GB665
R35
V.2

TEMA 4

Para el ingeniero encargado del diseño de obras hidráulicas es de interés el agua de precipitación que escurre en el suelo y la misma puede llegar a formar parte de la escorrentía. Como ya se ha tratado de explicar hasta el momento, no toda la precipitación que es producida por la atmósfera, cae a la superficie del suelo, ya que parte de ella se evapora antes de llegar al suelo, otra cantidad es retenida en la cobertura vegetal, edificios, etc.; y la que logra llegar el suelo, dependiendo de la condición de la superficie del suelo, es absorbida por este. En este tema se tratará esta perdida de la precipitación, que corresponde a lo que queda retenida en elementos sobre la superficie del suelo y de aquella parte de la precipitación que aún llegando al suelo, es absorbida y retenida por este.

U.L.A. Oficina Asuntos Profesorales

4.1.- Intercepción

Es la parte de la precipitación que es retenida por la cubierta vegetal, edificaciones, obstáculos, charcos superficiales, etc.

Muchas veces el agua interceptada es devuelta a la atmósfera como evaporación en una cantidad sorprendentemente elevada. En general, cuanto más escasa la precipitación, mayor es el porcentaje de intercepción producto de la capa vegetal, ésta se satura al principio de la precipitación.

El agua retenida en charcas superficiales, zanjas y otras subpresiones, es lo que se conoce como detención superficial y su capacidad de convertirse en escurrimiento, dependerá de:

a.- Viento.
b.- Epoca del año para la determinación de la cobertura vegetal.
c.- Tipo de cobertura vegetal.
d.- Topografía.
e.- Duración e intensidad de la tormenta.

SERBIULA - BIACI
GB665 R35 v 2

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
BIBLIOTECA
C. D. GB 665 R35 V.2
R. 40191 V-00
SERBIULA
INGENIERIA

No existen mecanismos fáciles de medir la intercepción, ya que al analizar los factores de los cuales la misma cesaría, para que la precipitación llegase el suelo; no hay manera de contemplar en forma integral todos estos factores, ya que puede ocurrir una tormenta de poca intensidad pero de larga duración y la intercepción de esta tormenta en una zona dependerá de los distintos tipos de capa vegetal que ella consiga, además de los factores meteorológicos que en ese momento actúan . En general es usual basarnos en las experiencias de los profesionales de las ramas de Ciencias Forestales y Agronómicas, para que en términos de porcentaje definan en una determinada zona, cual es la capacidad de intercepción de la misma.

4.2.- Infiltración

Es el agua de precipitación que al llegar al suelo pasa a través de los poros del mismo, cavernas producidas por las raíces o insectos, grietas, etc. al interior de éste.

El mecanismo de infiltración a través del suelo, cumple la siguiente secuencia: al llegar al suelo, el agua comienza a ser infiltrada en la parte de aireación que posee el suelo, conocida como "zona de aireación"; esta última está formada por los espacios de vacíos del suelo, lo cual le da cierta porosidad al mismo; correspondiendo a la parte de suelo formada por canales, en donde el agua infiltrada puede fluir por gravedad, tanto vertical como lateralmente. Además de estos canales, esta zona de aireación presenta intersticios capilares, los cuales tienen una mayor capacidad para retener el agua así como el aire, actuando las fuerzas capilares en todas las direcciones y muchas veces estas fuerzas superan a las fuerzas de gravedad. Cuando todos los espacios de vacíos se llenan o saturan de agua, el suelo ya no es capaz de recibir más agua, solo aquella que por efecto de la fuerza de gravedad percola hacia las capas inferiores del suelo, pasando a formar parte del agua subterránea de un suelo; en donde la infiltración es constante a lo largo del tiempo si la precipitación continúa. Lo explicado, se observa en la Figura 4.1

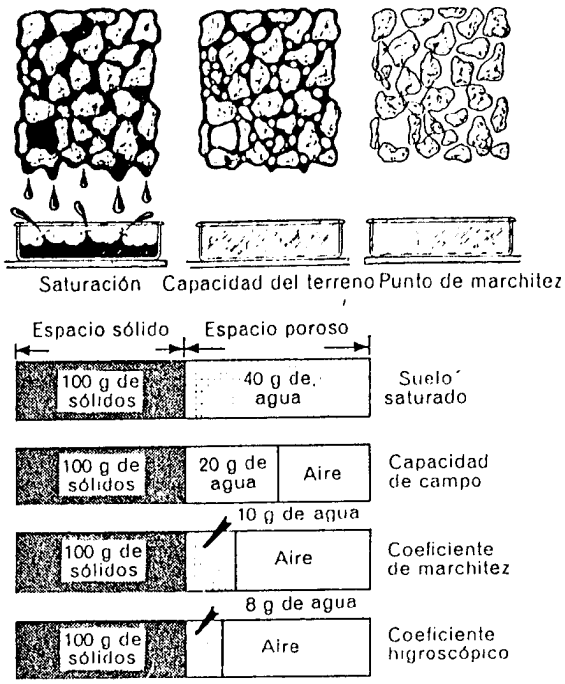


Figura 4.1.- Diagrama que representa un suelo en las diferentes condiciones de humedad a lo largo de una tormenta.

4.2.1.- Factores que afectan la infiltración.-

a.- Tipo del suelo sobre el que cae la precipitación.
b.- Compactación que presente la superficie sobre la que cae el agua.
c.- Existencia de grietas en los suelos.
d.- Tipos de labranza.
e.- Tipos de cultivo.
f.- Contenido de humedad inicial.
g.- Condiciones del agua, tales como: Salinidad, temperatura, sedimentos, etc.

Para poder determinar mejor, los elementos que permitan calcular la infiltración que se produce en un suelo, se deben definir los siguientes conceptos:

<u>Capacidad de Infiltración</u>.- Se define como la intensidad máxima de lluvia (i), que puede ser absorbida por un suelo, cuando la misma es mayor que la capacidad de infiltración, que se denotará por f, y sus unidades, al igual que las de intensidad de lluvia son mm/hora.

Esta capacidad de infiltración no corresponde a un valor constante, ya que a medida que el suelo se va saturando, pierde capacidad de infiltración.

Cuando comienza la infiltración de un suelo, esta capacidad de infiltración dependerá de la condición de humedad antecedente en el suelo. Si se encuentra completamente seco, se tiene una capacidad de infiltración f_0 , la cual va disminuyendo a medida que el agua infiltrada va llenando los intersticios disponibles en el suelo, saturando el mismo, donde se alcanza el mínimo valor de capacidad de infiltración que es f_d , el cual nunca es cero, ya que siempre existirá una percolación hacia el agua subterránea que será sustituida por el agua de precipitación que infiltra.

En la Figura 4.2, se muestra como varía con el tiempo la capacidad de infiltración, si para la misma se adopta como representante de este comportamiento una función del siguiente tipo:

$$f = f_d + (f_0 - f_d)\, e^{-kt} \qquad \text{Ecuación 4.1}$$

Donde:

f = Capacidad de infiltración teórica, mm/hora
f_d = Capacidad de infiltración de un suelo saturado, mm/hora
f_o = Capacidad de infiltración de un suelo seco, mm/hora
t = tiempo transcurrido desde el inicio de la precipitación
k = Constante que depende del tipo de suelo y de la vegetación.

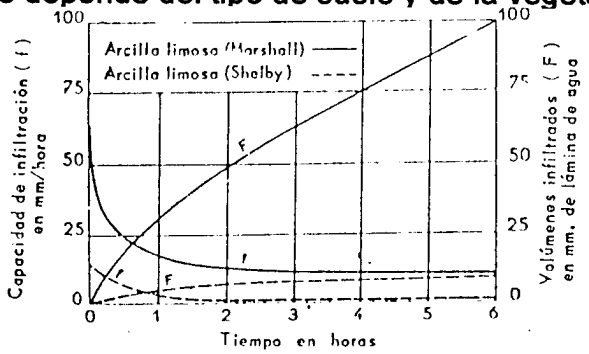


Figura 4.2.- Capacidad de infiltración de un suelo en función del tiempo t.

Si cesa de llover en un instante dado, la capacidad de infiltración se recupera.

La infiltración real f_r será igual a la capacidad de infiltración, siempre que la intensidad de precipitación sea mayor que la capacidad de infiltración, en este caso:

Si $i > f$

$$f_r = f = f_d + (f_d - f_o)e^{-kt}$$

La infiltración real f_r será igual a la intensidad de precipitación, cuando ésta sea menor que la capacidad de infiltración, es decir:

Si $i < f$

$$f_r = i$$

<u>Humedad del Suelo</u>.- Es el agua que se encuentra en la zona de aireación de un suelo, y se encuentra definida tal como se muestra en la Figura 4.3

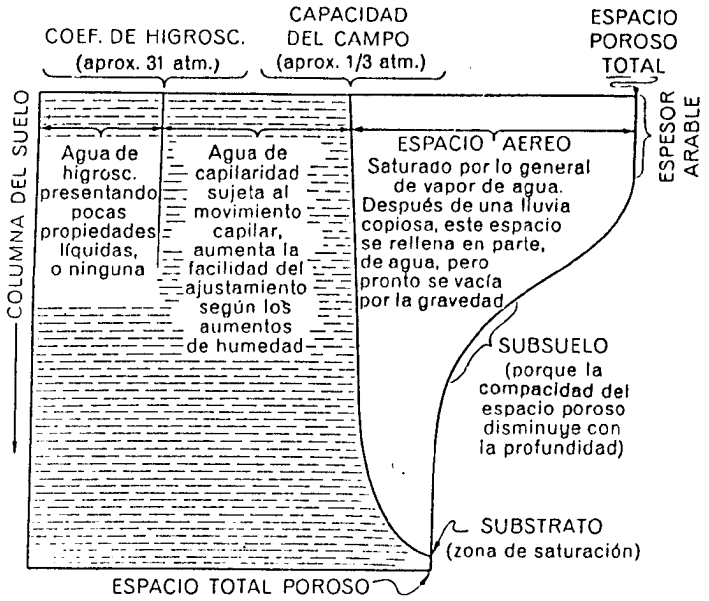


Figura 4.3.- Distribución de la humedad en una columna de suelo.

Se tiene entonces la siguiente física de la humedad del suelo:

a.- Agua Libre.- Es el agua que se encuentra en forma libre dentro de los intersticios del suelo, la cual drena o fluye libremente por efecto de la fuerza gravitacional.

b.- Agua de Capilaridad.- Es la que se encuentra adherida a las partículas del suelo, ya sea por efecto de la capacidad de campo como por el coeficiente higroscópico de los poros; funciona como solución del suelo.

c.- Agua Higroscópica.- Se encuentra adherida fuertemente a los coloides del suelo,actúa sobre todo en forma de vapor de agua.

Capacidad de Campo.- Es el contenido de humedad del suelo, luego de liberar el agua por gravedad, se define por H_{ur}.

Punto de Marchitez Permanente.- Representa la humedad del suelo para el momento en que las plantas no pueden absorber agua del suelo, se define como H_f, en este punto la planta se marchita permanentemente.

Capacidad Máxima.- Es llamada también capacidad total y es el valor que corresponde al suelo saturado.

Coeficiente Higroscópico.- Es el contenido de humedad en el suelo para el momento en el que el agua se adhiere tenazmente a las partículas del suelo, que se considera no líquida y sí en fase de vapor de agua.

Medición de la Humedad del Suelo.-

a.- Método Gravimétrico.- Se coloca una muestra de suelo húmedo, de peso conocido, en un horno a temperatura 100 - 110 °C, por un tiempo determinado, luego ya seco el suelo, se pesa y la diferencia de pesos corresponde al contenido de humedad de la muestra, tal que:

$$\omega = \frac{W_{seco}}{W_{total}} 100 \qquad \text{Ecuación 4.2}$$

Donde:

ω = Contenido de Humedad
W_{total} = Peso total de la muestra de suelo
W_{seco} = Peso de la muestra luego de secada al horno

b.- Tensiómetros.- Se representan en la Figura 4.4

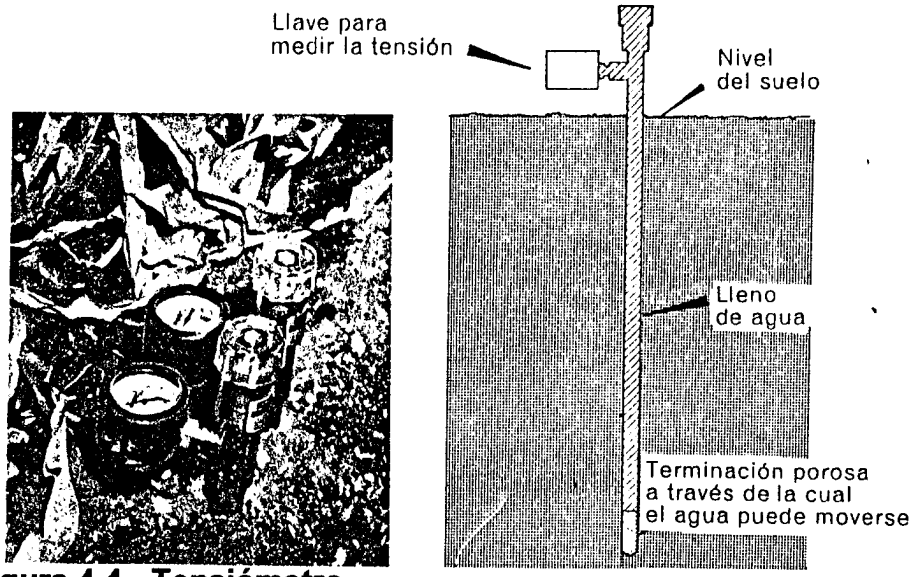


Figura 4.4.- Tensiómetro.

Estos aparatos miden la tensión con que el agua es retenida y no la cantidad absoluta de agua presente.

El tensiómetro consiste en una ampolla de cerámica porosa enterrada; la misma se encuentra llena de agua. Esta ampolla absorbe humedad del suelo, la resistencia de la ampolla está relacionada con el paso de una corriente eléctrica con el agua que absorbe. Comparando la lectura de las resistencias con el contenido de humedad del suelo, puede obtenerse en forma aproximada la cantidad de humedad del suelo.

c.- Método de dispersión de neutrones.- Se muestra en la Figura 4.5

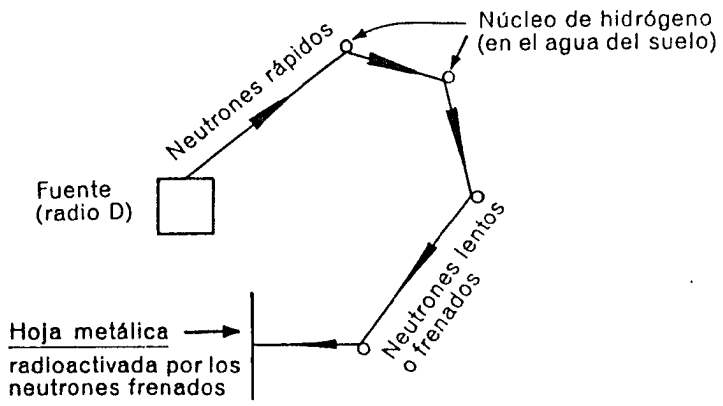


Figura 4.5.- Dispersión de neutrones para medir el contenido de humedad de un suelo.

Los neutrones son emitidos por una fuente, a gran velocidad. Cuando estos neutrones chocan contra un pequeño átomo, como el de hidrógeno contenido en el agua del suelo, cambia su dirección de movimiento, pierden parte de su energía y son frenados. Estos neutrones "frenados" son medidos a través de una hoja delgada metálica, compuesta de radio o de plata, que se vuelve radiactiva cuando los neutrones chocan con ella. Cuanto mayor cantidad de agua presente un suelo, mayor será el número de neutrones "frenados" que contenga que choquen contra la placa, por tanto mayor la radioactividad resultante.

4.2.2.- Medición de la infiltración

4.2.2.1.- Infiltrómetros de inundación.- Los más utilizados son los tubos y anillos concéntricos. El principio base de ambos elementos, consiste en medir la lámina de agua que penetra un suelo en función del tiempo.

4.2.2.1.1.- Tubos.- Son cilindros de 9" de diámetro y de 18" a 24" de longitud. Son enterrados en el suelo a profundidades de 15" a 21"; se aplica un caudal de agua, manteniendo constante un nivel de agua en el suelo, garantizando de esta manera una inundación en los tubos. Se va midiendo el volumen de agua necesario para mantener el nivel de inundación en los tubos, conocida el área transversal, se tiene la altura de infiltración a lo largo del tiempo. De esta manera, se puede aproximar la infiltración a una ecuación del siguiente tipo:

$$f = K\,t^n \qquad \text{Ecuación 4.3}$$

Tal que si se aplica logaritmos a ambos miembros se tiene:

$$\lg f = \lg\left(Kt^n\right)$$

Aplicando propiedades de logaritmo se tiene:

$$\lg f = \lg K + n \lg t$$

Si se gráfica en papel doblemente logarítmico los valores de infiltración f contra el tiempo t, se traza una recta a estos puntos donde:

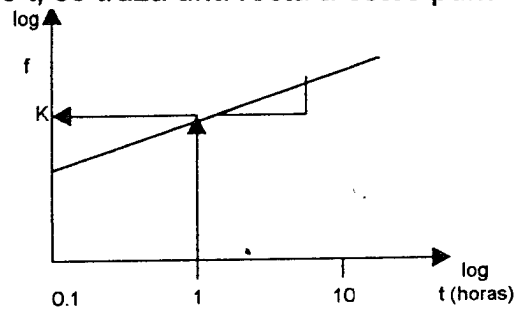


Figura 4.6.- Representación gráfica de valores de f vs. t

Tal que n representa la pendiente de la recta, así:

$$n = \frac{\lg f_2 - \lg f_1}{\lg t_2 - \lg t_1} \qquad \text{Ecuación 4.4}$$

El valor de K se puede determinar de dos maneras:

1.- Donde el valor de t = 1, el valor sobre las abcisas tal que

$$K = f_{1(t=1)}$$

2.- Sustituyendo en la ecuación de logaritmos, una vez conocido el valor de n, y tomando los valores del punto uno o del punto dos, se tiene:

$$\lg f_1 = \lg K + n \lg t_1$$
$$\lg K = \lg f_1 - n \lg t_1$$
$$\lg K = \lg f_1 - \lg t_1$$
$$\lg K = \lg \left[\frac{f_1}{t_1^n} \right]$$
$$K = \left[\frac{f_1}{t_1^n} \right]$$

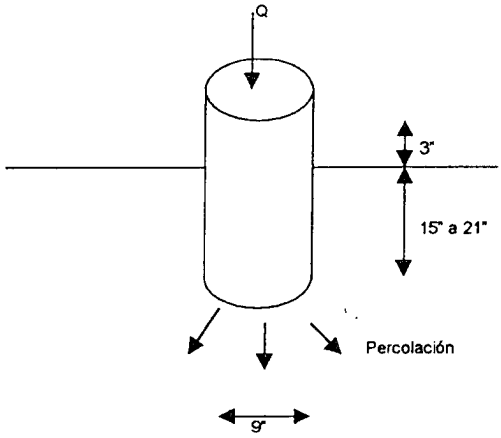


Figura 4.7.- Infiltrómetro tipo Tubo.

