03 m; para tamaños menores, el coeficiente aumenta de 0.54 a 1.0.
- Movimiento, $k = 0.56 D_{50}$, para tamaños medios del sedimento mayores de 0.03 m; el coeficiente aumenta de 0.56 a 0.78 para tamaños menores de 0.03 m.

Para determinar la curva granulométrica del material del lecho en una sección determinada se utilizan equipos apropiados para recoger muestras de arena o limos cuando el material del lecho está constituido por material fino granular; si el material del lecho es grueso (tamaño mayor que la arena gruesa), se realiza el conteo aleatorio de granos según procedimiento ideado por Wolman (1954). Este procedimiento es el siguiente

1. Seleccionada la sección en el cauce se determina el ancho B .
2. Se determina un área de ancho B a cada lado de la sección de aforo; en esta área se distribuye retícula o malla de un ancho tal que contenga al menos 70 interceptos.
3. En cada intercepto se mide la cara expuesta más larga del grano que allí se encuentre.

4. Los valores medidos se agrupan por rango de tamaños para con esto preparar la curva granulométrica del material. Los rangos puede definirse de la siguiente manera: sedimentos menores de 2 mm, entre 2 mm y 4 mm a 8 mm a 16 mm a 32 mm, de 32 mm a 64 mm, de 64 mm a 128 mm, etc. Adicionalmente se debe tomar una muestra de finos del fondo del cauce para realizar la curva granulométrica completa.
5. Se calculan los diferentes porcentajes de sedimentos. Estos valores se hallan a partir de curva granulométrica (D_{90} , D_{84} , D_{75} , D_{65} , D_{50} , D_s , D_{16} , etc.).

Co muestreos realizados en numerosos ríos de Antioquia, Risaralda y el Quindío, se obtuvo la siguiente ecuación para calcular el coeficiente de rugosidad a partir del diámetro medio del material del lecho (Posada, 1998):

$$n = 0.0487 \cdot D_{50}^{1/6} \quad (7.17)$$

donde:

- n : Coeficiente de rugosidad de Manning
- D_{50} : Diámetro medio de las partículas en m.

Ejemplo 7.2.

Durante una creciente las profundidades del agua en un canal rectangular de 10 m de ancho, fueron 3 y 2,9 m en dos secciones apartadas 200 m. La pendiente del canal es 0,0001. Si $n = 0,025$ estimar el caudal. Recordar que el radio hidráulico R_H es el área ,A, sobre el perímetro mojado, P.

Solución:

La geometría de las dos secciones es la siguiente:

$$\begin{array}{ll} Y1=3 \text{ m} & Y2=2.9 \text{ m} \\ A1=30 \text{ m}^2 & A2=29 \text{ m}^2 \\ P1=16 & P2=15.8 \text{ m}^2 \\ R_{H1}=1.875 & R_{H2}=1.875 \\ K_1 = \frac{1}{0.025} \times 30 \times (1.875)^{1/2} & K_1 = \frac{1}{0.025} \times 29 \times (1.835)^{1/2} \\ = 1824.7 & = 1738.9 \end{array}$$

Despreciando las velocidades se tiene:

$$h_f = (3 - 2.9) + (S_o \times 200) = 0.12$$

en donde :

S_o : pendiente del canal.

Se calcula el K así:

$$K = \sqrt{K_1 K_2} = 1781.3$$

Se empiezan los cálculos con $h_f=0.12$. y se construye la siguiente tabla:

N_0 Iteracc.	h_f m	$Sf \times 10^4$	Q (m^3/s)	$V1^2/2g$ m	$V2^2/2g$ m	h_f m
1	0.12	6	43.63	0.1078	0.1154	0.1124
2	0.1124	5.615	42.21	0.1009	0.1080	0.1129
3	0.1129	5.645	43.32	0.1014	0.1085	0.1129

El valor de h_f se halla en la última columna con la ecuación 7.6 y con este valor se empieza la próxima iteración.

El caudal es entonces $43.32 \text{ m}^3/\text{s}$.

7.3 RELACIONES NIVEL-CAUDAL

El objetivo de aforar una corriente, durante varias épocas en el año en una sección determinada, es determinar lo que se conoce como **curva de calibración de la sección**. Esta permite transformar niveles de agua, leídos con una mira, en caudales. Las curvas se construyen a partir de los aforos hechos durante un período largo de tiempo, de tal manera que se tengan niveles bajos y altos del río. La curva tiene la forma mostrada en la figura 7.5.

Por medio de esta curva se obtienen los **hidrogramas** o gráficas variaciones del caudal contra el tiempo en una sección determinada, que tienen la forma mostrada en la figura 7.6.

