



**Universidad Autónoma "Gabriel René Moreno"
Dirección Universitaria de Investigación**

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Enfoque para la evaluación de una cuenca de ríos de montaña y bases para el desarrollo de un Plan integral de gestión de riesgo para la prevención de catástrofes

**Facultad: Ciencias Exactas y Tecnología
Carrera: Ingeniería Civil
Instituto: Instituto de Investigación de Tecnología**

Investigador: Dr. Carlos Orlando Hernández Suárez

**Santa Cruz de la Sierra - Bolivia
Noviembre de 2007**

ENFOQUE PARA LA EVALUACIÓN DE UNA CUENCA DE RÍOS DE MONTAÑA Y BASES PARA EL DESARROLLO DE UN PLAN INTEGRAL DE GESTIÓN DE RIESGO PARA LA PREVENCIÓN DE CATÁSTROFES.

INDICE

Capítulo I. Generalidades

- 1.1. Antecedentes /3/
- 1.2. Objetivo general /3/
- 1.3. Objetivos específicos /4/
- 1.4. Marco de referencia /4/
- 1.5. Metodología de la investigación /4/

Capítulo II. Diseño experimental

- 2.1. Diseño experimental /5/
- 2.2. Aspectos prácticos /5/
- 2.3. Estadísticas /6/
- 2.4. Resultados anómalos y extrapolación /6/

Capítulo III. Aforo de caudal

- 3.1. Método de aforo volumétrico /8/
- 3.2. Aforos de caudales en un chorro en tubería /9/
- 3.3. Método de velocidad superficie /10/
- 3.4. Estación de aforo calibrada /13/
- 3.5. Fórmulas empíricas para calcular la velocidad /14/
- 3.6. Vertedores de aforo /15/
- 3.7. Aforadores /20/
- 3.8. Limnógrafos /23/

Capítulo IV. Transporte de sedimentos

- 4.1. Introducción /24/
- 4.2. Clasificación de los sedimentos /24/
- 4.3. Tipología de los ríos /26/
- 4.4. Procesos erosivos en la cuenca /28/
- 4.5. Capacidad de las corrientes naturales para transportar sedimentos /29/
- 4.6. Estimación de la carga en suspensión /30/
- 4.7. Cálculo del arrastre de fondo /33/
- 4.8. Estimación de la carga total /36/
- 4.9. Cálculo de los sedimentos depositados en embalses /37/

Capítulo V. Estimaciones del caudal a partir de modelos

- 5.1. Introducción /39/
- 5.2. Tipos de modelos que se pueden encontrar /39/
- 5.3. Cálculo del caudal /40/

Capítulo VI. Las inundaciones en los ríos

- 6.1. Generalidades /48/
- 6.2. Tipos de inundaciones /48/
- 6.3. Magnitudes de una inundación /51/
- 6.4. Identificación del riesgo /53/
- 6.5. La predicción meteorológica /53/
- 6.6. Actuaciones ante las inundaciones /54/
- 6.7. Embalses /56/
- 6.8. Recomendaciones a la población /58/

Capítulo VII. Guía para la evaluación de una cuenca de ríos de montaña

- 7.1. Antecedentes /60/
- 7.2. Objetivo que se persigue con la evaluación de una cuenca de un río de montaña /60/
- 7.3. Guía para la evaluación de una cuenca de río de montaña /61/

Capítulo VIII. Bases para la elaboración de un plan integral de gestión de riesgo para la prevención de catástrofes

- 8.1. Antecedentes /63/
- 8.2. Objetivo de la elaboración de un Plan Integral de Gestión de Riesgo para la prevención de catástrofes /63/
- 8.3. Plan Integral de Gestión de Riesgo para la prevención de catástrofe y el aprovechamiento de la cuenca de un río de montaña /63/

CAPÍTULO IX. Ejemplos de problemas que se han presentado en obras hidráulicas construidas en cauces de ríos debido a malos enfoques en el diseño

- 9.1. Análisis de algunas teorías sobre las causas de los accidentes en las obras de ingeniería /66/
- 9.2. Ejemplos de problemas que se han presentado en obras hidráulicas construidas en cauces de ríos debido a malos enfoques en el diseño /67/

BIBLIOGRAFÍA /73/

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1. Antecedentes

Uno de los problemas por lo que atraviesa el departamento de Santa Cruz en la actualidad, está relacionado con las frecuentes inundaciones a la que se ven sometidos las comunidades que se encuentran asentadas en las orillas de la cuenca baja del río Grande.