4.2.2.1.2.- Anillos Concéntricos.- Son dos anillos concéntricos de 9"y 14". Se insertan en el suelo a una profundidad mínima necesaria para evitar fugas de los anillos. Se hacen las pruebas en forma similar a los tubos.

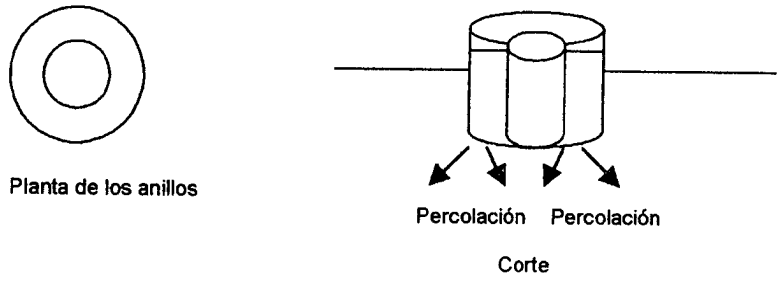


Figura 4.8.- Infiltrómetros tipo anillos concéntricos.

4.2.2.2.- Simuladores de lluvia.- La simulación sobre un terreno o parcela seleccionada, se hace comparable con la precipitación real y condiciones de detención superficial a ser simuladas. Se realiza sobre un envase contenedor de dimensiones dadas, midiéndose el tiempo que tarde en absorberse la cantidad h de agua vertida sobre la misma.

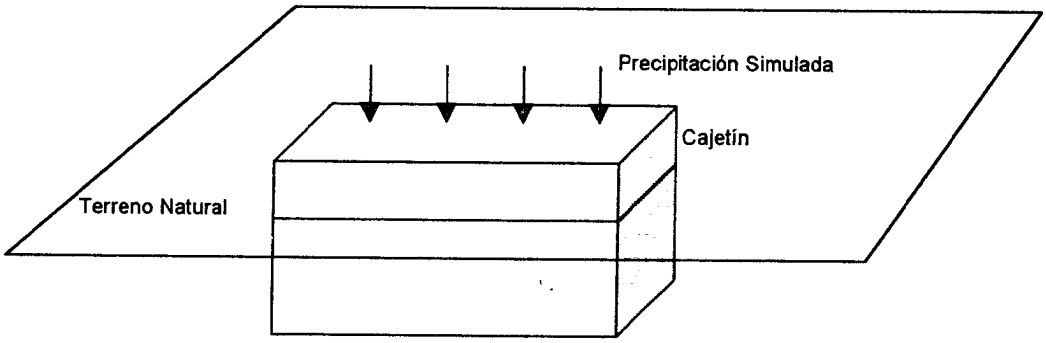


Figura 4.9.- Simulador de lluvia.

Ejemplo 4.1.- En unas pruebas de infiltración, realizadas con infiltrómetros de inundación, se obtuvieron los siguientes resultados:

TIEMPO ACUMULADO (min.)	D (mm)
2	3
4	7
6	9
8	11
10	14
15	17
20	20
25	23
30	25
35	27
40	30
45	33
50	35
55	36
60	38
75	44
90	49
105	53
120	57
135	61
150	66
165	69

Determine la ecuación para la capacidad de infiltración.

Para hallar los valores de K y de n, se supondrá una distribución logarítmica de tal manera, el valor de f corresponde a los valores de D dividido entre los valores del tiempo, ya que de esa forma se determina la capacidad de infiltración del suelo, tal que:

TIEMPO ACUMULADO (min.)	D (mm)	f (mm/hora)
2	3	90
4	7	105
6	9	90
8	11	82.5
10	14	84
15	17	68
20	20	60
25	23	55.2
30	25	50
35	27	46.3
40	30	45
45	33	44
50	35	42
55	36	39.3
60	38	38
75	44	35.2
90	49	32.7
105	53	30.3
120	57	28.5
135	61	27.1
150	66	26.4
165	69	25.1

Se grafica en papel doblemente logarítmico los valores de t vs. f, como se muestra en la Figura 4.10 y de un ajuste de los puntos graficados a una línea recta, se tiene:

$$n = \text{Pendiente de la recta} = \frac{\lg 100 - \lg 80}{\lg 6 - \lg 10} = -0.436$$

Para determinar el valor de K, se tiene:

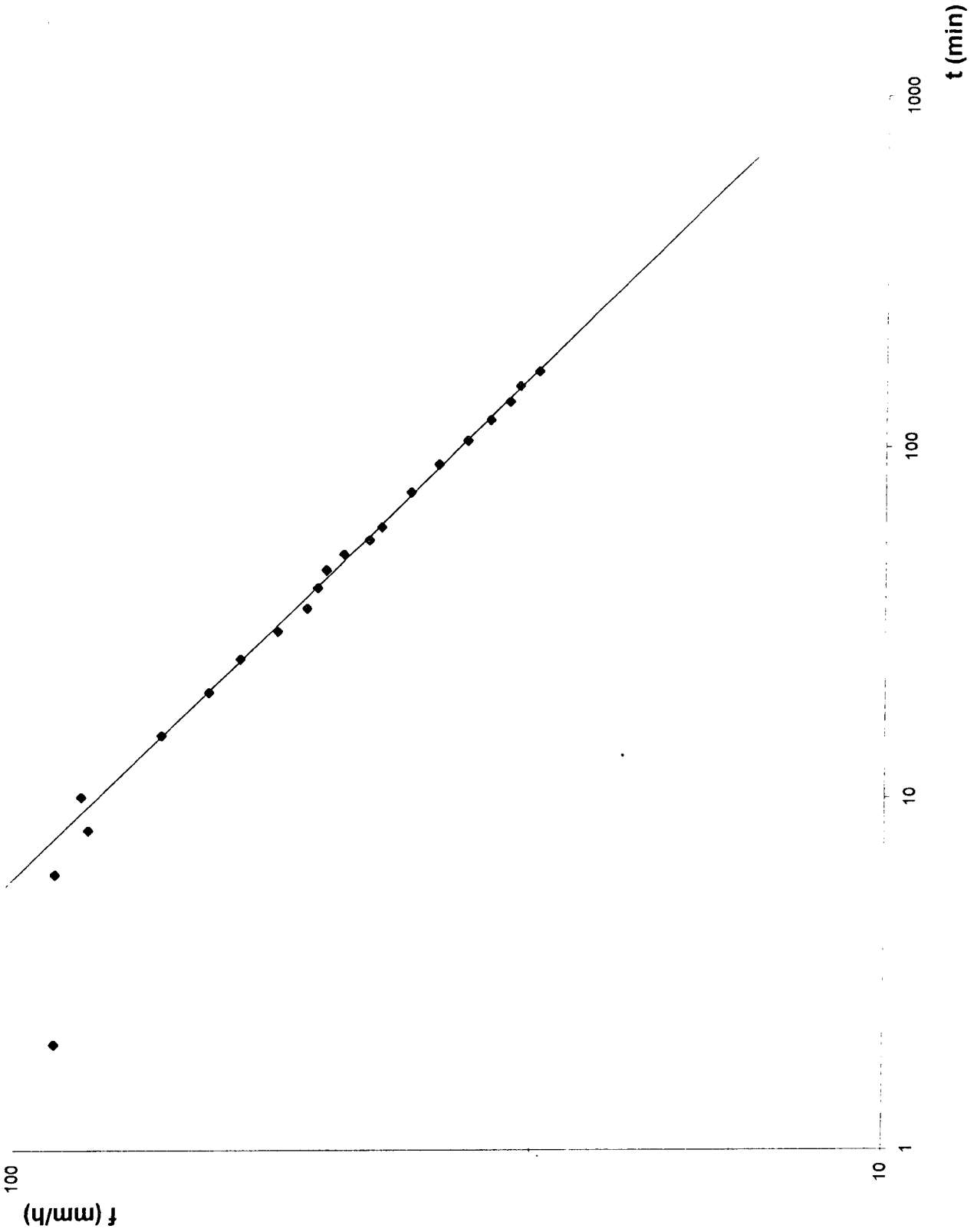


Figura 4.10.- Representación gráfica de los valores de t vs f.

lg 100 = lg K - 0.436 lg 6

lg K = lg 100 + 0.436 lg 6

lg K = lg 100 + lg $6^{0.436}$

lg K = lg 100 x $6^{0.436}$

K = 218.74

La ecuación para la infiltración f en mm/hora y t en horas, es:

$$f = 218.74 t^{-0.436}$$

4.2.3.- Indices de infiltración

4.2.3.1.- El Indice Φ .- Para una tormenta dada y en las condiciones iniciales en que se encuentre la zona sobre la que está cayendo la misma, la "tasa de recarga"de la misma es constante durante la duración de la tormenta. Este criterio se muestra en la Figura 4.11

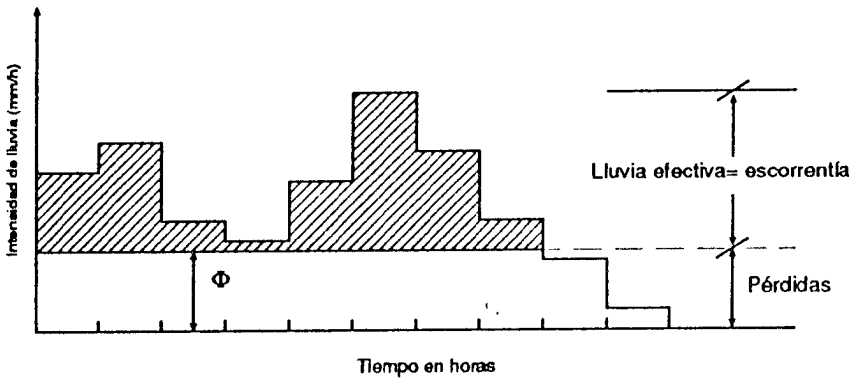


Figura 4.11.- Indice Φ

El índice Φ representa la intensidad de lluvia por encima de la cual todo excedente representa escurrimiento.

Aunque este parámetro Φ representa en una forma bastante simplificada la acción de la intercepción de los distintos almacenamientos superficiales y de la infiltración, se le conoce como INDICE DE RETENCION.

4.2.3.2.- Indice W.- Se define como la tasa media de infiltración durante la fracción de la duración de una tormenta en el curso de la cual la intensidad de la misma es superior a la capacidad de infiltración, tal que:

$$W = \frac{F}{t} = \frac{P - Q - S}{t} \qquad \text{Ecuación 4.5}$$

Donde:

P = Precipitación, en altura de agua
Q = Escurrimiento, en altura de agua.
S = Almacenamiento en las depresiones superficiales, en altura de agua.

4.2.3.3.- Indice W mínimo.- Corresponde a la capacidad de infiltración cuando el suelo se encuentra saturado, por lo que en ese instante:

$$\Phi = W_{mínimo}$$

4.3.- Precipitación efectiva

Para una cuenca cualquiera sometida a una tormenta, se tiene, según el balance hídrico:

$$P = I + E + (F + S) + Pe$$

Donde:

I = Precipitación detenida por intercepción
E = Altura de agua evapotranspirada.
F = Altura de agua absorbida por infiltración.
Pe = Altura de lluvia efectiva, la cual es la que se transforma en escurrimiento.

El término precipitación efectiva, corresponde entonces a la altura de lámina de agua que garantiza el escurrimiento superficial directo y corresponde a la precipitación que queda luego de que a la lluvia caída se le restan las pérdidas ocurridas.

4.3.1.- Estimación de la precipitación efectiva

Cuencas Pequeñas.- Se expresa como un porcentaje de la precipitación total, tal que:

$$Pe = kP \qquad \text{Ecuación 4.6}$$

Donde:

k = Coeficiente función del tipo de suelo de la cuenca.

El coeficiente k es un indicador de la cantidad de lluvia que va a alcanzar la sección de un río, y según la Tabla 4.1 se tiene:

Tabla 4.1- Valores de k

TIPO DE CUENCA	k
Cuencas impermeables	0.90
Superficies cubiertas con pavimentos de piedra o arcilla compactada	0.35
Superficies desnudas sin compactar	0.20
Zonas árboreas	0.05

Cuencas Grandes.- La mejor manera de determinar la precipitación efectiva es con el hietograma de la tormenta, que no es otra cosa que la representación de la intensidad de la tormenta en función del tiempo, e irle restando a este hietograma a lo largo de la duración de la tormenta, las pérdidas correspondientes a intercepción e infiltración, como se muestra en la Figura 4.12.

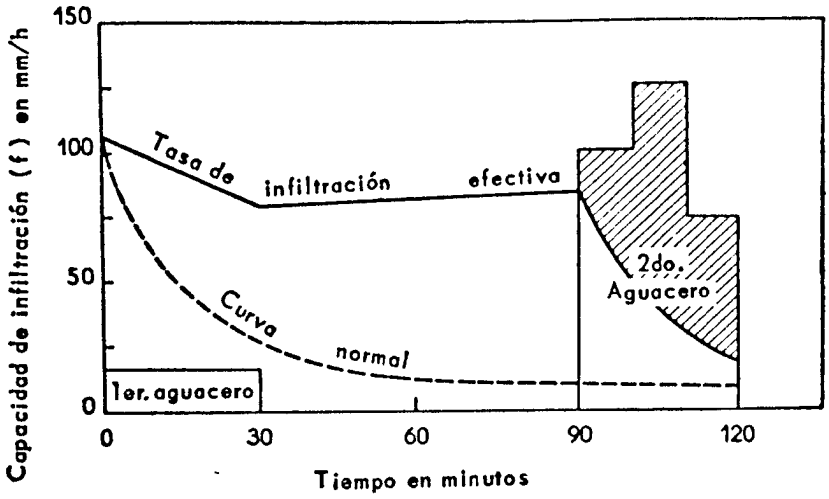


Figura 4.12.- Determinación de la precipitación efectiva para una cuenca grande.

El problema radica en determinar con exactitud las pérdidas por infiltración y por intercepción, ya que las pérdidas por evapotranspiración se consideran nulas al compararlas con las de intercepción e infiltración. Es por ello, que se utiliza con mucha frecuencia el concepto de índice Φ o conocido como coeficiente de infiltración, lo que garantiza una manera más sencilla de estimar la precipitación efectiva.

Ejemplo 4.2.- Para la tormenta registrada el 28 de Noviembre de 1998, los datos registrados por el pluviógrafo son los siguientes:

HORA	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm)
7:35 PM	-
8:35 PM	15
10:35 PM	30
11:35 PM	39
1:35 AM	58
2:05 AM	58
3:35 AM	70
5:05 AM	82
7:05 AM	87

La capacidad de infiltración del suelo seco es de 6 mm/hora y la del suelo saturado es de 3.5 mm/hora. La constante de decaimiento es de 0.5 horas $^{-1}$.

La capacidad de recuperación del suelo es de 1.5 mm/hora. Se estima que la retención superficial es de 2 mm. Hallar la precipitación y duración efectiva de la tormenta y el índice de infiltración equivalente.

Lo primero es determinar la ecuación que manda la infiltración, que si la ajustamos a la Ecuación 4.1, tal que:

$$f = 3.5 \text{ mm/hora} + (6 \text{ mm/hora} - 3.5 \text{ mm/hora})\, e^{-0.5t}$$

$$f = 3.5 \text{ mm/hora} + 2.5 \text{ mm/hora}\ e^{-0.5t}$$

Ahora, para poder realizar el hietograma de la tormenta, se desacumulan los datos de precipitación y se llevan a intensidades, como se muestra en la tabla siguiente:

HORA	P_{acum} (mm).	Δt (horas)	ΔP (mm)	I (mm/hora)	t (horas)	f (mm/horas)
7:35 PM	-	-	-	-	0.0	6.0
8:35 PM	15	1.0	15	15.0	1.0	5.0
10:35 PM	30	2.0	15	7.5	3.0	4.1
11:35 PM	39	1.0	9	9.0	4.0	3.8
1:35 AM	58	2.0	19	9.5	6.0	3.6
2:05 AM	58	0.5	0	0.0	6.5	4.4
3:35 AM	70	1.5	12	8.0	8.0	3.9
5:05 AM	82	1.5	12	8.0	9.5	3.7
7:05 AM	87	2.0	5	2.5	11.5	3.6

Para la determinación de la precipitación efectiva y duración efectiva, se grafica el hietograma y la variación de la infiltración, nótese que entre la hora 1:35 AM y 2:05 AM, al cesar la precipitación, existe recuperación de capacidad de infiltración; lo cual se muestra en la Figura 4.13.

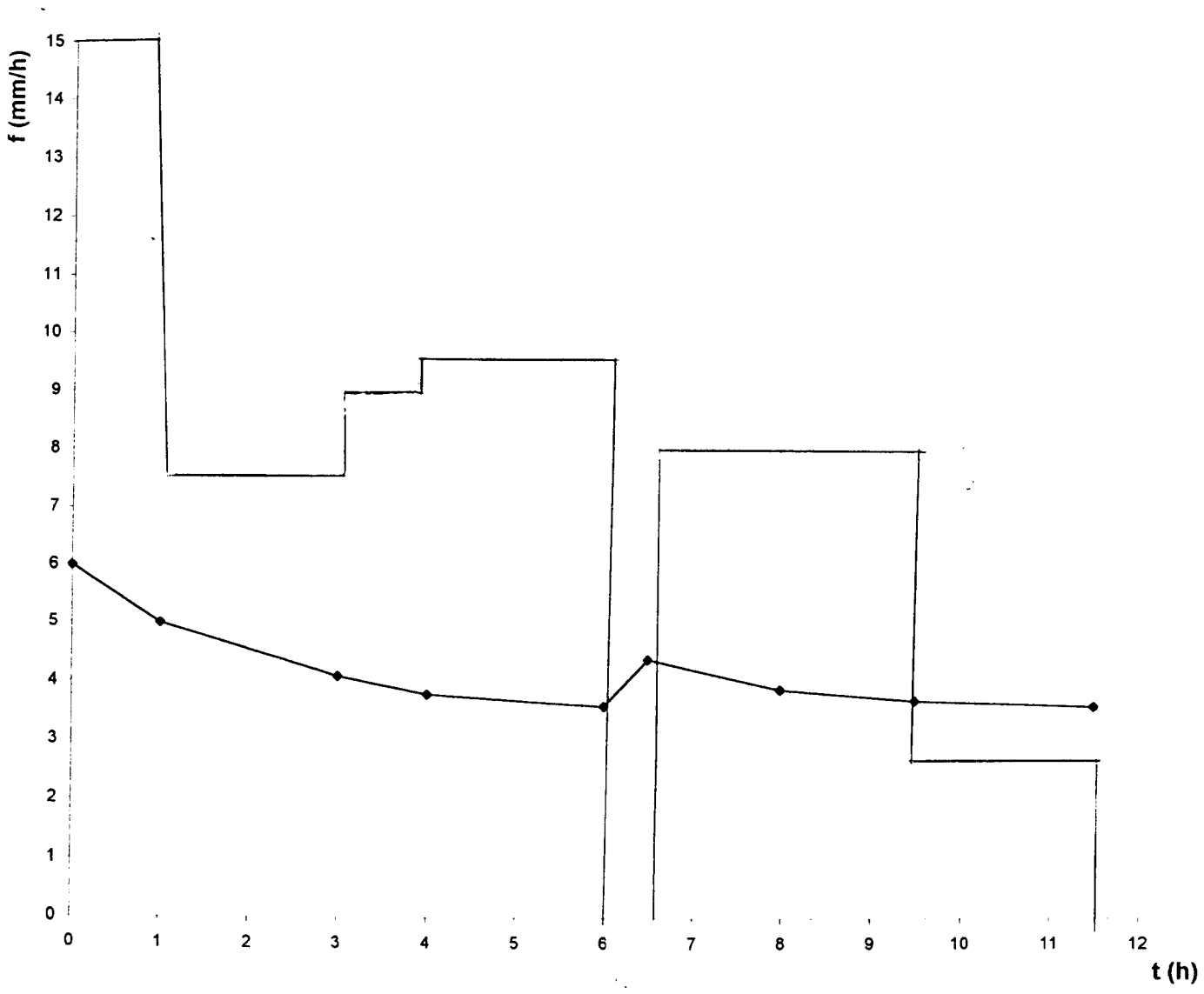


Figura 4.13.- Representación gráfica del hietograma.