Las curvas de calibración pueden cambiar por efectos erosivos, agradación, efectos de curvas de remanso o debido a flujo no permanente. Los encargados de las estaciones de aforo deben estar calculando permanentemente estas curvas para detectar posibles errores. La figura 7.7 muestra los aforos de dos años consecutivos en la estación Tarapacá del río Campoalegre en Risaralda. Puede observarse claramente que en la sección hay cambios geomorfológicos, degradación en este caso, que obligan a obtener dos curvas de calibración diferentes, para cada año.

Los factores que pueden inducir errores en la curva de calibración son:

1) Curva de remanso. Las curvas de remanso son perfiles del tipo M1, que se presentan debido a la existencia de una sección de control, por ejemplo una presa o un vertedero. Si hay curvas de remanso, la misma altura de mira, H , puede corresponder a dos caudales diferentes.

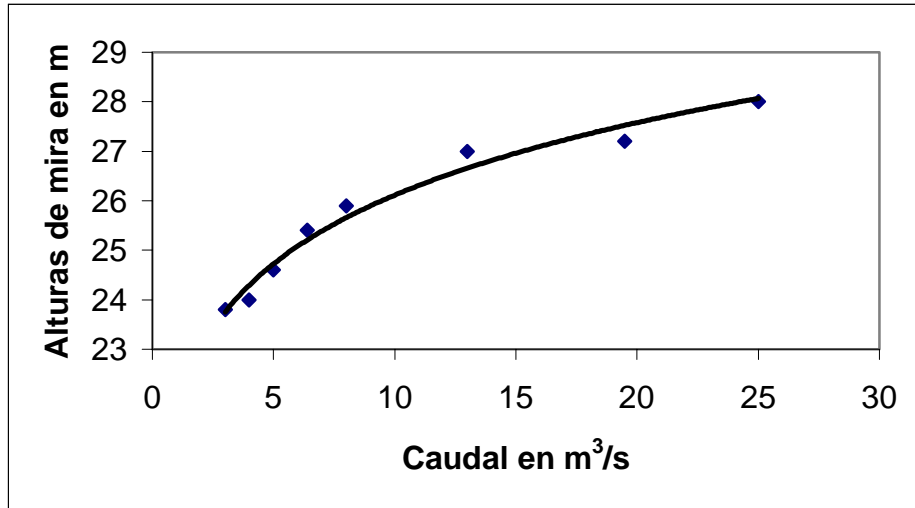


FIGURA 7.5 Curva de calibración

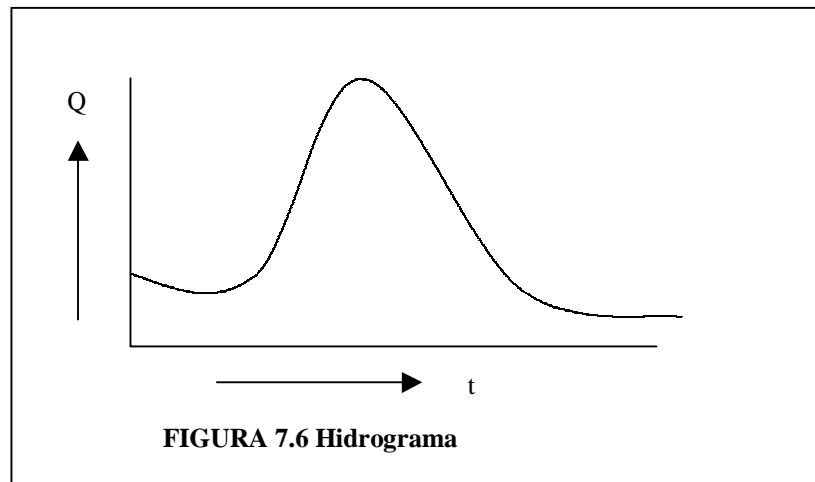


FIGURA 7.6 Hidrograma

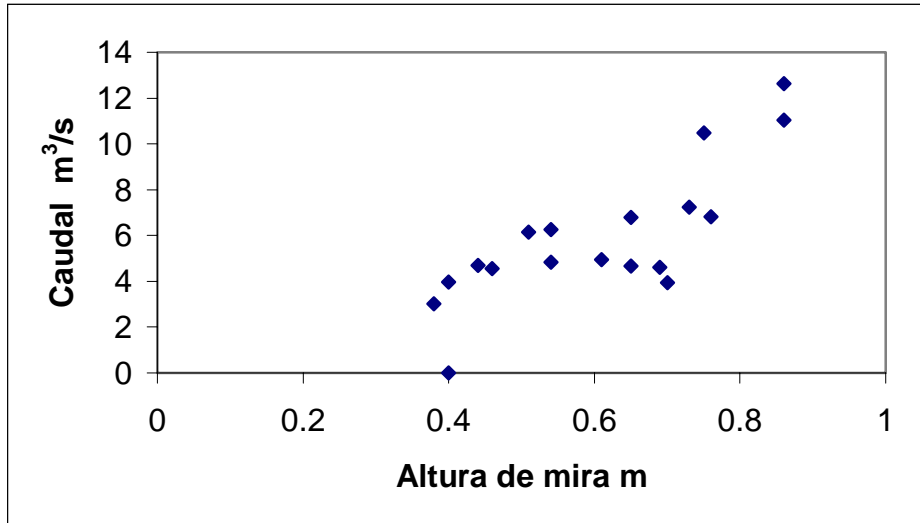


FIGURA 7.8 Aforos en la estación Tarapacá

Hay estaciones con muchos años de registro, que son influidas por la "cola" de embalses formando remansos que afectan los registros de la estación de aforo. Para no perder la serie, este problema se puede resolver instalando otra estación auxiliar aguas abajo y se sigue el siguiente procedimiento. Se toman lecturas de los niveles en las dos miras y F es la diferencia entre niveles, ver figura 7.9.

Aplicando la formula de Bernouilli entre las dos miras se tiene:

$$\frac{V_1}{2g} + y_1 + z_1 = \frac{V_2}{2g} + y_2 + z_2 + h_f$$

V: velocidad
 y: profundidad del flujo.
 z: cabeza de posición

h_f : pérdidas de energía, que pueden estimarse aplicando la ecuación de Manning, como se explicó anteriormente.

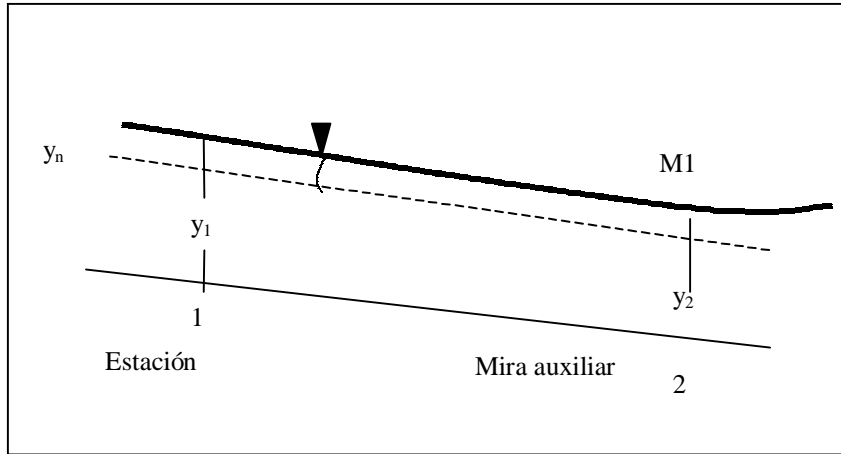


FIGURA 7.9 Curva de Remanso

donde :

Si:

$$Z = z + y$$

Despreciando cabezas de velocidad se obtiene:

$$Z_1 - Z_2 - h_f = F_n \quad (7.18)$$

El Geological Survey () propone la siguiente expresión para hallar el caudal corregido:

$$\frac{Q}{Q_n} = \left(\frac{F}{F_n}\right)^m \quad (7.19)$$

Donde Q_n es el caudal normal para una altura de la mira H dada y m es un exponente con un valor cercano a 0,5

- 3) **Flujo no permanente.** Cuando el flujo es no permanente (cuando se produce una creciente), los niveles del agua son diferentes en la etapa de aumento del caudal y cuando éste empieza a descender. Cuando empiezan a subir los niveles, el flujo está acelerado y las velocidades son mayores y al contrario, cuando los niveles del agua descenden, hay una desaceleración del flujo, reduciéndose por consiguiente la velocidad. Por lo tanto la relación niveles caudales es una curva como la mostrada por la figura 7.10.

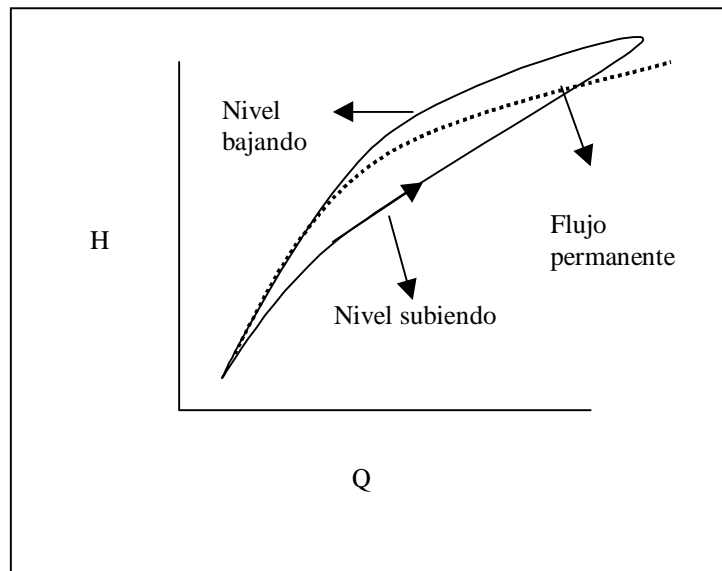


FIGURA 7.10 Curva de calibración para flujo no permanente

Si Q_n es el caudal normal para un nivel dado con flujo permanente y Q_M es el caudal con flujo no permanente existe la siguiente relación entre ellos (Subramanya 1987):

$$\frac{Q_M}{Q_n} = \sqrt{1 + \frac{1}{V_w S_o} \frac{dh}{dt}} \quad (7.20)$$

Donde:

S_o : pendiente del canal

dh/dt : tasa de cambio del nivel del agua con el tiempo

V_w : velocidad de la onda de creciente, donde se asume que:

$$V_w = 1.4V \quad (7.21)$$

V = velocidad halada con la ecuación de Manning

7.3.1 EXTRAPOLACION DE LA CURVA DE CALIBRACION

La mayoría de los diseños hidrológicos para estructuras hidráulicas necesitan considerar los caudales máximos extremos. Por razones obvias, la medición directa de estos niveles y caudales extremos rara vez se puede realizar, por que se hace necesario extrapolar la curva de calibración para hallar los caudales que correspondan a estos niveles. Existen varios métodos para hacer esta extrapolación. Los dos más utilizados se presentan a continuación: método logaritmico y método de Manning.

7.3.1.1 Método logarítmico.

Si la sección de un río puede aproximarse a una figura geométrica conocida como un rectángulo, trapecio, triángulo, etc el caudal, Q , en esta sección puede expresarse como:

$$Q = C(H - H_0)^n \quad (7.22)$$

donde:

Q: caudal

H: nivel medido en la mira

H₀: nivel cuando Q es cero

C y n : constantes.

La expresión anterior es equivalente a:

$$\log Q = \log C + n \log(H - H_0) \quad (7.23)$$

la cual representa una recta con pendiente n e intercepto log C.

Generalmente H₀ no se conoce y puede encontrarse con el siguiente procedimiento:

a) De la curva de la calibración se seleccionan parejas de valores Q y H.

b) Se asumen diferentes valores de H₀ y se grafican log Q vs log(H-H₀)

c) El valor correcto de H₀ es aquel que permite, al graficar las parejas de valores un ajuste a una línea recta.

d) Se encuentran C y n

d) Se calcula Q para el valor deseado de H

7.3.1.2 Método de Manning.

Para la aplicación de este método se usa la fórmula de Manning, ecuación 7.7, y se asume que S_f/n es constante para altos caudales. El valor de S_f/n que se emplea es el correspondiente al caudal máximo de los registros de la curva de calibración

El procedimiento es el siguiente:

a) Se dibuja para la sección la relación H vs $A R_H^{2/3}$:

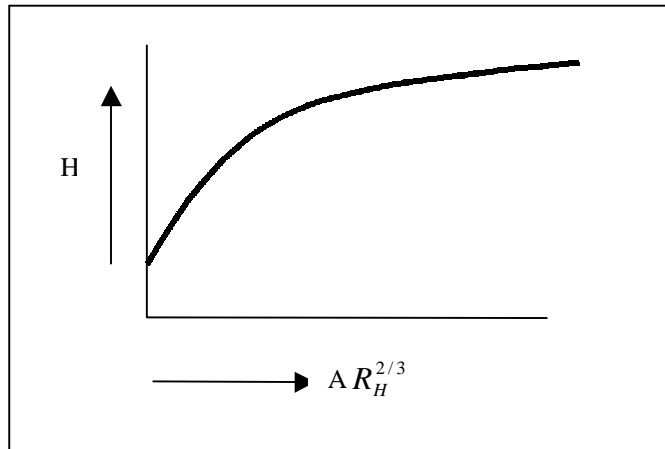


FIGURA 7.11 Relación de niveles de mira H vs $A R_H^{2/3}$

b) De la gráfica anterior para un nivel máximo observado, H , se obtiene $A R_H^{2/3}$

c) Con la ecuación de Manning se calcula el caudal, Q .

7.4 ALGUNAS DEFINICIONES

Para el diseño de estructuras hidráulicas y en general obras relacionadas con el agua se trabaja con una serie de términos relacionados con el caudal que es necesario conocer. Los principales son:

Caudal medio diario: es la tasa promedio de descarga en m^3/s para un período de 24 horas. Si se dispone de limnógrafo (dispositivo que permite el registro continuo de los niveles en el tiempo) se puede obtener la hidrógrafa así:

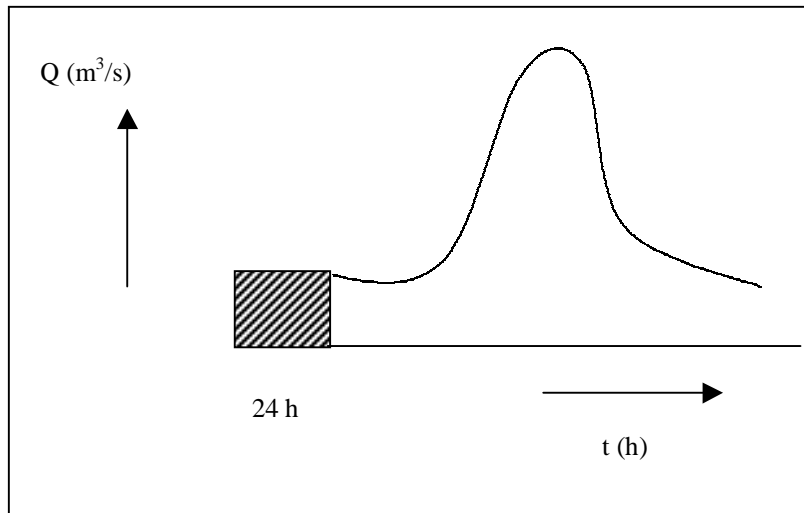


FIGURA 7.12 Caudal promedio diario

El área sombreada representa un volumen de agua en 24 horas. Este volumen se divide por el tiempo en segundos y se obtiene el caudal promedio diario. Si no se tiene limnógrafo, para hallar el caudal promedio diario, es necesario hallar los caudales correspondientes al menos a 3 lecturas de mira diarias y luego promediarlos

Caudal medio mensual Q_m . Se calcula hallando para cada mes la media aritmética de los caudales promedios diarios.

Caudal promedio mensual interanual. Es la media de los caudales medios mensuales para un mes dado durante un período de n años.

Caudal medio anual. Es la media de los caudales promedios diarios durante un año.

Caudal máximo instantáneo anual. Es el máximo caudal que se presenta en un año determinado. Para su determinación es necesario que la estación de aforo tenga limnógrafo. Si no es así se habla de **caudal máximo promedio anual** el cual es menor que el máximo instantáneo anual..

Caudal mínimo anual. Es el menor caudal que se presenta durante un año determinado.

7.5 CURVA DE DURACION DE CAUDAL

La curva de duración es un procedimiento gráfico para el análisis de la frecuencia de los datos de caudales y representa la frecuencia acumulada de ocurrencia de un caudal determinado. Es una gráfica que tiene el caudal, Q, como ordenada y el número de días del año (generalmente expresados en % de tiempo) en que ese caudal, Q, es excedido o igualado, como abscisa. La ordenada Q para cualquier porcentaje de probabilidad, representa la magnitud del flujo en un año promedio, que espera que sea excedido o igualado un porcentaje, P, del tiempo.

Los datos de caudal medio anual, mensual o diario se pueden usar para construir la curva.

Los caudales se disponen en orden descendente, usando intervalos de clase si el número de valores es muy grande. Si N es el número de datos, la probabilidad de excedencia, P, de cualquier descarga (o valor de clase), Q, es:

$$P = \frac{m}{N} \times 100 \quad (7.24)$$

siendo m el número de veces que se presenta en ese tiempo el caudal. Si se dibuja el caudal contra el porcentaje de tiempo en que éste es excedido o igualado se tiene una gráfica como la mostrada en la figura 7.13.

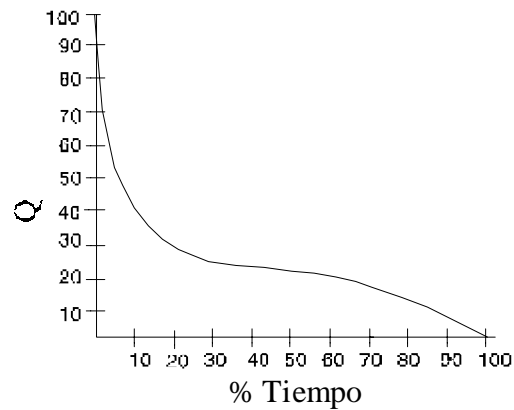


FIGURA 7.13 Curva de duración

FIGURA 7.1 Curva de duración.

Las siguientes características de la curva de duración son de interés desde el punto de vista hidrológico:

- 1) La pendiente depende del tipo de datos. Por ejemplo caudales diarios producen una curva más pendiente que una calculada con caudales mensuales, debido a que los picos se suavizan con registros mensuales.
- 2) La presencia de un embalse modifica la naturaleza de la curva de duración, ver Figura 7.14.