La cuenca del río Grande se ubica en el centro de Bolivia y abarca una parte de los departamentos de Chuquisaca, Cochabamba, Oruro, Potosí, Santa Cruz y Beni, con una extensión de 103.115 km², que se divide en dos, la cuenca alta, que comprende desde la cabecera del río hasta Abapó y, la cuenca baja, que comprende desde Abapó hasta su desembocadura en el río Mamoré.

En la cuenca baja, entre los que recurrentemente año a año sufren inundaciones y graves afectaciones sociales, económicas y de salubridad, se encuentran 12 municipios, de los cuales, los que tienen orilla con el río Grande, son: 1) San Julián, 2) Cuatro Cañadas, 3) Pailón, 4) Charagua, 5) Cabezas, 6) Santa Cruz de la Sierra, 7) Cotoca y 8) Okinawa. Los municipios que no tienen orilla con el río Grande son: 9) San Javier, 10) Concepción, 11) Warnes y 12) La Guardia.

Todos los años, la desolación se apodera de las poblaciones y de los productores, debido a que el río Grande sigue arrasando cultivos y deja una huella imborrable en las comunidades. Anualmente, miles de familias productoras viven el drama de la pérdida de sus cultivos de soya, arroz, maíz, yuca, sésamo y de otras pertenencias materiales.

Las consecuencias de las inundaciones en el campo de la salud, son también graves y los que más las padecen son los grupos más sensibles de la población, los niños, las mujeres y los adultos mayores, que comienzan a padecer enfermedades virales y estomacales.

Al revisar los trabajos que se han realizado para la prevención de estas inundaciones, se pudo constatar que los mismos se han limitado al estudio parcial de la cuenca baja, obviándose de esta manera, no solo la influencia de la cuenca alta en la repercusión de los problemas que se presentan en la cuenca baja, sino que también el análisis de las posibles soluciones a estos problemas en la propia cuenca alta.

Basado en estos antecedentes, el presente trabajo de investigación, pretende desarrollar un estudio teórico sobre el comportamiento de los ríos de montañas, de manera que al finalizar el mismo se pueda establecer una guía para la evaluación de las cuencas de ríos de montaña y al mismo tiempo crear las bases para la elaboración de un plan integral de gestión de riesgo para la prevención de catástrofes, como resultado de las crecidas debido a las riadas que tienen lugar en estos ríos.

1.2. Objetivo general

El presente trabajo de investigación, tiene como objetivo general la realización de un estudio teórico profundo sobre el comportamiento de los ríos de montañas, de manera que al finalizar el mismo, se puedan establecer las bases para la realización de un plan integral de gestión de riesgo para la prevención de catástrofes, como resultado de las crecidas debido a las riadas que tienen lugar en los ríos de montaña.

1.3. Objetivos específicos

- a. Realizar una revisión bibliográfica acerca de los estudios realizados sobre el comportamiento de los ríos de montañas.
- b. Recopilar los conceptos fundamentales relacionados con el manejo de las cuencas pertenecientes a ríos de montañas.
- c. Establecer una guía para la evaluación de las cuencas de ríos de montaña.
- d. Establecer las bases para la elaboración de un plan integral de gestión de riesgo para la prevención de catástrofes, como resultado de las crecidas debido a las riadas que tienen lugar en los ríos de montaña.

1.4. Marco de referencia

Al revisar los trabajos que se han realizado para la prevención de las inundaciones causadas por las riadas del río Grande, se pudo constatar que los mismos se han limitado al estudio parcial de la cuenca baja, obviándose de esta manera, la influencia de la cuenca alta en la repercusión de los problemas que se presentan en la cuenca baja.

Debido a la insuficiencia demostrada de las soluciones adoptadas y las consecuencias de las inundaciones en la economía y la salud de los productores y las poblaciones afectadas, se ha decidido llevar a cabo un estudio teórico sobre el comportamiento de los ríos de montañas, de manera que al finalizar el mismo se pueda establecer una guía para la evaluación de las cuencas de ríos de montaña y al mismo tiempo crear las bases para la elaboración de un plan integral de gestión de riesgo para la prevención de catástrofes, como resultado de las crecidas debido a las avenidas que tienen lugar en estos ríos.

1.5. Metodología de la investigación

Para lograr este objetivo, se plantea realizar una investigación teórica basada en la experiencia de los profesionales que se han dedicado al estudio de los ríos de montaña, de manera que se pueda definir su caracterización, su dinámica de comportamiento y las acciones principales para el control de las inundaciones.