Del análisis de la Figura 4.13, se tiene que :

Duración efectiva de la tormenta = 9.00 horas.

Para la precipitación efectiva, se tiene:

$$F=\left[\left(\frac{6+5}{2}\right)1+\left(\frac{5+4.1}{2}\right)2+\left(\frac{4.1+3.8}{2}\right)1+\left(\frac{3.8+3.6}{2}\right)2+\left(\frac{4.35+3.9}{2}\right)1.5+\left(\frac{3.9+3.7}{2}\right)1.5\right]mm$$

F = 37.84 mm

Pe = 87 mm - 37.84 mm - 2 mm = 47.2 mm

Para determinar el índice de infiltración equivalente (Φ) , se procede por tanteos sobre el hietograma graficado, hasta encontrar que Pe = 47.2 mm, tal que:

47.2 mm = (15 - H)1 + (7.5 - H)2 + (9 - H)1 + (9.5 - H)2 + (8 - H) 3

H = 3.85 mm/hora

Φ = 3.85 mm/ hora

4.4.- Equilibrio hídrico en el manejo de embalses

En el capítulo anterior se estudió el balance hídrico de un suelo, ahora se estudiará el balance hídrico para el manejo de embalses, el cual es de importancia para determinar las épocas en las cuales se espera que comiencen a funcionar los aliviaderos, que son las obras hidráulicas que se construyen en un embalse para desalojar los excedentes de agua que llegan al vaso de almacenamiento y que una vez que éste se llene, ya no puede almacenar más agua. También a partir del balance hídrico se podrá conocer en que épocas del año el agua almacenada no será suficiente para suplir las demandas y tomar los correctivos que hagan falta.

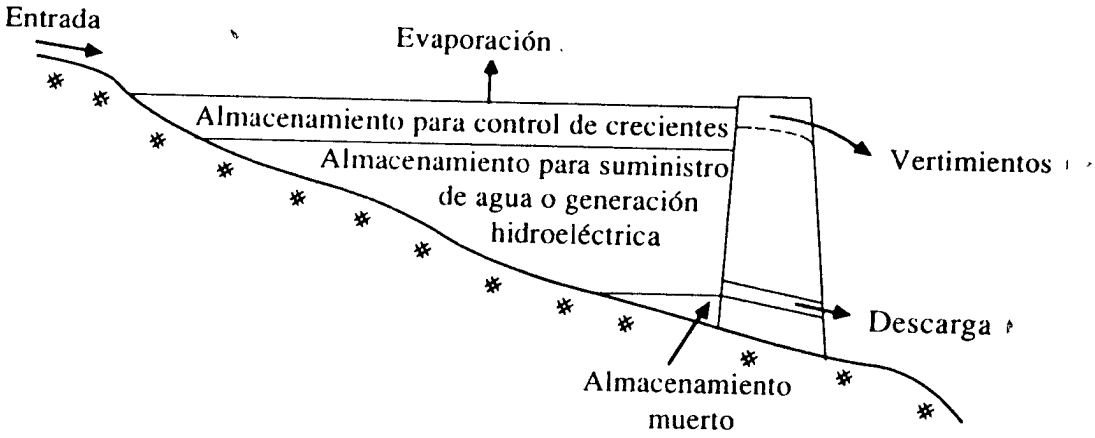


Figura 4.14.- Embalse donde se representan las entradas y salidas del mismo.

Para el balance hídrico en un embalse y si se analiza la Figura 4.14, se aplica la ley de conservación de la masa, que aplicada a la figura anterior se tiene:

ENTRADAS - SALIDAS = CAMBIO EN EL ALMACENAMIENTO

Las entradas al sistema del embalse se encuentran representadas por: volumen que aporta el río, al que se le llama volumen afluente y se representará por Va; volumen de precipitación que cae directamente dentro del embalse y la que cae como escurrimiento, se denotará por Vp; volumen aportado por el agua subterránea, que se denotará por Vas.

Las salidas del sistema se encuentran representadas por: volumen de agua que sale del embalse, ya sea como caudal ecológico, por los aliviaderos y el volumen de agua que se necesita para suplir las demandas correspondientes, se denotará por Ve; volumen de agua que se pierde por evaporación directa, se denotará por Vev; y el volumen de agua que se pierde por infiltración, el cual se denotará por Vi.

El aporte de agua subterránea, es difícil de determinar, ya que tendría que tomarse en cuenta por un período largo de tiempo; al realizarse el balance hídrico en períodos de treinta días, este aporte se considera despreciable.

Si aplicamos la ley de conservación de la masa se tiene:

$$Va + Vp - Ve - Vev - Vi = Vfe - Vie$$

Donde:

Vie = Volumen en el embalse, para el primer día del período considerado.
Vfe = Volumen en el embalse, para el último día del período considerado.

De los términos de la ecuación se conocen para el período considerado, las entradas y las salidas, en términos de altura de agua; el término de volumen de agua afluente y efluente, no representa mayor inconveniente la determinación de los mismos, ya que bastará con multiplicar el tiempo del mes considerado por el respectivo caudal y se obtiene el volumen mensual

afluente y efluente; el volumen de precipitación presenta un pequeño inconveniente, sobre todo el que cae directamente en la zona del embalse, ya que si se observa de la Figura 4.14, el espejo de agua será diferente para niveles diferentes del embalse, y el término de Vp y Vev es el producto del área del espejo de agua por la precipitación directa en el embalse y la evaporación que del mismo sale, por lo que se tendría:

$$Vp = Am.P$$
$$Vev = Am.E$$

Donde:

$$Am = \frac{Aie + Afe}{2}$$

Aie, Afe = Area del espejo de agua del embalse al inicio y al final del período considerado.

La Ley de Conservación de la masa viene quedando entonces:

$$Qa.t + Am.P - Qe.t - Am.E - Vi = Vfe - \mathrm{Vie}$$

Las pérdidas por infiltración para el caso de embalses se considera muy pequeña en comparación con los volúmenes de demanda que se deben extraer del embalse y considerando que los suelos sobre los que se encuentra el embalse siempre se encuentran saturados y por tanto F es una constante y de poco valor. De esta manera:

$$(Qa - Qe)t + (P - E)Am = Vfe - Vie$$

Para el inicio del balance hídrico se conoce el volumen que se encuentra en el embalse y la incógnita es la determinación del volumen final en el embalse para el período considerado, por ello:

$$Vfe = (Qa - Qe)t + (P - E)Am - Vie$$

Si se conoce la relación de área del espejo de agua para cada volumen de agua que se tiene almacenado en el embalse, el balance hídrico para cada mes se realizaría de la manera siguiente:

1.- Determinar si el manejo del embalse se realizará anual, bianual, trianual, etc.

2.- Para cada mes se calcula el caudal de entrada esperado por aporte del río y el caudal de demanda, dependiendo de los objetivos que deba cumplir el embalse. Se calcula el volumen mensual que entra en el embalse y el volumen mensual que se debe sacar del embalse, para cada mes.

3.- Se conoce o se supone el volumen inicial en el embalse para el primer mes del manejo del embalse.

4.- De acuerdo a los volúmenes de entrada y salida que se tengan para el mes en análisis, se da una idea del volumen final en el embalse, y se conoce la relación de volúmenes en el embalse con el área del espejo de agua, se podrá suponer un área final, por lo tanto se tiene un estimado de Am.

5.- Se calcula el volumen de entrada de agua por precipitación y el volumen de salida de agua por evaporación, dentro del embalse.

6.- A partir de la Ley de Conservación de la Masa, se calcula el volumen en el embalse al final del período considerado; tomando en consideración lo siguiente:

a.- Si $Vie + (Qa - Qe)t + (P - E)Am \leq V\,\text{máx}.e$

Donde:

$V\,\text{máx}.e$ = Volumen máximo que puede ser almacenado en el embalse

$Vfe = Vie + (Qa - Qe)t + (P - E)Am$

b.- Si $Vie + (Qa - e)t + (P - E)Am > V\,\text{máx}.e$

$Vfe = V\,\text{máx}.e$

7.- Con el volumen final en el embalse, se chequea el área del espejo de agua, si este último es diferente el estimado en el paso 4, se vuelve a recalcular Am y se repite todo el procedimiento hasta conseguir que el área supuesta en el paso 4 sea la obtenida en este paso 7.

8.- Con los resultados del paso 6, se calculan las deficiencias o excedencias del embalse durante el período considerado. SI EL VOLUMEN FINAL RESULTA MENOR QUE EL INICIAL EXISTE DISMINUCION EN LOS NIVELES DEL EMBALSE. SI EL VOLUMEN FINAL ES SUPERIOR AL INICIAL, EXISTE ALMACENAMIENTO Y DEPENDIENDO DEL ALMACENAMIENTO PUEDEN LLEGAR A FUNCIONAR LOS ALIVIADEROS.

Ejemplo 4.3.- Para un embalse se dan los datos de evaporación, precipitación y el caudal aportado, por el río para el año 1998; el mismo reúne las siguientes características:

Capacidad máxima de almacenamiento = 100×10^6 m^3
Area de la cuenca aportante al embalse = 6.48 Km^2
Superficie media del espejo de agua = 6.23 Km^2
Coeficiente de escorrentía de aportación directa = 0.95

MES	P (mm)	E (mm)	Qa (m^3/seg)
Enero	25	108	0.5
Febrero	30	121	0.6
Marzo	58	132	0.9
Abril	93	100	1.2
Mayo	140	120	2.6
Junio	185	117	6.4
Julio	176	123	6.1
Agosto	159	135	4.8
Septiembre	161	119	5.7
Octubre	103	120	2.3
Noviembre	135	107	3.5
Diciembre	36	98	0.6

Los datos de evaporación corresponden a los de un tanque exterior de evaporación.

Las necesidades a cubrir en el embalse son:

a.- Abastecimiento de dos poblaciones con medidor de 75000 y 100000 habitantes respectivamente y otra de 38000 habitantes, sin medidor.

b.- Garantizar el riego de 10000 hectáreas de cultivo, cuyas necesidades corresponden a los valores de déficit hallados en el Ejemplo 3.3.

c.- Garantizar un caudal ecológico para el río de 1 m^3/seg.

El volumen de agua en el embalse para el primero de Enero de 1998 es de $80x10^6$ m^3.

Hallar el volumen final del embalse y los volúmenes vertidos por los aliviaderos.

Lo primero es calcular los volúmenes de demanda mes a mes, para lo que se toman en cuenta los caudales necesarios para abastecer las poblaciones, caudal ecológico del río y los déficits para el riego.
Se tomaran para las poblaciones a ser abastecidas con medidor un caudal de demanda de 200 litros/hab/día y para abastecimiento sin medidor de 250 litros/hab/día.

Se tiene la siguiente tabla:

Mes	**Días**	**Déficit (mm)**	**$V_{abas.}$ (10^6 m^3)**	**V_{riego} (10^6 m^3)**	**$V_{río}$ (10^6 m^3)**	**ΣV (10^6 m^3)**
Enero	31	69.5	1.38	6.95	2.68	11.01
Febrero	28	39.5	1.25	3.95	2.42	7.62
Marzo	31	52.1	1.38	5.21	2.68	9.27
Abril	30	15.2	1.34	1.52	2.59	5.45
Mayo	31	-	1.38	-	2.68	4.06
Junio	30	-	1.34	-	2.59	3.93
Julio	31	-	1.38	-	2.68	4.06
Agosto	31	-	1.38	-	2.68	4.06
Septiembre	30	-	1.34	-	2.59	3.93
Octubre	31	-	1.38	-	2.68	4.06
Noviembre	30	15.3	1.34	1.53	2.59	5.46
Diciembre	31	79.1	1.38	7.91	2.68	11.97

Para realizar el balance hídrico, se hace la siguiente tabla:

Mes	P (mm)	V_p ($10^6 m^3$)	V_a ($10^6 m^3$)	E (mm)	V_{ev} ($10^6 m^3$)	V_e ($10^6 m^3$)	Ent. ($10^6 m^3$)	Sal. ($10^6 m^3$)	Ent-Sal ($10^6 m^3$)	V_{ie} ($10^6 m^3$)	V_p ($10^6 m^3$)
1	25	0.31	1.34	108	0.51	11.01	1.65	11.52	-9.87	80	70.13
2	30	0.37	1.45	121	0.57	7.62	1.82	8.19	-6.37	70.13	63.76
3	58	0.72	2.41	132	0.62	9.27	3.13	9.89	-6.76	63.76	57
4	93	1.15	3.11	100	0.47	5.45	4.26	5.92	-1.66	57	55.34
5	140	1.73	6.96	120	0.56	4.06	8.69	4.62	13.31	55.34	68.65
6	185	2.29	16.59	117	0.55	3.93	18.88	4.48	14.40	68.65	83.05
7	176	2.18	16.34	123	0.58	4.06	18.52	4.64	13.88	83.05	96.93
8	159	1.97	12.86	135	0.63	4.06	14.83	4.69	10.14	93.93	100
9	16.1	1.99	14.77	119	0.56	3.93	16.76	4.49	12.27	100	100
10	103	1.28	6.16	120	0.56	4.06	7.44	4.62	2.82	100	100
11	135	1.67	9.07	107	0.50	5.46	10.74	5.96	4.78	100	100
12	36	0.45	1.61	98	0.46	11.97	2.06	12.43	-10.37	100	89.63

La columna 3 es el resultado del producto de la columna 2 por el Am = 6.23 km^2, más el área aportante de la Cuenca de 6.48 km^2 multiplicada por el factor 0.95.

La columna 6 corresponde al producto de la columna 5 por la misma Am y afectado por el factor 0.75, que corresponde a la corrección de los datos de evaporación de un tanque exterior.

En este ejemplo el área Am es una constante para todas las operaciones, ya que no se da la relación entre volumen y área de espejo de agua.

De acuerdo a los cálculos realizado, el volumen final del embalse al final del mes de Diciembre es de 89.63 x 10^6 m^3.

Si se observa la Tabla, se determina que el embalse entre el mes de Enero y Abril, se estaba vaciando. A partir del mes de Mayo se comienza a llenar, llegando a su capacidad máxima durante el mes de Julio, y es a partir de este mes que comienza a existir vertido por los aliviaderos, hasta el mes de Noviembre, ya que en el mes de Diciembre vuelve a comenzar a tomarse agua del embalse, por tanto:

Volumen a verter por los aliviaderos:

$V = [10.14 - (100 - 96.4) + 12.27 + 2.82 + 4.78]10^6 m^3 = 26.94 \times 10^6\ m^3$.

TEMA 5

5.1.- Caudales

Caudal se define como el volumen por unidad de tiempo, que pasa por la sección transversal de una corriente. Se le conoce también como escorrentía y se visualiza como el agua que se mueve por un cauce definido.

El caudal o escorrentía es el único de los términos del balance hidrológico de una cuenca que puede ser medido con una buena precisión, a diferencia de los otros elementos, tales como: precipitación, evapotranspiración e infiltración; que sólo pueden ser estimados a partir de mediciones observadas en distintos puntos de la cuenca o deducidos a partir de fórmulas hidrológicas aproximadas.

Para el ingeniero proyectista de obras hidráulicas, como ya se ha mencionado, es el caudal el dato básico indispensable para el dimensionamiento de las diferentes obras hidráulicas a su cargo.

También es de suma utilidad conocer las variaciones de caudal, para poder estimar la época en la que se presentan los mayores valores y puedan ocasionar problemas a las futuras o a las ya establecidas obras hidráulicas. Conocer cuando se presente la mayor sequía, para poder establecer las medidas pertinentes para garantizar el suministro del preciado líquido en dicha época en la cual no existe disponibilidad.

5.2.- Componentes del caudal

El caudal o escorrentía que se mide en un cauce definido, está formado por los siguientes elementos:

5.2.1.- Escurrimiento.- Es el agua que se mueve sobre la superficie del terreno hasta los cauces, y tal como se definió anteriormente, se produce

siempre y cuando la intensidad de precipitación supere a la capacidad de infiltración del suelo.

5.2.2.- Corriente subsuperficial o interflujo.- Es el agua que infiltra, pero se mueve paralelamente a través de la zona superior del terreno con dirección al cauce.

5.2.3.- Corriente subterránea o caudal base.- Está formada por la precipitación que percola verticalmente hasta formar la capa freática y la cual descargará a los cauces como caudal base o también llamado caudal de estación seca.

En la Figura 5.1, se muestran las componentes del caudal.

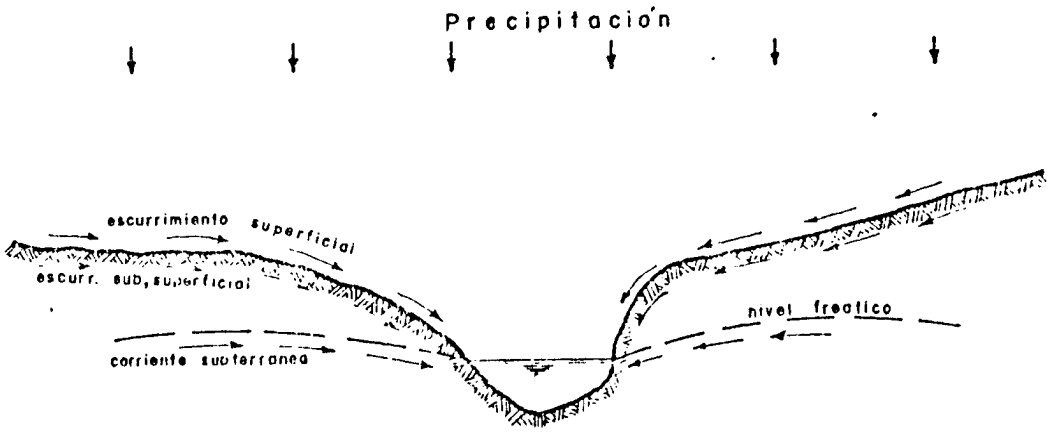


Figura 5.1.- Componentes de la escorrentía.