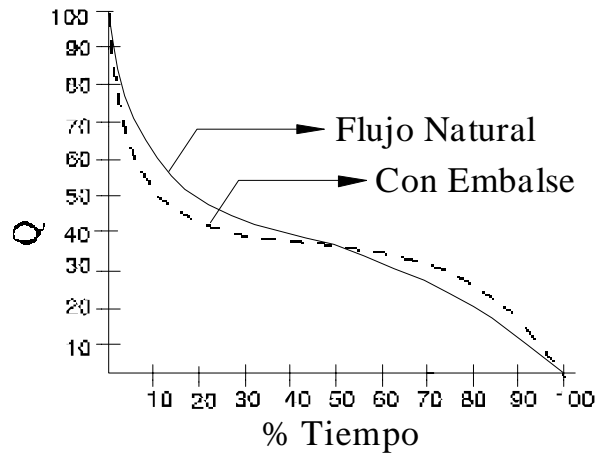


FIGURA 7.14 Curva de duración influenciada por un embalse.

- 3) Cuando se dibuja en papel logarítmico la curva de duración se obtiene una línea recta, al menos en la región central. De esta propiedad se obtienen varios coeficientes que expresan la variabilidad del flujo en el río y que pueden usarse para describir y comparar varias corrientes.
- 4) Pendientes altas en la curva de duración dibujada en papel log-log, indican caudales muy variables. Pendientes bajas indican respuestas lentas a la lluvia y variaciones pequeñas del caudal. Una curva suave en la parte superior es típica de un río con grandes planicies de inundación.

Las curvas de duración se usan en la planeación de recursos hidráulicos, para evaluar el potencial hidroeléctrico de un río, para estudios de control de inundaciones, en el diseño de sistemas de drenaje, para calcular las cargas de sedimento y para comparar cuencas cuando se desea trasladar registros de caudal.

Por medio de esta curva se definen los siguientes caudales característicos:

- *Caudal característico máximo*: Caudal rebasado 10 días al año.
- *Caudal característico de sequía*: Caudal rebasado 355 días al año.
- *Caudal de aguas bajas*: caudal excedido 275 días al año o el 75 % del tiempo.
- *Caudal medio anual*: es la altura de un rectángulo de área equivalente al área bajo la curva de duración.

Existen muchos ríos del país que no tienen registros de caudal, siendo imposible obtener entonces la curva de duración. Sin embargo si se construye una curva de duración regional, que represente el comportamiento de una zona hidrológicamente homogénea, es posible hallar caudales de diseño en regiones donde se tenga poca o ninguna información.

El método para hallar esta curva regional, es comparar gráficamente las diferentes curvas de duración, existentes en la zona, adimensionalizadas por el caudal promedio diario correspondiente.

La adimensionalización se hace mediante la siguiente expresión:

$$Z = \frac{Q}{Q_{\text{medio}}} \quad (7.25)$$

Donde:

Z: Caudal adimensional

Q: Caudal registrado

Q_{medio} : Caudal promedio diario multianual

De esta forma se obtiene una serie cuyo valor esperado es la unidad y su desviación típica es equivalente al coeficiente de variación de la serie de caudales originales.

En una zona de los departamentos de Risaralda, Caldas y Quindío se aplicó este procedimiento (Universidad Nacional 1997). Se escogieron aquellas estaciones que presentaron un comportamiento más uniforme, figura 7.15.

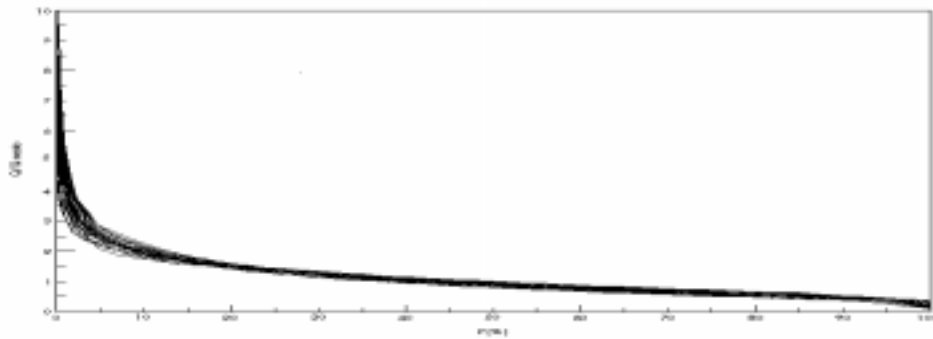


FIGURA 7.15 Curvas de duración adimensionalizadas.