Para lograr el objetivo propuesto se deberá proceder a la realización de los siguientes pasos:

- a. Recopilación bibliográfica sobre el tema en cuestión.
- b. Análisis de la bibliografía especializada recopilada.
- c. Elaboración de una guía para la evaluación de las cuencas de ríos de montaña.
- d. Establecimiento de las bases para la elaboración de un plan integral de gestión de riesgo para la prevención de catástrofes contra las inundaciones, debido a las riadas que tienen lugar en los ríos de montaña.

CAPÍTULO II. DISEÑO EXPERIMENTAL

2.1. Diseño experimental

El diseño experimental está destinado a la búsqueda de respuestas prácticas a preguntas prácticas. Por ello, el punto de partida de todo programa debe consistir en determinar con exactitud y precisión qué es lo que se desea conocer y cómo se van a utilizar los conocimientos.

Es una precaución razonable comprobar si ya existe la información que se necesita. Es poco probable que el técnico de campo del proyecto tenga el tiempo y los medios necesarios para hacer una revisión bibliográfica, pero el personal de apoyo técnico de la sede si está en condiciones de utilizar los sistemas de almacenamiento y recuperación de datos de que actualmente se dispone. Un problema importante radica en que los experimentos sencillos y prácticos de campo que se proponen no suelen estar adecuadamente definidos o están incluidos en documentos sobre proyectos difíciles de encontrar.

En las regiones tropicales los daños causados por eventos extremos, que si bien ocurren raramente, pueden ser mucho más graves que en climas menos agresivos. Esto es particularmente cierto en lo que respecta a la pérdida de tierras de cultivo y a la expansión de las cárcavas. Es preciso, por tanto, buscar un equilibrio entre la instalación de un canal de aforo que pueda medir inundaciones extremas en un período de 20 años, aunque sea poco probable que se produzcan durante el experimento, o la instalación de un canal de aforo que pueda medir inundaciones con una frecuencia probable de cinco años y correr el riesgo de que sea sumergido por inundaciones mayores.

2.2. Aspectos prácticos

Las evaluaciones de campo deben ser lo más sencillas posibles y estar orientadas a objetivos limitados y alcanzables. Al planificar un programa de experimentos se ha de tener presente los recursos disponibles, teniendo en cuenta los gastos iniciales y de funcionamiento y el personal requerido para llevar a cabo los experimentos.

Debe rechazarse la idea de que cualquier información es mejor que ninguna. Esto se utiliza a veces para justificar ensayos "rápidos y de poca calidad" o como una excusa para no efectuarlos de manera adecuada. El empleo de datos inexactos o poco confiables es muy probable que cause problemas, en lugar de mejorar la situación.

Preguntas como ¿Cuánto tiempo durarán los experimentos? Debido a la variabilidad de la escorrentía de un año a otro, la duración debe ser lo más larga posible; sin embargo, se tropieza con dificultades prácticas. ¿Cuánto va a durar el proyecto y qué va a suceder al final? ¿Qué posibilidades existen de que pueda continuar después de la primera fase? ¿Podrá proseguir el proyecto si el personal que inició los experimentos es transferido o sustituido?, siempre se presentan en la totalidad de los trabajos a realizar.

La solución práctica consiste en iniciar únicamente las actividades que se puedan completar en el tiempo y con los recursos de que se dispone. A veces puede ser posible programar un componente adicional que pueda ponerse en funcionamiento si el proyecto se prolonga, pero esto sólo es prudente si se trata de una opción adicional y no si su ausencia reducirá el valor del plan básico.

Puede ser que resulte posible extrapolar a corto plazo los datos de las precipitaciones si se dispone de registros a más largo plazo. Los registros de las precipitaciones a largo plazo pueden dar ciertas indicaciones de la frecuencia con que cabe prever que se produzcan esas pérdidas, pero únicamente si existe una relación directa entre lo que se mide - la pérdida anual de suelo - y el registro a largo plazo - las precipitaciones anuales totales. Existirá una asociación, por supuesto, porque cuanto mayor sean las lluvias, mayor será la erosión; sin embargo esta relación es tan imperfecta que tiene escaso valor debido a que ignora factores importantes como la cantidad de lluvia caída en el suelo desnudo y la cantidad caída sobre los cultivos. Un principio básico de toda ciencia consiste en evitar la extrapolación más allá de los límites de los resultados medidos.