5.3.- Medición del caudal

La forma más segura para establecer el caudal por un cauce es su medición directa durante un período de tiempo suficientemente largo para poder identificar todas sus variables.

Las mediciones de caudal se conocen como mediciones fluviométricas o hidrométricas y son consideradas más reales que las de precipitación; ya que, las mediciones de caudal representan el escurrimiento total de una cuenca, mientras que las mediciones de precipitación sólo reflejan una muestra puntual de la lluvia sobre un gran área.

Para medir caudales de una forma segura y económica; los aparatos a utilizar deben ser de fácil observación, lo que normalmente se considera es el nivel del agua en el cauce y hallando la relación existente entre este nivel y el caudal que escurre por el cauce, puede determinarse con la sola observación del nivel, cual es el caudal por el cauce.

La medición del caudal en un cauce se le conoce como aforo y el sitio elegido para la colocación de los aparatos de medición del caudal se le llama Estación de Aforos.

ESTACIONES DE AFOROS.- Selección del sitio para la ubicación de una estación de aforos.- Debe cumplir las siguientes condiciones:

1.- El sitio debe ser accesible para cualquier época del año, usándose casi siempre los ponteaderos de un puente.

2.- La sección del río debe ser capaz de contener todo el caudal.

3.- La sección debe ser estable, es decir, que la curva de caudales no varíe con el tiempo, por lo que la corriente del río debe ser paralela al lecho del mismo.

4.- La estación debe ser permanente.

5.- La sección debe ser sensible; es decir, un pequeño cambio de caudal, corresponde a un fuerte cambio en las lecturas de nivel, resultando las secciones en V las más eficientes.

6.- La escala de medición de los niveles o limnímetros deben ubicarse en lugares que durante las crecientes presenten oleaje mínimo. De no ser posible, debe considerarse necesaria la construcción de pozos de amortiguación, que no presenten un desnivel con respecto al río.

7.- La sección del río debe ser lo más parecido a una sección prismática, es decir, a una sección de lados rectos, pendiente de fondo constante y secciones uniformes.

La palabra nivel se usará para referirse al aumento o descenso del agua a partir de un datum. El nivel del agua en una sección del cauce es una de las variables que permite medir el caudal, pero solo para la sección recta donde se toma y es errado pensar que como el caudal permanece constante para un trecho del cauce, ocurra lo mismo con los niveles.

Una estación de aforos y una estación de niveles no necesariamente son una misma, aunque deban estar relativamente cerca, ya que muchas veces un sitio ideal para una estación de aforos no sirva para una estación de niveles.

A una estación de niveles se le conoce como estación limnimétrica. Los aparatos usados para medir niveles pueden ser registradores o nó. La estación limnimétrica debe contar con el apoyo de una estación de aforos para poder determinar la relación que existe entre el nivel del agua en el cauce y el caudal que escurre, para la construcción posterior de la curva de caudales o curva de gasto.

Los aparatos para medir el caudal que no son registradores se conocen como limnímetros o hidrómetros y los aparatos registradores se denominan limnígrafos o hidrógrafos.

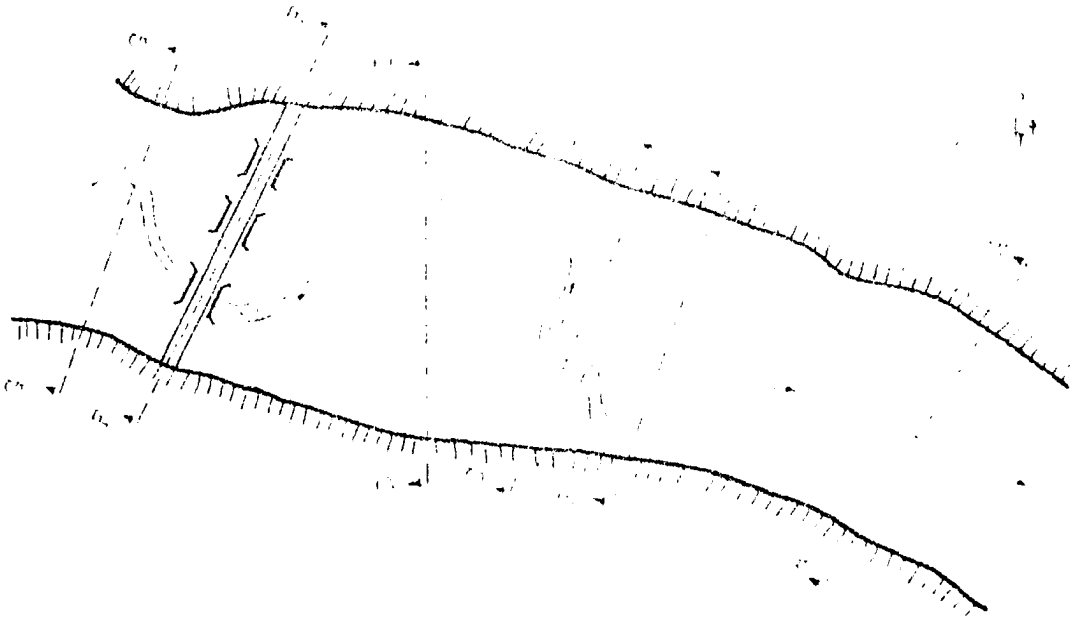


Figura 5.2.- Esquema para seleccionar la ubicación de una estación de aforos.

5.3.1.- Aparatos de medición.-

5.3.1.1.- Limnímetros.-

5.3.1.1.1.- Miras verticales.- Es una mira colocada verticalmente, con una estructura portante adaptada a las condiciones del terreno, tal que garantice la inamovilidad y por tanto la consistencia de las lecturas. Las miras no deben ser de madera o lata pintadas; deben ser de hierro fundido con las divisiones puestas en relieve. Una mira vertical se muestra en la Figura 5.3.

5.3.1.1.2.- Miras inclinadas.- La única diferencia con las anteriores es su colocación. En este caso, la mira se coloca en ángulo con la vertical. La escala para estas miras se hace tomando en cuenta el ángulo de colocación. Son usadas generalmente en canales de concreto donde la mira metálica es empotrada en el concreto o se coloca en el mismo concreto una señal con divisiones punteadas o en bajo relieve. Una mira inclinada se muestra en la Figura 5.4.

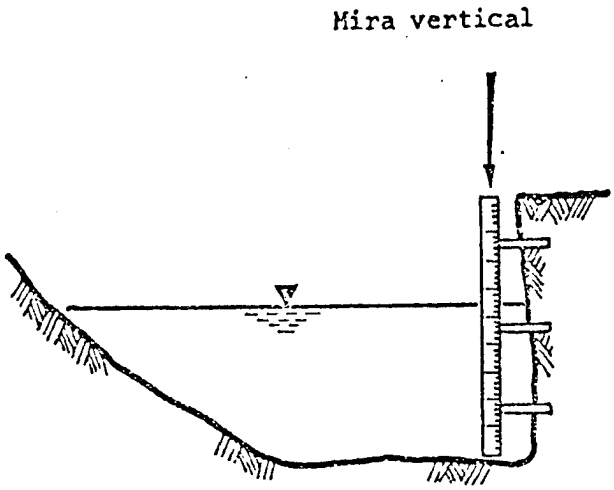


Figura 5.3.- Mira vertical

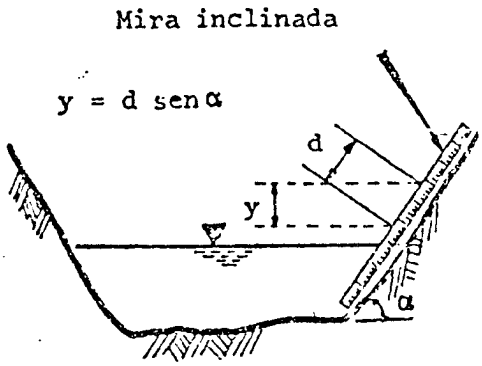


Figura 5.4.- Mira inclinada.

5.3.1.1.3.- Miras para la determinación de picos.- El pico de una crecida corresponde al máximo caudal registrado durante el lapso de una observación a otra. Para determinar este pico, los niveles no sirven, ya que sólo pueden darnos el caudal para el momento en que se realiza la observación, pero no se garantiza que ese sea el máximo caudal registrado, es por ello que se usa el siguiente aparato: es un trozo de tubo con orificios que permiten la entrada del agua. Dentro del tubo hay una reglilla y virutas de corcho; al entrar el agua dentro del tubo, las virutas de corcho flotan en la superficie del agua y al bajar el nivel, las virutas de corcho se adhieren a la reglilla, bastando con extraer la reglilla para conocer cual fue el máximo nivel alcanzado por las aguas entre una observación y otra. Este tipo de mira se observa en la Figura 5.5.

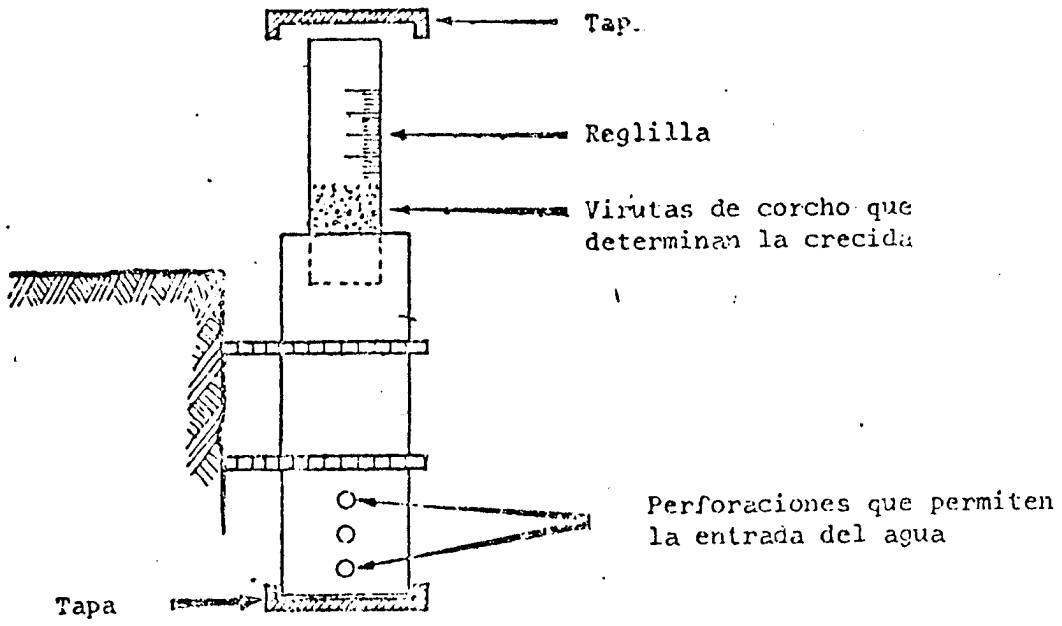


Figura 5.5.- Mira para la determinación de picos.

5.3.1.1.4.- Indicadores naturales de crecidas.- Las marcas dejadas por las crecidas son de gran importancia para determinar los máximos niveles, y por lo tanto, las máximas descargas del río antes de la instalación de una estación. Estas marcas pueden encontrarse pintadas sobre paredes, muros o puentes; por los habitantes de la región. Los sedimentos y la basura depositada por un río, cuando se localizan inmediatamente después de una crecida, constituyen una buena ayuda para la determinación de las descargas máximas.

5.3.1.2.- Limnígrafos.- Son aparatos registradores de niveles, se instalan en ríos con fluctuaciones fuertes de nivel a lo largo del día, cuando los accesos a la estación impiden un control regular y en general en toda estación considerada de primer orden. Estos aparatos registran el nivel del río en función del tiempo.

El aparato registrador, como el mostrado en la Figura 5.6, consiste en un flotador con un contrapeso, los mismos se encuentran unidos por un cable a un dispositivo de reducción, el cual acciona el husillo con ranuras helicoidales, sobre el cual está instalado el portador de la plumilla que registra los niveles sobre un tambor colocado horizontalmente o verticalmente, el mismo se encuentra montado sobre un mecanismo de relojería que lo impulsa. Con el fin de evitar que la banda registradora sea demasiado ancha, el husillo sin fin que conduce el portaplumillas, está provisto de dos ranuras helicoidales de sentido opuesto que se enlazan sin interrupción, de manera que cada vez que el portaplumillas llega a un extremo, su sentido cambia. Muchas veces los limnígrafos en lugar de tambor poseen rodillos que pueden presentar información de hasta tres meses, sin necesidad de cambiar la banda.

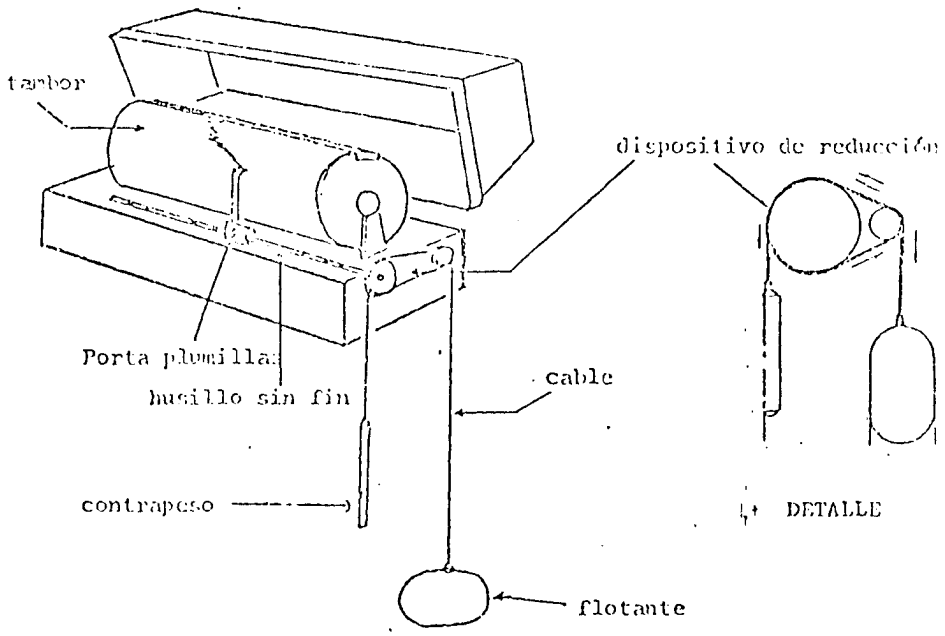


Figura 5.6.- Aparato registrador de un limnígrafo.

La instalación del limnígrafo debe ser firme y diseñada a prueba de robos, con un pozo en comunicación con el río, donde se logra la armotización del oleaje. Es recomendable complementar la instalación con un sistema de lavado de sedimentos. El flotador del aparato registrador se coloca directamente en el río, cuando se cuenta con un peñón rocoso de paredes verticales, tal como se muestra en la Figura 5.7.

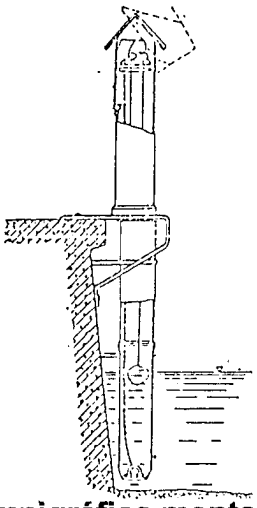


Figura 5.7.- Estación limnigráfica montada sobre peñón.

Si el terreno no es de buena calidad y presenta taludes suaves, es preferible hincarlo directamente en el suelo y conectarlo al río mediante tuberías, tal como se muestra en la Figura 5.8.

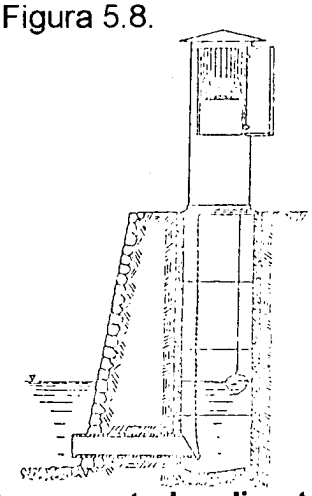


Figura 5.8.- Estación limnigráfica montada directamente sobre el terreno.

Toda estación limnigráfica necesita de una estación limnimétrica de referencia. Los limnigramas producidos por las estaciones limnigráficas, deben incluir en sus registros el nombre de la estación, nombre del inspector, la hora, la lectura limnimétrica y la lectura limnigráfica; además, deben hacerse correcciones según las notaciones del observador, sin las cuales el limnigrama carece de valor, ya que fallas mecánicas pueden producir inscripciones limnigráficas que no se adecuan a la realidad.

5.4.- Diseño de redes hidrométricas

Si el presupuesto que se tiene para estaciones hidrométricas es limitado, lo que se desea es obtener la mayor cantidad de información con el menor número posible de estaciones.

Esto se puede lograr, diseñando una red de estaciones con un número B de estaciones base o principales, las cuales son de carácter permanente con un registro total de m años, en donde m representa la vida útil de un proyecto o el número de años de información que se considera necesario para el diseño de una obra hidráulica. Además, se tienen S estaciones

secundarias, que son provisionales, es decir, después de operar K años en un determinado lugar, son mudadas a otro.

El objetivo es extender los registros de las estaciones secundarias de K años a m años. El criterio a seguir es el de medir el mayor número de ríos, teniendo la mayor ganancia de información G.

En la Figura 5.9, se muestra una red hidrométrica en una cuenca.

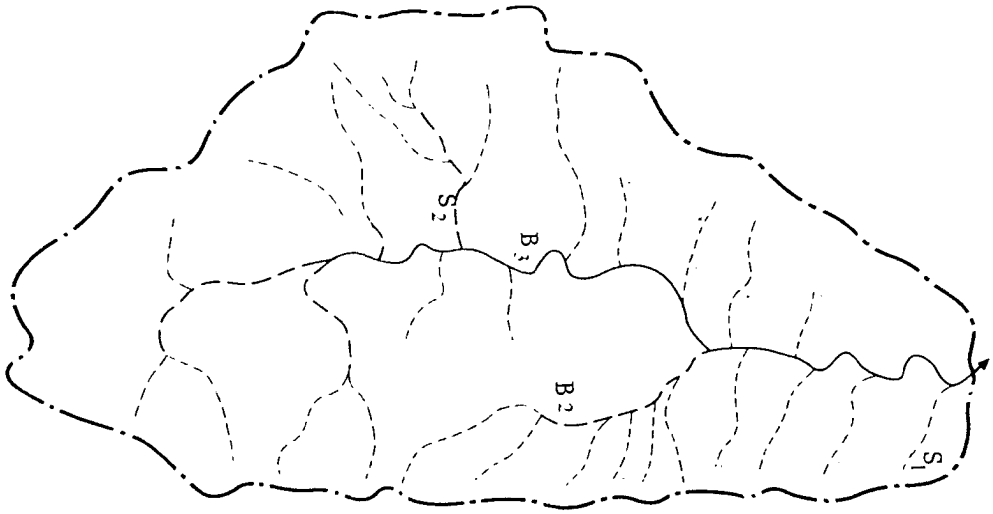


Figura 5.9.- Red hidrométrica.