Se obtuvo luego una curva de duración regional que representara el comportamiento de toda la zona, figura 7.16. Para obtener el caudal promedio diario multianual, se halló una ecuación de la forma $Q=f(A)$ donde A es el área de la cuenca en Km^2

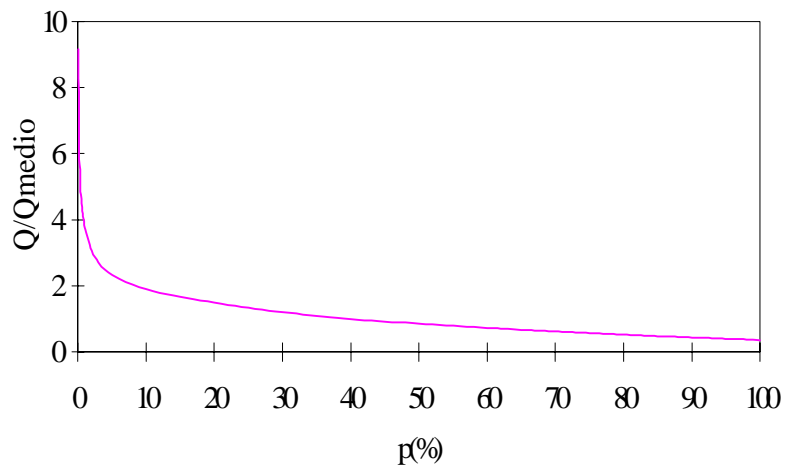


FIGURA 7.16 Curva de duración regional (Universidad Nacional 1997)

Ejemplo 7.3

Se dispone de caudales promedios diarios de un río en tres años consecutivos. Calcular los caudales con probabilidades del 50% y del 75% de ser excedidos.

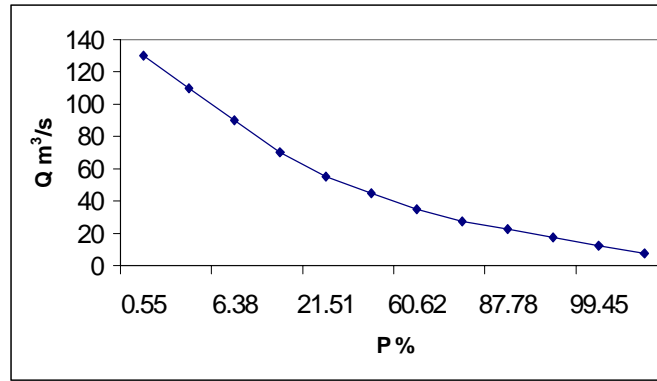
Solución:

La tabla 7.1 muestra los caudales divididos en intervalos de clase y la probabilidad de ocurrencia para cada intervalo.

Tabla 7.1 Cálculo de la curva de duración

Q m ³ /s	61-62	62-63	63-64	Total	Acumulado total	P% = (m/N)x100
140-120.1	0	1	5	6	6	0.55
120-100.1	2	7	10	19	25	2.28
100-80.1	12	18	15	45	70	6.38
80-60.1	15	32	15	62	132	12.03
60-50.1	30	29	45	104	236	21.51
50-40.1	70	60	64	194	430	39.19
40-30.1	84	75	76	235	665	60.62
30-25.1	61	50	61	172	837	76.3
25-20.1	43	45	38	126	963	87.78
20-15.1	28	30	25	83	1046	95.35
15-10.1	15	18	12	45	1091	99.45
10-5.1	5	-	-	5	1096	99.91
Total	365	365	366	N=1096		

Se dibuja entonces la curva que tiene la siguiente forma:



7.6.CURVA DE MASAS

La curva de masas es un gráfico del volumen acumulado contra el tiempo en orden cronológico, usada para calcular el volumen de embalse necesario, en un posible sitio de aprovechamiento, figura 7.17 .La ordenada de la curva de masas, V en cualquier tiempo t es:

$$V = \int_{t_0}^t Q dt \quad 7.26$$

donde t es el tiempo al empezar la curva y Q es el caudal. La curva de masas es en realidad la integral del hidrograma. La pendiente de la curva en cualquier punto $\frac{dV}{dt}$ representa el caudal Q para un intervalo de tiempo determinado. La diferencia entre dos puntos cualquiera de la curva es el volumen almacenado, S, para ese período de tiempo, asumiendo que no hay pérdidas en el embalse S1 y S2 son los volúmenes de embalse requeridos para un caudal de diseño determinado durante dos épocas de sequía.