El coeficiente de correlación entre dos estaciones cualquiera, r, definida por Langheim como una función del número de estaciones base y del área que ellas cubren, viene dado por:

$$1 - r^2 = \frac{0.4 C^2 A}{B} \qquad \text{Ecuación 5.1}$$

Donde:
A = Área en Km^2
B = Número de estaciones base
C = Función de la distancia entre las diferentes estaciones, puede tomarse = 0.01

Si se sustituye esta Ecuación en la Ecuación de Langheim para G, Ecuación 2.20, se tiene:

$$G = m_e - K = \frac{m}{1 + \frac{m-K}{K-2}\left(1-r^2\right)} - K = \frac{m}{1 + \frac{m-K}{K-2}\left(\frac{0.4C^2 A}{B}\right)} - K$$

Lo que se quiere es maximizar la ganancia de información, por lo tanto :

$$\frac{\partial G}{\partial B} = 0 \Rightarrow m - K = 0 \Rightarrow K = m \Rightarrow G = 0$$

Esto último nos indica que es un mínimo, lo cual no nos sirve, entonces:

$$\frac{\partial G}{\partial K} = 0 \Rightarrow K = \frac{2B - 0.4C^2 A\, m + \sqrt{0.4C^2 A B m(m-2)}}{B - 0.4C^2 A} \qquad \text{Ecuación 5.2}$$

El procedimiento para resolver esta última relación es el siguiente:

1.- Suponemos un valor de B y en la Ecuación 5.2 se despeja el valor de K. La ganancia correspondiente será el máximo valor para ese B.

2.- Se tiene que S + B = Constante; el número total de estaciones que puede instalarse desde el punto de vista económico, es decir, es el límite de operación.

El número de ríos aforados, NR, será:

$$NR = B + S\frac{m}{K} \qquad \text{Ecuación 5.3}$$

Con esta ecuación se consigue el valor de NR para B estaciones.

3.- Se repite el procedimiento para diferentes valores de B, hasta conseguir el máximo valor de NR.

Ejemplo 5.1.- Se tiene una cuenca de 50000 Km^2 y se necesita un registro total de por lo menos 30 años. El límite de operación es de 20 estaciones, se pide:

a.- Número de estaciones permanentes y provisionales.
b.- Tiempo de las estaciones provisionales en un sitio determinado.

a.- Se tiene como datos:

m = 30 años
$S+B$ = 20 estaciones
C = 0.01
A = 50000 Km^2

Si se hace uso de la Ecuación 5.2, se tiene:

$$\frac{\partial G}{\partial K}=0 \Rightarrow K=\frac{2B-0.4C^2\,A\,m+\sqrt{0.4C^2\,ABm(m-2)}}{B-0.4C^2\,A}$$

$$K=\frac{2B-0.4(0.01)^2\,50000x30+\sqrt{0.4(0.01)^2 50000B30(30-2)}}{B-0.4(0.01)^2 50000}$$

$$K=\frac{2B-60+\sqrt{1680B}}{B-2}$$

Haciendo uso de la Ecuación 2.20, se tiene:

$$G=\frac{m}{1+\frac{m-K}{K-2}\frac{0.4C^2A}{B}}-K=\frac{30}{1+\frac{30-K}{K-2}\frac{0.4(0.01)^2 50000}{B}}-K$$

$$G=\frac{30B(K-2)}{B(K-2)+2(30-K)}-K$$

De la Ecuación 5.3, se tiene:

$$NR = B + S\frac{m}{K} = B + S\frac{30}{K} = B + (20 - B)\frac{30}{K}$$

Se tiene la siguiente tabla:

B	S	K	G	NR
3	17	17	2.01	33.01
4	16	14.99	4.01	36.02
5	15	13.89	5.57	37.41
6	14	13.10	6.80	38.06
7	13	12.49	7.82	38.23*
8	12	11.99	8.69	38.03
9	11	11.57	9.44	37.53

*** Máximo valor**

De la tabla anterior se tiene entonces que el máximo número de ríos aforado es de 38, con un total de 7 estaciones principales y 13 estaciones secundarias, estas últimas con una permanencia de 12.5 años el sitio que se les ha asignado.

5.5.- Métodos de aforo

La curva de descarga puede cambiar con el tiempo, por factores como:

1.- Cambio de la sección recta del río, debido a la erosión y sedimentación, producto de la variación de los caudales del río.

2.- Cambio de la vegetación en las márgenes del río.

3.- Formación de hielo.

4.- Formación de remansos o remolinos que puedan presentarse para ciertos niveles.

Todo lo que obliga a que la estación se deba someter a un chequeo continuo, para que se pueda determinar en forma segura los caudales a partir de los niveles registrados.

Para aforar un río, se tienen los siguientes métodos:

5.5.1.- Método Volumétrico.- Es el más preciso de todos los métodos que existen, pero sólo puede ser utilizado en corrientes de pocos litros/seg. El método consiste en recoger el agua de la corriente que se está aforando, en un envase de capacidad conocida. Se mide el tiempo en que se demora en llenar la mencionada capacidad y se puede calcular el caudal como:

$$Q = \frac{Vol}{t} \qquad \text{Ecuación 5.4}$$

Donde:

Vol = Capacidad o volumen de medición
t = tiempo que tomo llenarse Vol.

5.5.2.- Método pendiente - área.-_ Se basa en la Ecuación de Chezy, la cual es aplicada al flujo en canales, a un esquema como el que se muestra en la Figura 5.10

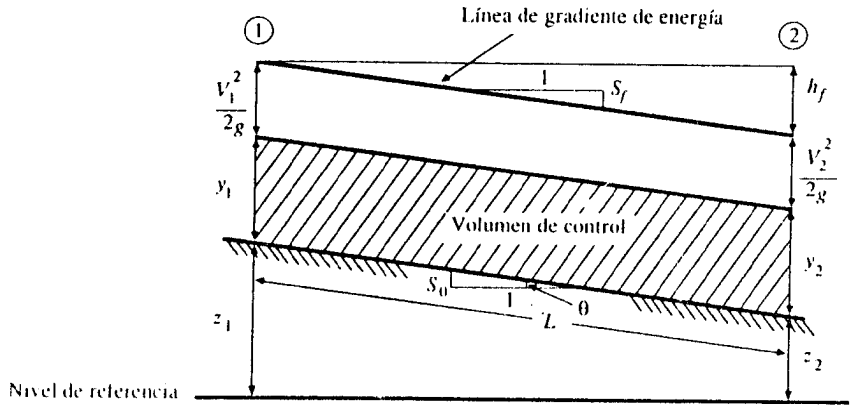


Figura 5.10.- Flujo en un canal.

Según Chezy, la velocidad media del flujo se expresa como:

$$V_m = C\sqrt{S_f R_h} \qquad \text{Ecuación 5.5}$$

Donde:

V_m = Velocidad media del flujo en la sección.
R_h = Radio hidráulico de la Sección
C = Coeficiente de Chezy
S_f = Pendiente de la línea de energía

Además, definiendo el radio hidráulico y el coeficiente de Chezy, se tiene:

$$R_h = \frac{A}{P_m} \qquad \text{Ecuación 5.6}$$

Donde:

A = Área mojada de la sección normal al flujo.
P_m = Perímetro mojado.

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \qquad \text{Ecuación 5.7}$$

Donde:

n = Coeficiente de rugosidad de Manning, función del lecho.

El coeficiente n es un valor que depende del sistema de unidades que se está utilizando y se halla en tablas o bien de ecuaciones, como la de Manning - Strikkler:

$$n = \frac{d_{75}^{1/6}}{26} \qquad \text{Ecuación 5.8}$$

Donde:

d_{75} = Diámetro del material del fondo, correspondiente al 75% del material pasante, 25% del retenido.

Esta ecuación es de sencilla aplicación pero poco exacta.
Existe otra fórmula un poco más compleja, que es la Ecuación de Cowan:

$$n = \left(n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4\right) m_5 \qquad \text{Ecuación 5.9}$$

Donde:

n_0 = Función del tipo de material del fondo

Material Considerado	n_0
Tierra	0.020
Roca Cortada	0.025
Grava Fina	0.024
Grava Gruesa	0.028

n_1 = Función de las irregularidades del fondo del río o canal

Grado de Irregularidad	n_1
Liso	0.000
Menor	0.005
Moderado	0.010
Severo	0.020

n_2 = Función de las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del río o canal.

Variaciones de la sección transversal	n_2
Gradual	0.000
Ocasionalmente Alterado	0.005
Frecuentemente Alterado	0.010 - 0.015
El grado de alteración se toma cuando existen cambios de flujo principal de lado a lado.	

n_3 = Función de las obstrucciones

Efecto Relativo de las Obstrucciones	n_3
Despreciable	0.000
Menor	0.010 - 0.015
Apreciable	0.020 - 0.030
Severo	0.040 - 0.060

n_4 = Función de la Vegetación de la cuenca.

Vegetación	n_4
Despreciable o Baja	0.005 - 0.010
Media	0.010 - 0.025
Alta	0.025 - 0.050
Muy Alta	0.050 - 0.100

m_5 = Función de la cantidad de los meandros

Cantidad de meandros	m_5
Menor	1.00
Apreciable	1.15
Severa	1.30

Una vez definido el valor de n, el procedimiento para el cálculo del caudal es como sigue:

1.- Se establece la geometría de la sección de aguas arriba (1) y de la sección de aguas abajo (2): A_1, A_2 , P_{m1} , P_{m2} , R_{h1} y R_{h2}; además de calcular la pendiente del fondo S_0 y la de la superficie libre S_w , donde se tienen las siguientes ecuaciones deducidas a partir de la Figuran 5.10:

$$S_0 = \frac{Z_2 - Z_1}{L} \qquad \text{Ecuación 5.10}$$

Donde:

Z_1, Z_2 = Cotas del fondo del río o canal, desde un datum cualquiera, para las secciones 1 y 2 respectivamente.

L = Longitud entre las secciones 1 y 2, medida a lo largo del fondo del río o canal.

$$S_w = \frac{Z_1 - Z_2 + Y_1 - Y_2}{L} = S_0 + \frac{Y_1 - Y_2}{L} \qquad \text{Ecuación 5.11}$$

Donde:

Y_1, Y_2 = Profundidad media del flujo en las secciones 1 y 2.

2.- Se supone un valor para S_f y se calcula a partir de la Ecuación 5.5, la velocidad media del flujo en las secciones 1 y 2 respectivamente.

3.- Se calcula el valor de S_f, a partir de la siguiente ecuación:

$$S_f = S_w + \frac{1}{2}\left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g}\right)\frac{1}{L} \qquad \text{Ecuación 5.12}$$

Donde:

V_1, V_2 = Velocidades medias del flujo en las secciones 1 y 2 respectivamente.

g = Aceleración de la gravedad.

4.- Si S_f calculado es diferente al S_f supuesto en el paso 2, se repite todo el procedimiento, hasta lograr que S_f supuesto sea igual al S_f calculado, para poder entonces calcular lo siguiente:

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

$$A_m = \frac{A_1 + A_2}{2}$$

$$Q = V_m \; A_m \qquad \text{Ecuación 5.13}$$

Donde:

Q = Caudal del río o canal.

Ejemplo 5.2.- Luego de ocurrida una crecida, se han tomado dos secciones en el cauce del río y se tienen los siguientes datos:

ΔZ = 40 cm.

Longitud entre las dos secciones = 300 mts.

La profundidad del flujo en la primera sección es de 1.85 mts, con un ancho de superficie libre de 40.5 mts.

La profundidad del flujo en la sección de aguas abajo resultó ser de 1.45 mts., con un ancho de superficie libre de 35.5 mts.

El fondo del río es de grava gruesa y las secciones son moderadamente irregulares y sin variaciones ni obstrucciones importantes en la misma. Río poco meandros, la presencia de vegetación en el río, corresponde a matorrales de 1.5 mts. de altura.

Estimar el caudal de crecida por el método de pendiente - área.

Siguiendo los pasos, se tiene:

1.- Se calcula el área, perímetros, radios hidráulicos, S_o y S_w

A_1 = 1.85 m x 40.5 m = 74.925 m^2 P_1 = 40.5 m + 2 x 1.85 m = 44.2 m
A_2 = 1.45 m x 35.5 m = 51.475 m^2 P_2 = 35.5 m + 2 x 1.45 m = 38.4 m

$$R_{h1} = \frac{74.925\ m^2}{44.2m} = 1.695m$$

$$R_{h2} = \frac{51.475m^2}{38.4m} = 1.341m$$

$$S_0 = \frac{Z_2 - Z_1}{L} = \frac{0.40m}{300m} = 0.0013$$

$$S_w = \frac{Z_1 - Z_2 + Y_1 - Y_2}{L} = S_0 + \frac{Y_1 - Y_2}{L} = 0.0013 + \frac{1.85 - 1.45}{300} = 0.0026$$

n_0 = 0.028
n_1 = 0.010
n_2 = 0.00
n_3 = 0.00
n_4 = 0.025
m_5 = 1.00

n = (0.028 + 0.010 + 0.025) 1.00 = 0.063

2.- Suponer S_f = 0.0025, de tal manera que:

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad \Rightarrow \quad C_1 = 17.33 \qquad C_2 = 21.28$$

$$Vm = C\sqrt{S_f\ R_h} \quad \Rightarrow \quad V_1 = 1.128 \text{ m/seg} \qquad V_2 = 1.232 \text{ m/seg}$$

3.- A partir de la Ecuación 5.12, se calcula S_f

$$S_f = S_w + \frac{1}{2}\left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g}\right)\frac{1}{L} = 0.0026 + \frac{1}{2}\left(\frac{1.128^2}{2g} - \frac{1.232^2}{2g}\right)\frac{1}{300} = 0.00258 \neq 0.0025$$

Al ser diferentes las pendientes se repite todo el proceso, pero ahora con

S_f = 0.00255 , V_1 = 1.139 m/s, V_2= 1.244 m/s $\Rightarrow$ S_f = 0.00258

Con S_f = 0.00258 $\Rightarrow$ V_1 = 1.146 m/s V_2 = 1.252 m/s $\Rightarrow$ S_f = 0.00258

Se tiene que S_f = 0.00258

4.- Se calcula la velocidad media y el área media, obteniéndose el caudal, así:

$$V_m = \frac{1.146 + 1.252}{2}\ m/s = 1.199\, m/s$$

$$A_m = \frac{74.925 + 51.475}{2} m^2 = 63.2\, m^2$$

$$Q = 1.199\, x\, 63.2\ m^3/seg = 75.77\ m^3/seg$$

5.5.3.- Medidores de profundidad crítica.- En el flujo en un canal, existen tres condiciones de flujo que pueden ser definidos a partir del parámetro adimensional Número de Froude, el cual viene definido por:

$$F = \frac{V_m}{\sqrt{g\, Y_m}} \qquad \text{Ecuación 5.14}$$

Donde:

F = Número de Froude

Y_m = Profundidad media del flujo

Con este parámetro puede definirse entonces:

$F > 1$, Flujo Supercrítico

$F = 1$, Flujo Crítico

$F < 1$, Flujo Subcrítico

Los medidores de profundidad crítica se basan en el principio de lograr condición de flujo crítico por medio de una contracción o por un levantamiento del fondo del canal o río, tal como se muestra en la Figura 5.11.

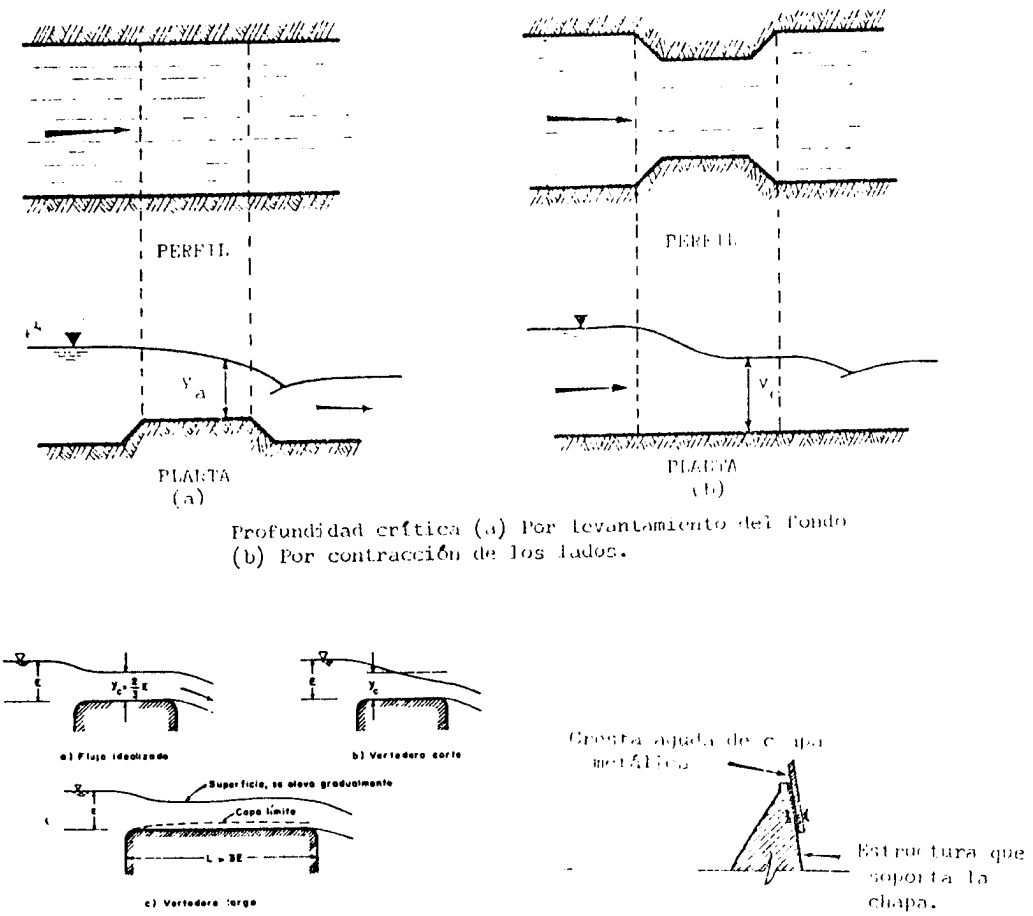


Figura 5.11.- Medidores de profundidad crítica.

La condición de flujo crítico establece que F=1, por lo que las condiciones en ese instante se definen como condiciones críticas y a partir de la Ecuación 5.13 y 5.14, se tiene:

$$Q = A_c \sqrt{g\, Y_c}$$

Los aforadores por levantamiento del fondo se conocen como vertederos y los mismos pueden ser de cresta ancha y de cresta aguda. Los problemas que presentan este tipo de aforadores es una excesiva pérdida de energía debido a la formación de un resalto aguas abajo de los mismos, para que el

flujo retorne a su condición original, y la acumulación de sedimentos aguas arriba de los mismos.

Los aforadores como el Ballofett, mostrado en la Figura 5.12.

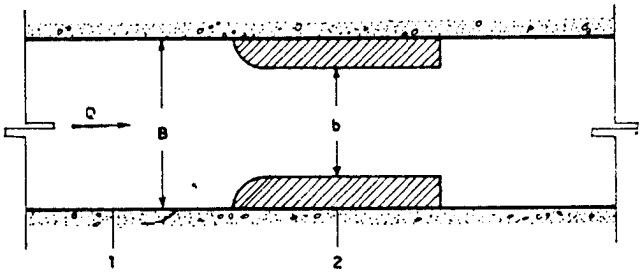


Figura 5.12.- Aforador de Ballofett.

La ecuación de este tipo de aparatos es de la forma:

$$Q = C\,H_a^n \qquad \text{Ecuación 5.15}$$

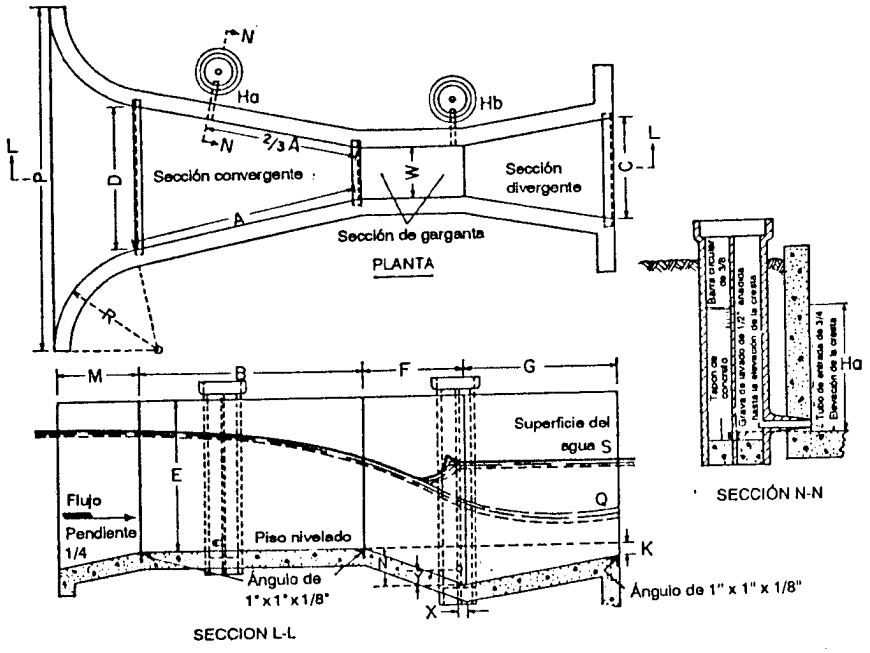
Donde:

C y n = Coeficientes obtenidos experimentalmente.
H_a = Profundidad aguas arriba del aforador.

Es un aparato sencillo de manejar, la dificultad está en la colocación del aforador, ya que la sección donde ha de ubicarse, debe cumplir con las condiciones de calibración del laboratorio.

Otro aforador del tipo de contracción lateral y levantamiento de fondo usado es el Parshal, el cual se muestra en la Figura 5.13, es el más utilizado. La ecuación es de la misma forma que el Ballofett y ambos tienen la ventaja de no permitir la acumulación de sedimentos aguas arriba de ellos, siendo las pérdidas de energía menores que los vertederos.

Por la naturaleza propia de estos aforadores, solo pueden ser utilizados en ríos de poco caudal, ya que querer construir un aforador de estos en ríos de gran caudal, sería una inversión excesiva.



5.13.- Aforador Tipo Parshal.

5.5.4.- Aforo Químico.- Se utiliza para aforar ríos y torrentes de montaña, de poco caudal y velocidades elevadas. El método consiste en inyectar un caudal constante Q, de una solución salina de concentración C_1 conocida. Aguas abajo se mide la concentración C_2, tal como se muestra en la Figura 5.14.

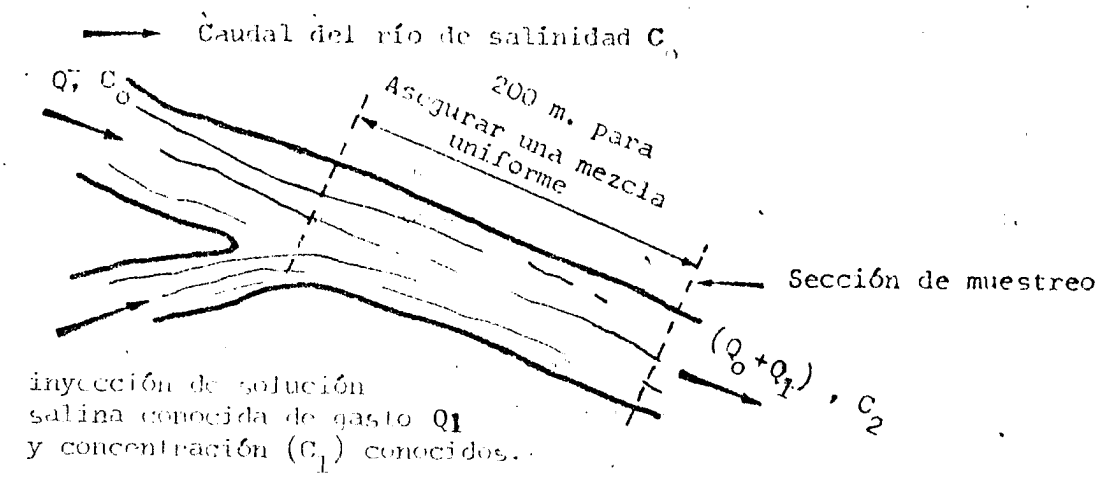


Figura 5.14.- Aforo químico.

Si se aplica el principio de conservación de la masa, se tiene:

$$Q_0C_0+Q_1C_1=(Q_0+Q_1)C_2$$
$$Q_0C_0+Q_1C_1=Q_0C_2+Q_1C_2$$
$$Q_1(C_1-C_2)=Q_0(C_2-C_0)$$

$$Q_0=Q_1\frac{(C_1-C_2)}{(C_2-C_0)} \qquad \textit{Ecuación}5.12$$

Entre la zona de inyección de la solución salina y los 200 metros mínimos aguas abajo para tomar la muestra, no deben existir afluentes de ningún tipo, ni zonas de aguas muertas. La muestra puede tomarse en ambas márgenes o en el centro.

Por regla general se inyecta un colorante en el punto de inyección de la solución, de tal manera que esta mezcla permita decidir el punto de toma de las muestras, las cuales deben ser analizadas en el laboratorio mediante procedimientos colorimétricos. Para caudales superiores a 100 m^3/seg este método resulta muy costoso, por lo que se recomienda buscar otro tipo de aforo. Las dosis recomendadas para la aplicación del método son: Q_1 = 0.10 litros/seg de solución de Dicromato de Sodio, con una concentración de C_1 = 250 gr./litro. Para caudales a medir menores de 15 m^3/seg., C_1 puede rebajarse a la mitad o de resultar más cómodo, se reduce el valor de Q_1. Para caudales grandes, mayores de 100 m^3/seg. , el valor de Q_1 hay que aumentarlo a 0.3 litros/seg.

5.5.5.- Método de la velocidad de la sal.- Se utiliza para el aforo de pequeños caudales, máximo 100 m^3/seg. Consiste en introducir en la corriente una solución de sal, tal como se muestra en la Figura 5.15.

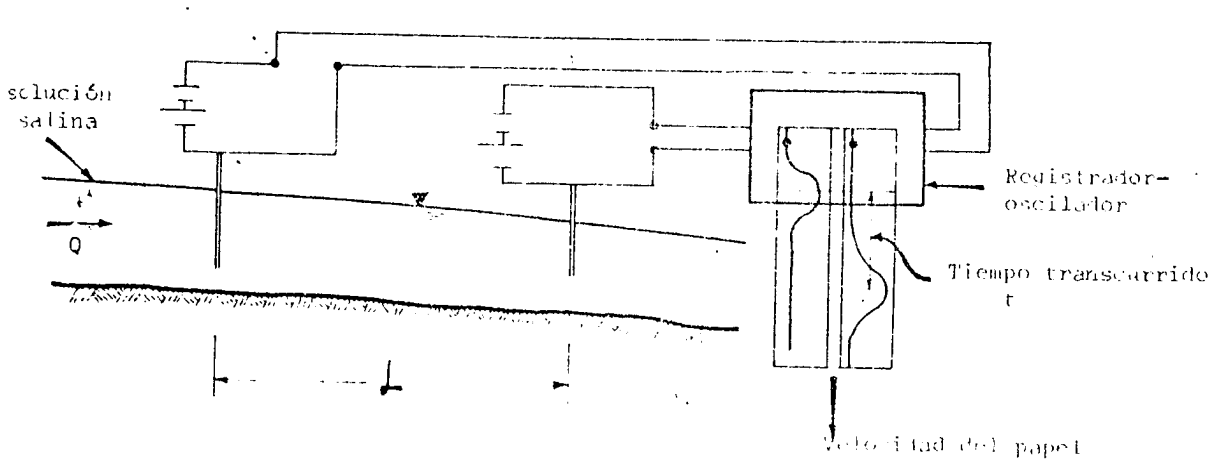


Figura 5.15.- Método de la velocidad de la sal.

Los osciladores registradores registran la intensidad de la conductividad del agua, la cual cambia por efecto de la concentración salina. La distancia entre los centros de gravedad de las áreas de las curvas de "concentración salina", da el tiempo transcurrido en el viaje de la solución. Las curvas que arrojan los osciladores son las que se han llamado curvas de "concentración salina" y se muestran en la Figura 5.16.

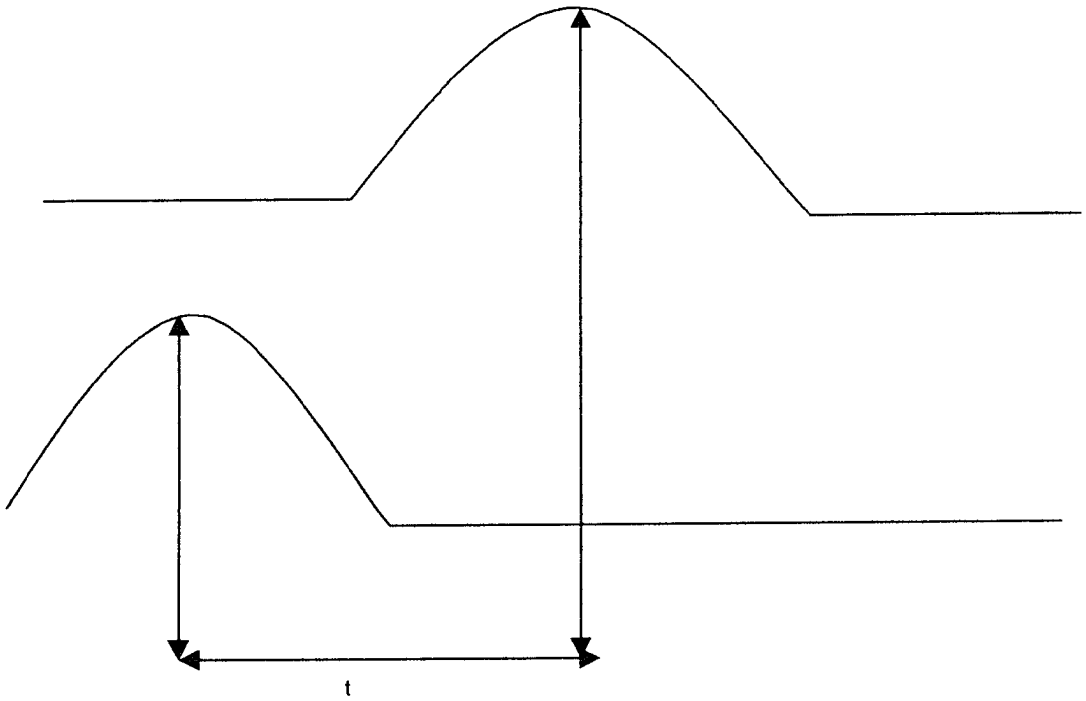


Figura 5.16.- Curvas de concentración salina.

Cuando no se disponen de osciladores registradores; puede aplicarse el método, haciendo uso de dos amperímetros y un cronómetro; pero no es muy exacto al introducir error humano.

La velocidad de la corriente se calcula entonces por:

$$V = \frac{L}{t}$$ Ecuación 5.17

Donde:

V = Velocidad media de la corriente

L = Longitud entre ambos osciladores registradores

t = Tiempo calculado a partir de la curvas de concentración salina.

5.5.6.- Método del Molinete.- En todos los métodos anteriores se ha supuesto una velocidad constante en cualquier punto de la sección transversal del río aforado; pero esto no es cierto, ya que debido a los efectos de viscosidad, la distribución de velocidad no es uniforme, sigue un patrón similar al mostrado en la Figura 5.17.

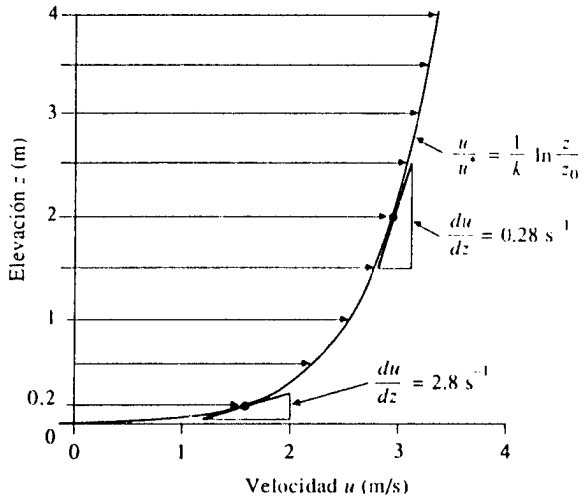


Figura 5.17.- Distribución de velocidad en una sección cualquiera de un río.

Para secciones grandes de un río, el cálculo del caudal debe hacerse dividiendo en áreas infinitesimales, la sección del mismo, multiplicando por su correspondiente velocidad y luego integrando para obtener:

$$Q = \int_A v \, dA \qquad \text{Ecuación 5.18}$$

Donde:
v = Velocidad real del flujo
dA = Diferencial del área de la sección normal el vector velocidad

Como es imposible medir la velocidad en todos los puntos de una sección; lo que se hace es dividirla en secciones más pequeñas, medir la velocidad y luego hacer la sumatoria de área por velocidad; obteniéndose un caudal con una desviación muy pequeña del verdadero. Mientras mayor sea la cantidad de divisiones, más exacto será el caudal.

Para la aplicación del método del molinete, se presentan los siguientes inconvenientes:

a.- Como medir la velocidad en un punto.- Se utiliza un aparato llamado molinete o corrientímetro, cuya parte esencial es su parte giratoria; la cual puede estar constituida por una rueda de aletas helicoidales fijada a un eje horizontal que gira con una velocidad angular que dependerá de la velocidad del agua. Este molinete es el de hélice y se muestra en la Figura 5.18.

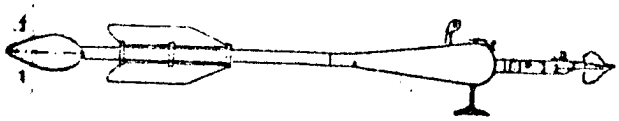


Figura 5.18.- Molinete de hélices.

La parte giratoria del molinete puede también girar alrededor de un eje vertical, como se muestra en la Figura 5.19.

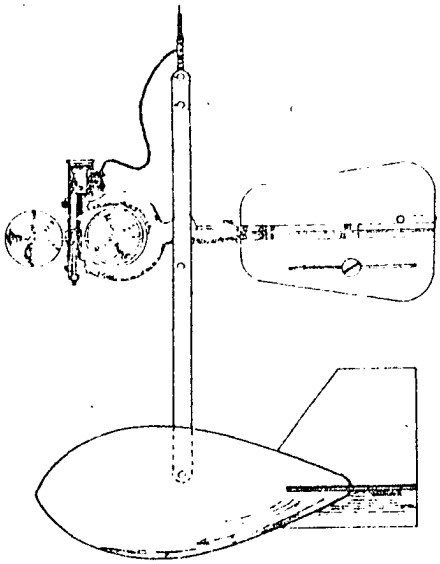


Figura 5.19.- Molinete de eje vertical o de Cazoletas.

5.5.6.1.- Partes de un molinete.-

5.5.6.1.1.- Cuerpo Central.- Contiene el mecanismo eléctrico interruptor, la hélice, su eje y un timón para colocarlo en dirección paralela a la corriente.

5.5.6.1.2.- Lastre.- Masa de forma aerodinámica ubicada bajo el molinete o coaxialmente a él. Debe poseer timones para orientarlo paralelamente a la corriente.

5.5.6.1.3.- Fuente de energía.- Pilas de linterna.

5.5.6.1.4.- Sistema de Conducción.- Constituidos por alambres de la menor sección posible para oponer la mínima resistencia al agua.

5.5.6.1.5.- Cronómetro.- Cuenta el número de revoluciones por unidad de tiempo.

La diferencia que existe entre el molinete de hélices y el de cazoletas son las siguientes:

Molinete de cazoletas	Molinete de hélices
En aguas turbias, sobrestima la velocidad	En aguas turbias subestima la velocidad
Menor precisión	Mayor precisión
No mide velocidad en el fondo	Más versátil
No es sensible a las deformaciones.	Muy sensible a las deformaciones

Dependiendo de la corriente que se desea aforar, se elige el molinete que mejor se adapte a las condiciones del sitio.

Los molinetes deben ser calibrados para hallar la relación que existe entre el número de revoluciones de giro del molinete y la velocidad del agua. Debe chequearse esta calibración cada tres años como mínimo o cuando haya ocurrido una deformación de la hélice o las cazoletas. La ecuación de un molinete es de la forma:

$$V = A + BN \qquad \text{Ecuación 5.19}$$

Donde:

A,B = Constantes que depende del fabricante.

N = Número de revoluciones por segundo.

5.5.6.2.- Instalación de un molinete.- Puede hacerse de las maneras siguientes:

5.5.6.2.1.- Molinete con soporte fijo.- El extremo inferior toca el fondo del cauce. El molinete se acopla o desplaza sobre la barra, de tal manera, que verticalmente, puede medir la velocidad del agua para diferentes alturas. El operario puede realizar las mediciones dentro del río mismo, con botas

impermeables o desde una pasarela o puente, cuya altura sobre el río no sea mayor de cuatro (4) metros.

El aforo directo desde el mismo río no se recomienda para alturas mayores de 60 cm., ni anchos mayores de 50 m. por motivos de seguridad y de incomodidad. Las barras en estos casos suelen ser de 1, 1.5 ó 2 metros. Cuando se hacen las mediciones desde una pasarela la altura de la barra es de 3 ó 4 metros.

5.5.6.2.2.- Molinete con barra suspendida.- La barra se mueve monolíticamente con el molinete. Es más incómodo que la instalación en barra fija y por supuesto menos precisa; pero es mucho más rápida. Se recomienda para ríos de pequeño caudal y poca velocidad, con profundidades inferiores de 60 cm.

5.5.6.2.3.- Molinete suspendido.- El molinete se cuelga de un cable de acero de pequeño diámetro que se sostiene desde arriba. Para que el molinete permanezca correctamente alineado con la corriente, debe ir provisto de un timón o lastre, de tal manera que una vez sumergido, quede suspendido de su centro de gravedad. Es necesario un indicador de dirección; ya que el molinete mide la velocidad en la dirección del flujo, no en un plano normal. El cable que sostiene el molinete contiene los cables conductores. Un molinete suspendido puede ubicarse desde un puente, como se muestra en la Figura 5.20 o bien desde vagonetas, como se muestra en la Figura 5.21.