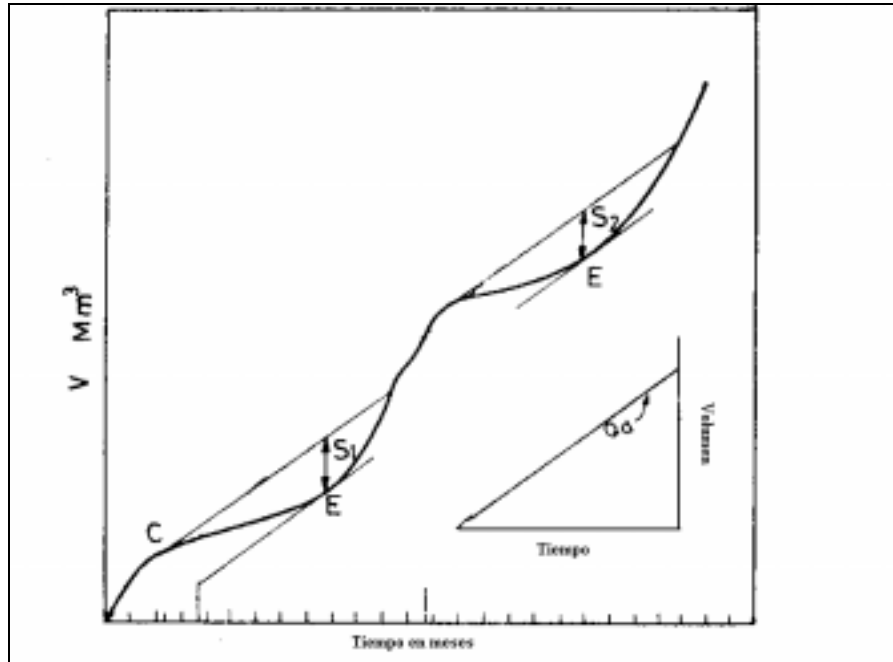


FIGURA 6.17 Curva de masas

El valor máximo de S para un caudal de diseño determinado, es el volumen de embalse requerido. Para la aplicación de este método se requiere una serie larga de registros, de tal manera que estén incluidos varios períodos de sequías.

Ejemplo 7.4

Los caudales promedios diarios quincenales de un año típico en una estación de aforo quincenalmente se dan en la siguiente tabla. Construir la curva de masas y determinar el volumen de embalse necesario para un caudal de diseño de $101 \text{ m}^3/\text{s}$

Mes	Días acumulados	Q m ³ /s	Volumen acumulado Mm ³ x 10 ³
Enero	15	110	142.5
	31	95	273.5
Febrero	45	85	376.4
	59	71	462.2
Marzo	74	63	543
	90	52	615
Abril	105	41	668.8
	120	31	709.0
Mayo	135	20	734.9
	151	18	759.7
Junio	166	20	785.68
	181	42	840.08
Julio	196	125	1002.08
	212	270	1375.08
Agosto	227	410	1907.08
	243	460	2543.08
Septiembre	258	405	3068.08
	273	250	3092.08
Octubre	288	140	3573.58
	304	96	3707.38
Noviembre	319	63	3788.88
	334	55	3860.08
Diciembre	349	56	3932.68
	365	100	4070.68

Solución:

Se dibuja la curva de masas tal como muestra la figura 7.18 y se halla la pendiente correspondiente a un caudal de diseño de 101 m³/s (la cual corresponde a la línea punteada en la gráfica). Se traza la tangente (correspondiente al caudal de diseño) en dos puntos de la gráfica de volúmenes acumulados para obtener un volumen de almacenamiento máximo de 875 x 10³ m³

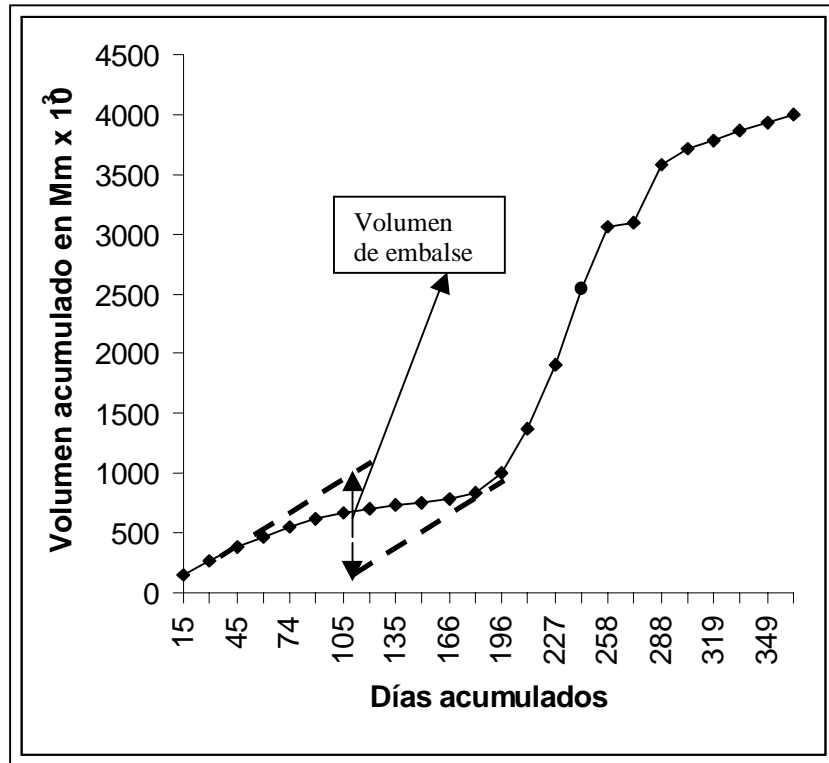


FIGURA 7.18 Curva de masas, ejemplo 7.4