Para evitar que la corriente arrastre al molinete fuera del plano del perfil de aforo, se usa un cable tendido entre las dos márgenes del río, un poco aguas arriba de la sección de aforo y por medio de una polea se coloca dentro de la sección, tal como se muestra en la Figura 5.21.

También pueden tomarse mediciones colocando un tendido de orilla a orilla y por medio de poleas ir colocando el molinete donde interese; pero está sujeto a mucho error, debido a que la flecha que sostiene el cable es muy grande, cuando los anchos de los ríos superan los 25 metros.

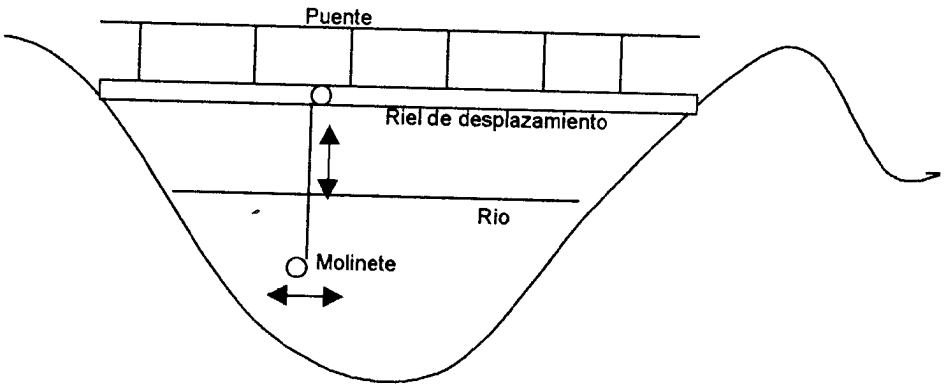


Figura 5.20.- Molinete colocado desde un puente.

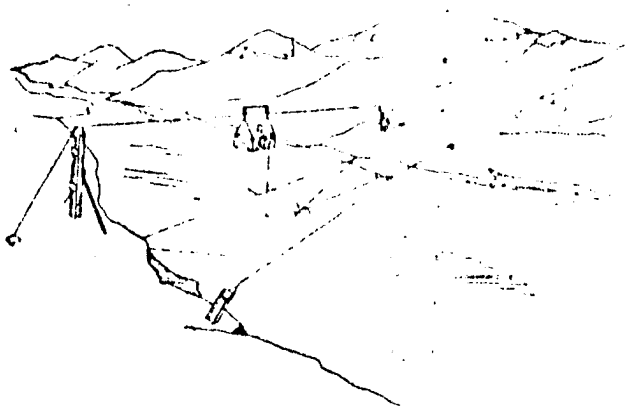


Figura 5.21.- Molinete cautivo.

Si el río es navegable, las mediciones con el molinete se realizan a través de canoas o balsas, como se muestra en la Figura 5.22.

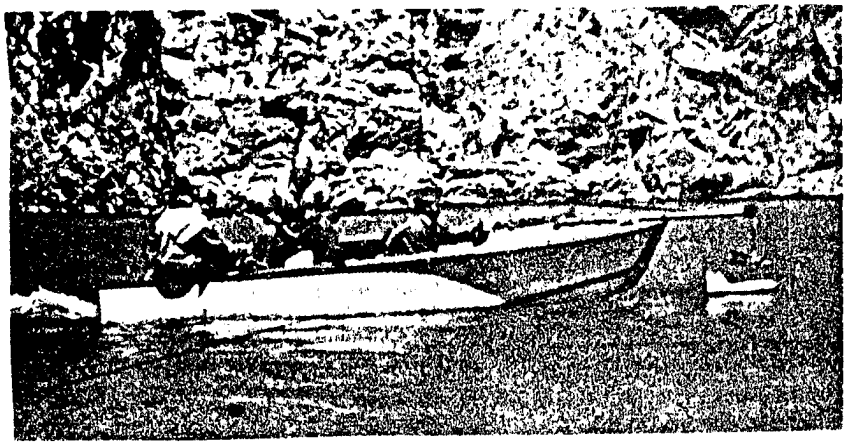


Figura 5.22.- Molinete en balsa.

b.- Cuantos puntos deben tomarse.- Una vez que se ha hecho la selección del molinete y de como se ha de realizar su instalación, se procede de la manera siguiente:

1.- Medición del área de la sección transversal que se va a aforar.

2.- Con el ancho del cauce, se procede a elegir el número de verticales y la distancia horizontal entre vertical y vertical, sobre las cuales se van a realizar las mediciones de velocidad con el molinete, siguiendo las recomendaciones a continuación:

Distancia entre verticales en el aforo con molinete para varios anchos del río:

ANCHO (mts)	DISTANCIA ENTRE VERTICALES (mts)
≤ 20	< 1.00
20 - 30	1.00
30 - 40	1.50
40 - 60	2.00
60 - 80	3.00
80 - 100	4.00
100 - 200	5.00
200 - 300	10.00
300 - 500	15.00
500 - 800	20.00
> 800	25.00

3.- Determinar el número de puntos en cada vertical, sobre los que se ha medir la velocidad con el molinete. Para este fin, existen los siguientes métodos:

3.1.- Proceso Detallado.- Se toman cinco puntos en cada vertical, las cuales son: Superficie, 0.2h, 0.6h, 0.8h y Fondo; o bien se toman seis puntos: Superficie, 0.2h, 0.4h, 0.6h, 0.8h y Fondo.

3.2.- Proceso Básico No Detallado.- Este proceso se usa cuando los resultados arrojados no superan el ±3% las diferencias con respecto al proceso detallado. En este proceso se usa un pequeño número de verticales, nunca menor de cinco y dos o tres puntos en cada vertical. Cuando se usan dos puntos: 0.2h y 0.8h; cuando se usan tres puntos por cada vertical: 0.15h, 0.5h y 0.85h., estos últimos se aconsejan para aquellos casos de ríos con vegetación acuática o cobertura de hielo.

3.3.- Chequeo de la Sección.- Se mide la velocidad en cada vertical a una profundidad de 0.6h, ya que es aquí donde generalmente ocurre la velocidad media.

Correcciones Angulares.- Se deben hacer las siguientes correcciones:

1.- Debe corregirse el desplazamiento que sufre el cable de donde se suspende el molinete, debido a la velocidad del agua, produciéndose una desviación angular que introduce un error en la estimación de las profundidades, tal como se muestra en la Figura 5.23.

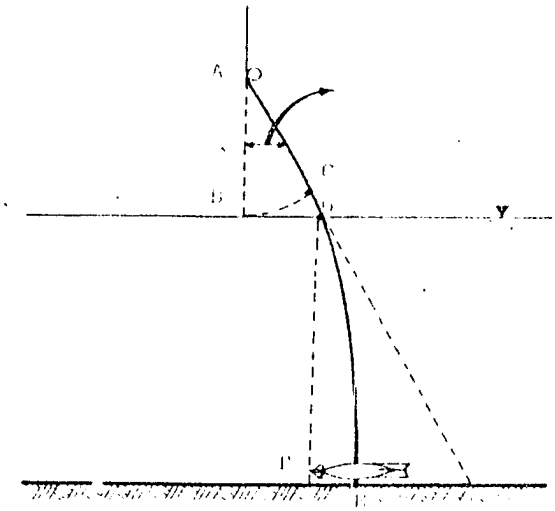


Figura 5.23.- Corrección del cable seco y del cable húmedo, en los aforos con molinete.

La corrección de acuerdo a la Figura 5.23, será:

$$\overline{CD}=\overline{AD}-\overline{AC}$$

$$Cos\alpha=\frac{\overline{AD}}{\overline{AD}}=\frac{\overline{AC}}{\overline{AD}}$$

$$\overline{AC}=\overline{AD}Cos\alpha$$

$$\overline{CD}=\overline{AD}(1-Cos\alpha) \qquad Ecuación 5.20$$

2.- Cuando el ángulo de la dirección del flujo, no es perpendicular a la sección de aforo, las velocidades en la vertical pueden resultar incorrectas; tal como se muestra en la Figura 5.24.

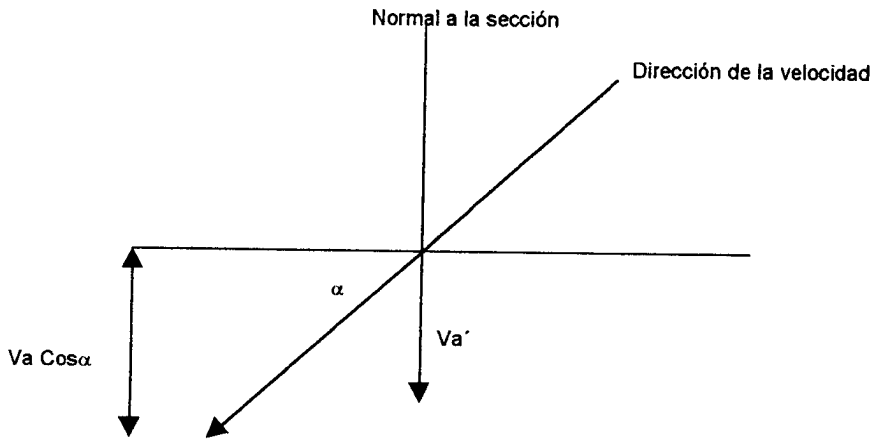


Figura 5.24.- Vector velocidad no perpendicular a la sección de aforo.

Aunque en un principio se creía que el molinete podía medir la proyección de la velocidad, se ha demostrado experimentalmente que esto no es cierto, ya que el valor obtenido por el molinete (Va') es menor que el valor Va Cosα.

Procedimiento para el cálculo del caudal.- Una vez que se ha establecido las mediciones con el molinete, se procede de la manera siguiente:

1.- Se realiza una tabla semejante a la presentada en la Figura 5.25.

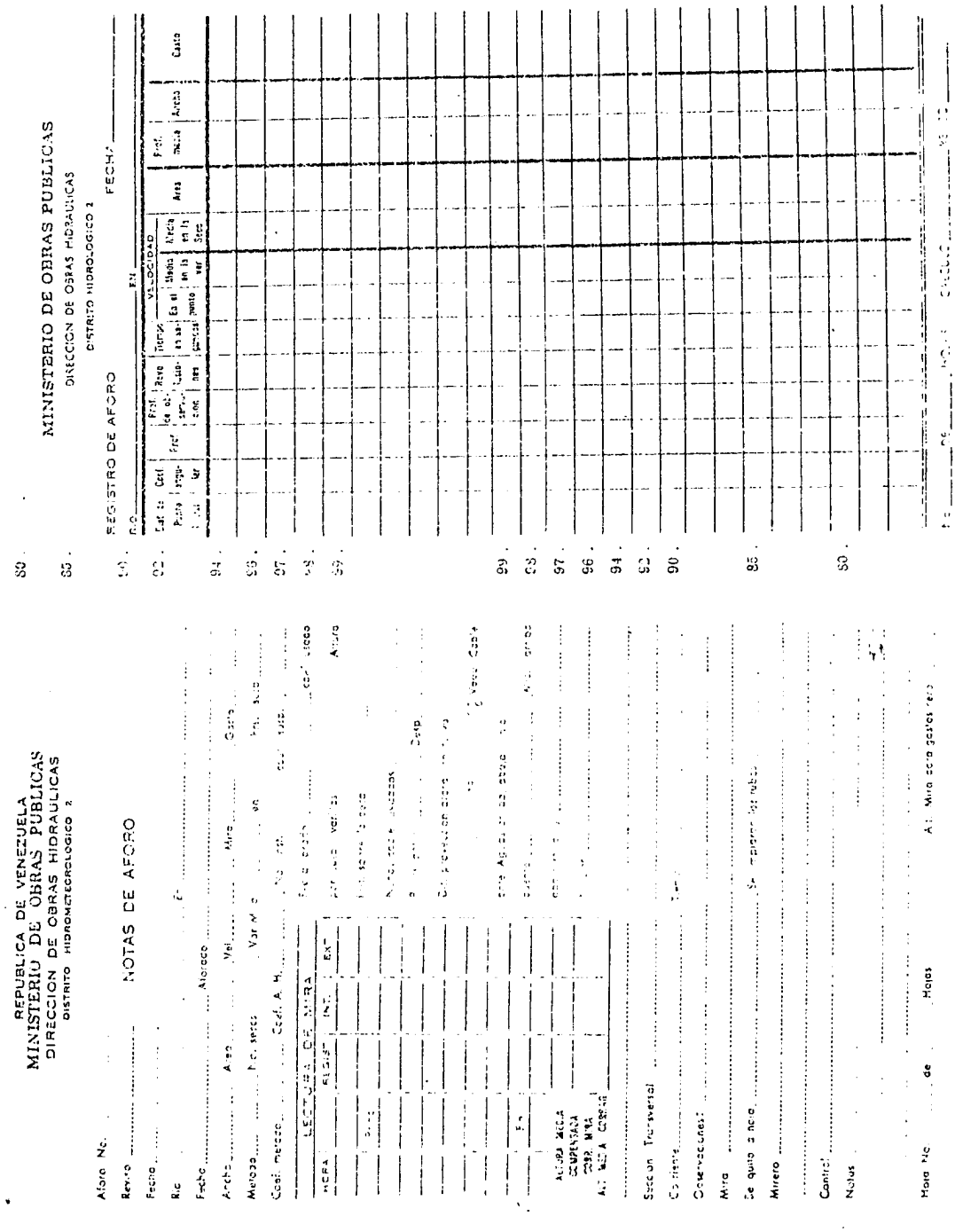


Figura 5.25.- Planillas usadas por el antiguo Ministerio de Obras Públicas (MOP), para los aforos con molinete.

2.- En cada vertical y puntos seleccionados (Detallado o Básico no detallado), se realizan las mediciones con el molinete.

3.- En cada punto y con la respectiva medición, se aplica la ecuación del molinete, para obtener las velocidades.

4.- Se calcula la velocidad media para cada vertical, a partir de la siguiente expresión:

$$V_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} V_i}{n}$$

Donde :

n = número de puntos escogidos
V_i = Velocidad en cada punto de una vertical.

Esta ecuación tal como está definida es válida para 6, 3, 2 y 1 pto., pero si la selección ha sido de 5 puntos, la ecuación para calcular la velocidad media de la vertical, queda:

$$V_m = 0.2\left(V_{\sup} + 3V_{0.2} + 3V_{0.6} + 2V_{0.8} + V_{fondo}\right)$$

5.- Se calcula le velocidad media de cada zona encerrada entre dos verticales, como el promedio de la velocidad media de las velocidades medias de cada vertical, a partir de la siguiente expresión:

$$\overline{V_{I_i}} = \frac{\overline{V_{m_i}} + \overline{V_{m_{i+1}}}}{2}$$

Donde:

$\overline{V_{I_i}}$ = *Velocidad media de la sección encerrada entre las verticales i e i+1*

$\overline{V_{m_i}}$ = *Velocidad media de la vertical a la izquierda*

$\overline{V_{m_{i+1}}}$ = *Velocidad media de la vertical a la derecha*

6.- Se calcula el caudal en cada subsección, a partir de la ecuación 5.13, tal como

$$Q = V_m \; A_m$$

Donde :

$$A_m = \frac{h_i + h_{i+1}}{2} X$$

X = separación horizontal entre las verticales i e i+1
h_i, h_{i+1} = Profundidades del agua en las verticales i e i+1.

7.- Se calcula el caudal de la sección, como la sumatoria de los caudales de cada subsección.:

$$Q = \sum_{i=1}^{p} Q_i$$

Existe un método gráfico para calcular el caudal, para lo que se deben seguir los siguientes pasos:

1.- Dibujar la sección del aforo, a escala.

2.- Con las mediciones de velocidad, en cada punto y en cada vertical, se trazan las curvas de isovelocidad, dentro de la sección de aforo, así como los perfiles de velocidades para cada vertical.

3.- Se calcula el área de los perfiles de velocidades y se divide por la profundidad de 0.6h, la cual es donde se considera que ocurre la velocidad media, donde esa velocidad se considera la media y se gráfica en un plano normal a la de sección de aforo.

4.- Los valores de velocidad media se multiplican por la profundidad de cada vertical, para obtener de esta manera los valores de las descargas elementales y las mismas se grafican en el mismo plano donde se graficaron las velocidades medias. El área contenida por la superficie libre y la curva de descargas elementales es cuantitativamente igual al caudal que se desea conocer.

En la Figura 5.26 se muestra el método gráfico para la obtención del caudal.

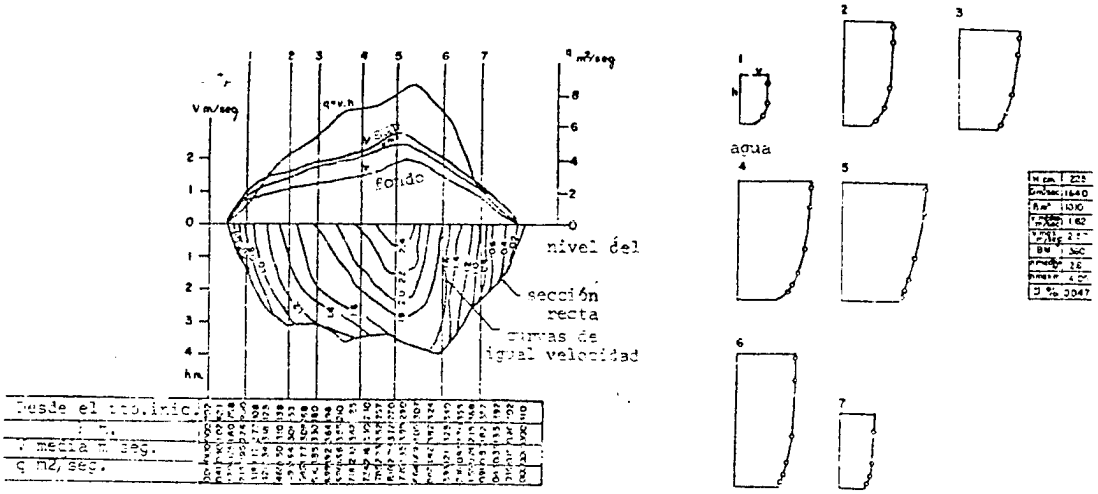


Figura 5.26.- Método Gráfico de obtención del caudal en un aforo con molinete.

Ejemplo 5.3.- Se aforó un canal rectangular de 38 cm de ancho y una profundidad del flujo de 30 cm., con un molinete de hélices. Se tomaron tres verticales dentro de la sección, además de los contornos del canal, con una separación de 9.5 cm. entre cada vertical. Las medidas realizadas con el molinete se realizaron para un tiempo de 60 seg. en cada medición. La ecuación del molinete utilizado es la siguiente:

$N < 0.30$ rev/seg. $\Rightarrow$ $V = 0.418\,N + 0.027$ (mts/seg)
$N \geq 0.30$ rev/seg. $\Rightarrow$ $V = 0.508\,N$ (mts./seg.)
N en rev/seg.

Las mediciones realizadas se muestran en la siguiente tabla:

Revoluciones en cada vertical					
Profundidad (cm)	Verticales				
	1	**2**	**3**	**4**	**5**
Fondo	0	0	0	0	0
6	0	53	58	53	0
12	0	56	62	53	0
18	0	53	54	50	0
24	0	46	47	46	0
30	0	7.5	19	28.5	0

Se transforman las revoluciones de la tabla anterior en revoluciones por segundo, dividiendo cada uno de lo valores anteriores entre el tiempo de 60 segundos, el cual se tomó para la realización de las mediciones.

Revoluciones por segundo					
Profundidad (cm)	Verticales				
	1	**2**	**3**	**4**	**5**
Fondo	0	0.00	0.00	0.00	0
6	0	0.88	0.97	0.88	0
12	0	0.93	1.03	0.88	0
18	0	0.88	0.90	0.83	0
24	0	0.77	0.78	0.77	0
30	0	0.13	0.32	0.48	0

Se calcula la velocidad media en cada vertical, haciendo uso de la expresión:

$$V_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} V_i}{n}$$

Donde: n = 6

Se tiene entonces:

Velocidad media en cada vertical (mts./seg.)				
1	**2**	**3**	**4**	**5**
0.00	0.31	0.34	0.33	0.00

Se calcula la velocidad media en cada subsección, como:

$$\overline{V_{I_i}} = \frac{\overline{V_{m_i}} + \overline{V_{m_{i+1}}}}{2}$$

Luego se calcula el caudal en cada subsección como:

$$Q = V_m \; A_m$$

Donde:

A_m = 0.30 mts. x 0.095 mts. = 0.0285 m^2.

Se tiene entonces:

	Caudales parciales (m^3/seg.)				
	Verticales				
	1	2	3	4	5
V_m (m/seg)	0.00	0.31	0.34	0.33	0.00
V_1 (m/seg)	0.155	0.325	0.335	0.165	
Q_i (litros/seg)	4.418	9.263	9.548	4.703	

El caudal será la sumatoria de los anteriores, donde:

Q_t = 27.931 litros/seg.

5.5.7.- Medición mediante objetos flotantes.- Este método se usa sólo cuando resulta imposible la utilización de otro método más exacto. Para aplicar este método deben selecccionarse secciones transversales lo más regulares posibles y con el menor oleaje posible. Se toman tres secciones transversales: Inicial, media y final; lo suficientemente alejadas una de la otra, para que el tiempo que tarde el objeto flotante en realizar el recorrido entre una sección y otra, se pueda medir con suficiente exactitud. La sección media se emplea para comprobar la velocidad media determinada entre las secciones inicial y final. Se mide el ancho del río y el mismo se divide, preferiblemente, en cinco tramos iguales, en donde se ha de medir la profundidad del flujo en cada uno de dichos tramos. Se hecha el agua el objeto flotante, una naranja por ejemplo, unos metros aguas arriba de la sección inicial;, registrándose el tiempo que tarde el objeto en pasar por cada sección, lo cual debe hacerse por lo menos dos veces. La velocidad se calcula como la longitud recorrida dividida entre le tiempo que tardó el objeto en realizar el recorrido. Esta velocidad así calculada debe ser corregida por el siguiente coeficiente de corrección:

Profundidad media (mts)	Coeficiente de corrección
0.30	0.66
0.60	0.68
0.90	0.70
1.20	0.72
1.50	0.74
1.80	0.76
2.70	0.77
3.60	0.78
4.50	0.79
> 6.00	0.80

La velocidad media así corregida, se multiplica por el área respectiva, para calcular el caudal correspondiente.

5.6.- Curvas de caudal

5.6.1.- Curvas de nivel - caudal.- Las relaciones existentes entre el caudal y el nivel de una corriente se grafican en papel aritmético o logarítmico, obteniéndose así la curva de gastos o caudal.

Cuando se hace uso de papel aritmético, deben seleccionarse las escalas de tal forma que la curva ocupe aproximadamente la diagonal del papel; además es deseable que la curva esté definida por puntos bien distribuidos en toda la curva. Estas curvas son generalmente parabólicas o constituidas por varias parábolas. Deben estar definidas por lo menos por diez puntos y que la desviación de cualquiera de los puntos no sea más del 5% con respecto a la curva. Es recomendable graficar a una escala mayor, la porción más baja de la curva de caudales. En la Figura 5.27 se muestra una curva de gastos.

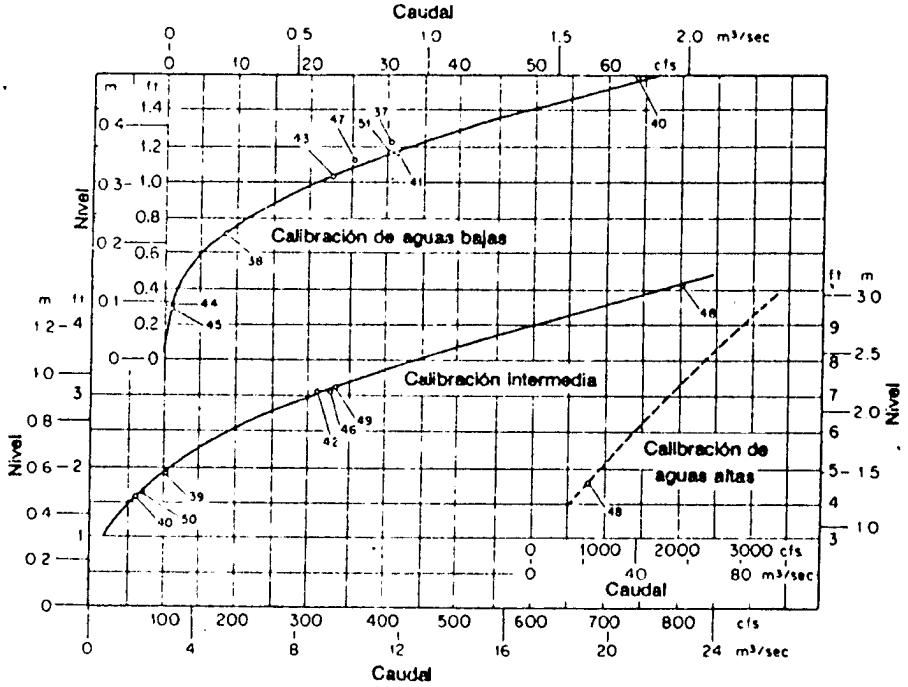


Figura 5.27.- Curva de gastos o caudales.

5.6.2.- Extrapolación de la curva de caudales.- Es muy frecuente que para valores elevados de caudal, como es el caso de una creciente, no se pueda conocer la relación nivel - caudal, lo que obliga a que se deba extrapolar la curva de caudal que se tenga en la estación de aforos. Para lograr este objetivo se tienen las siguientes formas:

1.- Por correlación con los caudales de otra estación ubicada en el mismo río; con las siguientes desventajas: Tiempo de viaje del pico, diferencia entre las áreas drenadas.

2.- Si la gráfica se hace en papel logarítmico y se toman en cuenta los siguientes factores:

2.1.- El gráfico en papel logarítmico es de poco valor para niveles bajos.

2.2.- Cuando la parte superior de la gráfica es cóncava hacia arriba, existe una restricción aguas abajo.

2.3.- Cuando la parte superior de la gráfica es cóncava hacia abajo, existe una inundación del río.

En términos generales, una gráfica realizada en papel logarítmico es una línea recta, como se muestra en la Figura 5.28

3.- Se grafican las áreas de la sección contra altura de mira. Cuando no existe inundación en las vegas del río, la curva de nivel - área es una línea recta, al realizarse en papel aritmético. Paralelamente se construye una curva nivel - velocidad. Con estas curvas puede obtenerse la descarga aproximada, con el mismo grado de confianza con el que se obtuvieron las curvas mencionadas.

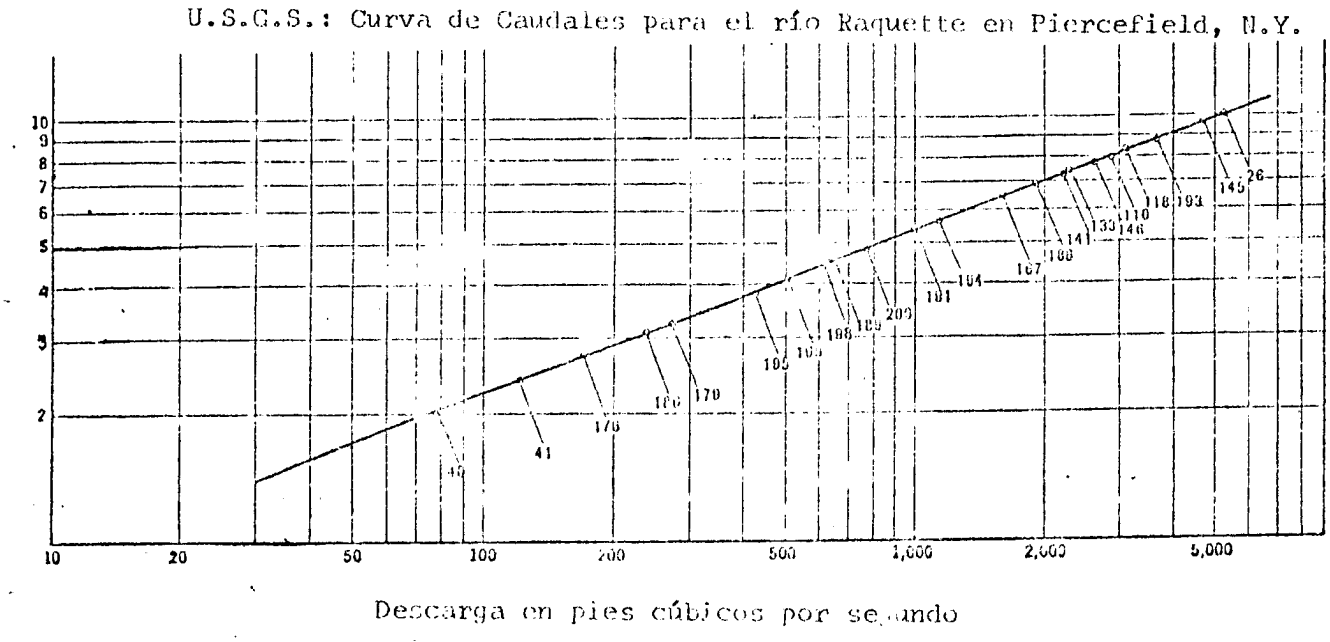


Figura 5.28.- Curva de gastos en papel logarítmico.

Ejemplo 5.5.- A continuación se dan los valores de niveles y caudal en la sección transversal de un río, los cuales se midieron para la curva de calibración de dicha sección. Determinar el caudal correspondiente a un nivel de 4.42 mts.

NIVEL (mts)	CAUDAL (m^3/seg)
0.52	28.87
1.06	138.67
1.30	217.91
1.71	302.81
2.04	427.33
2.38	537.70
2.81	707.50
0.76	76.41
1.23	186.78
1.55	267.44
1.82	370.73
2.08	455.63
2.67	682.03
3.02	772.59

En la Figura 5.29 se muestra la gráfica en papel logarítmico y a partir de la extrapolación de la línea recta, se obtiene para una altura de 4.42 mts. un caudal de 1800 m^3/seg.

5.6.3.- Curvas múltiples de caudal.- En sitios donde ni el cauce, ni la sección de control son estables a lo largo del año, por motivos de movimiento delo material, el crecimiento de vegetación, etc., la curva de caudales cambia de posición varias veces en el año. Si el material es erosionado ú ocurre sedimentación en la estación de aforos, de una manera uniforme, la curva de caudales puede desplazarse paralelamente; si ocurre de otra manera, el cambio de la curva es arbitrario, pudiendo resultar hasta un cruce de las curvas.

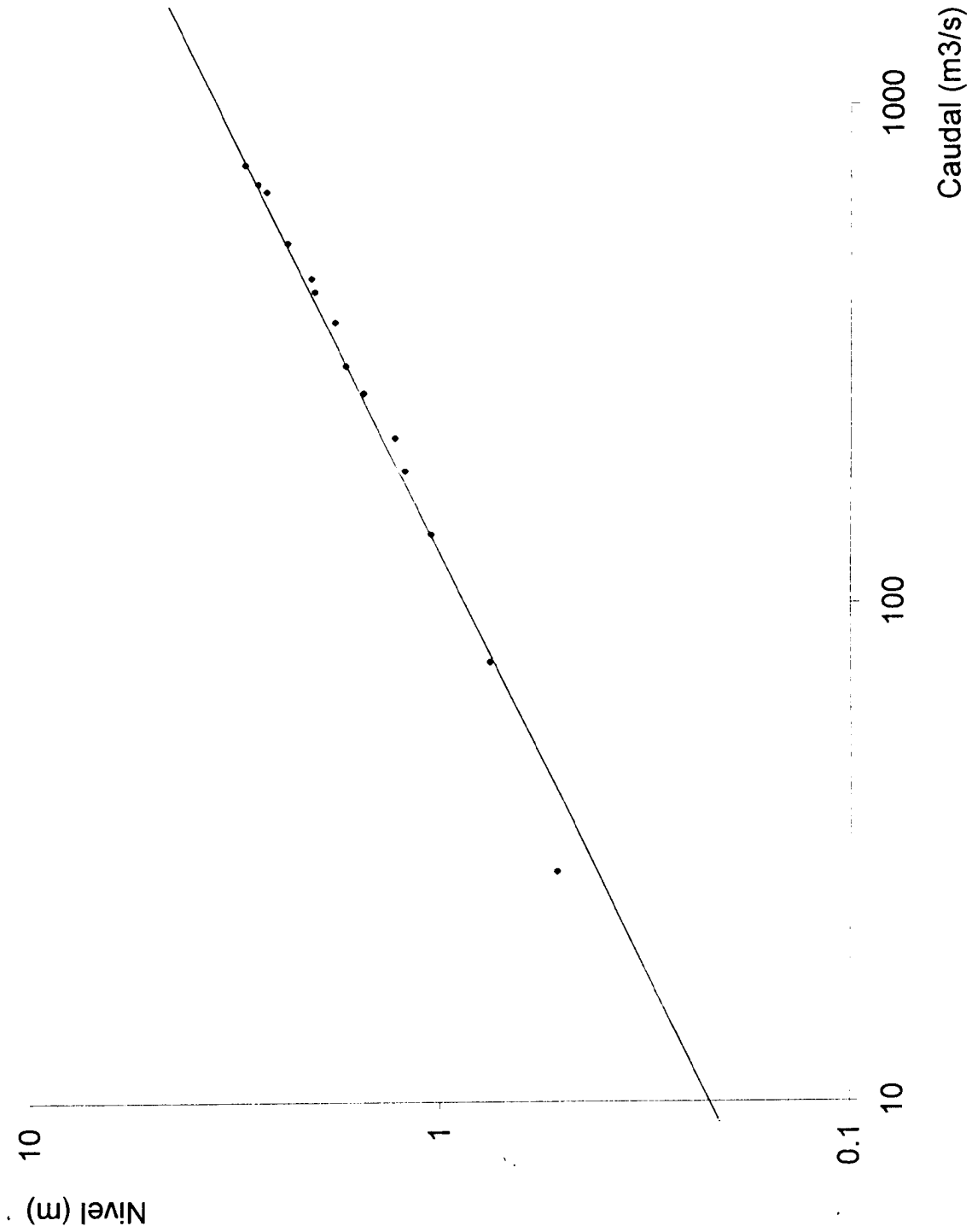


Figura 5.29.- Gráfica en papel logarítmico.

La construcción de una serie de curvas de caudales, requiere un número suficiente de mediciones de la descarga, para poder determinar los cambios con precisión, así como la determinación de los factores que producen dichos cambios, en la Figura 5.30 se muestra una curva múltiple de caudales.

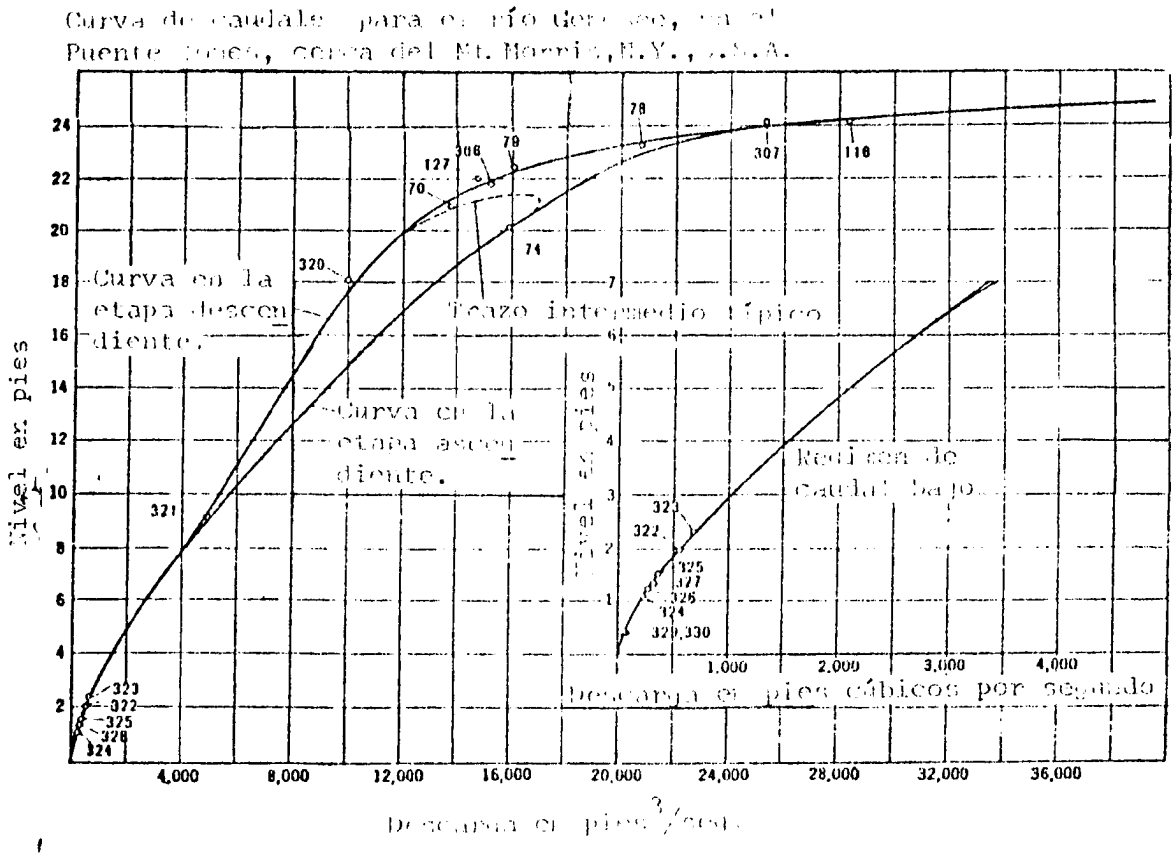


Figura 5.30.- Curva Múltiple de Caudales.