2.3. Estadísticas

Los detalles del diseño experimental y del análisis estadístico de los resultados quedan fuera del alcance del presente trabajo, pero es conveniente revisar rápidamente algunos puntos importantes. Si se están examinando las relaciones entre causa y efecto, la clave del diseño experimental consiste en aislar y en medir el efecto de las variables. El problema radica en que en todos los procesos existe un vasto número de variables que pueden influir en el proceso, cada una de las cuales presenta una amplia gama de valores, y que es difícil separarlas.

Muestreo

El método de muestreo y el tamaño de la muestra son importantes. Para que una muestra resulte representativa de toda la población, debe ser lo suficientemente grande como para reflejar la variación dentro de la misma.

Repeticiones

Siempre habrá alguna variación natural en lo que se está midiendo y también algún error en la medición. Se utilizan las repeticiones para dar una evaluación que sea aceptablemente confiable y segura.

En general cuanto mayor es la diferencia entre las mediciones, mayor es el número de repeticiones necesario; sin embargo la dificultad consiste en que, cuando se inicia el experimento, no se sabe cuál será la diferencia probable, por lo que se requiere aplicar algunos criterios arbitrarios.

- a. Es preferible un exceso de repeticiones a un número insuficiente de ellas que dará un resultado en el que no se puede confiar.
- b. Cuanto mayor es el campo de variación de lo que se está midiendo, se necesitarán más repeticiones.
- c. Los resultados del mismo experimento en años sucesivos no son repeticiones debido a la variabilidad anual.

2.4. Resultados anómalos y extrapolación

A este respecto, es necesario destacar dos aspectos en los que muchas veces se incurren durante los estudios experimentales: el peligro de descartar resultados anómalos y el peligro de la extrapolación, es decir, de predecir lo que podría suceder más allá de los límites de las mediciones.

En la ciencia existen pocas anomalías. Cuando un dato obtenido parece sospechoso, ello se debe a una razón que no se conoce todavía - en cuyo caso hay que tratar de entenderla -o a que es un dato falso debido a un error experimental desconocido, por lo que habrá que repetir el experimento hasta que se descubra el error. Hay que ser prudentes al aceptar o rechazar resultados sospechosos e igualmente cautelosos al efectuar una extrapolación más allá de los límites de los datos medidos.

CAPÍTULO III. AFORO DE CAUDAL

Uno de los aspectos más importantes para la evaluación del comportamiento de los ríos de montañas y la toma de decisiones para la ejecución de obras hidráulicas que permitan la prevención de catástrofes, como resultado de las crecidas debido a las riadas que tienen lugar en estos ríos, lo constituye la determinación de los caudales de escorrentías.

A continuación se presentan algunos de los métodos más empleados para la medición de los caudales de escorrentía en los canales, ríos y arroyos.

3.1. Método de aforo volumétrico

La forma más sencilla de calcular los caudales pequeños es la medición directa del tiempo que se tarda en llenar un recipiente de volumen conocido. La corriente se desvía hacia un canal o cañería que descarga en un recipiente adecuado y el tiempo que demora su llenado se mide por medio de un cronómetro.

Su principio de funcionamiento se basa en un tanque calibrado volumétricamente a cuyo interior pasa el agua, midiéndose el tiempo que demora en alcanzarse el volumen predeterminado. El tanque que recibe el agua debe tener una sección uniforme preferiblemente circular o cuadrada. En esta técnica el tanque debe estar equipado de una válvula de fondo de cierre rápido y un piezómetro exterior con una regla calibrada en (mm) (ver figura 3.1).

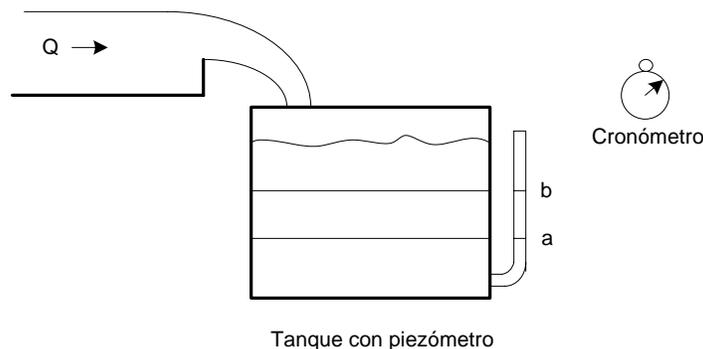


Figura 3.1. Esquema de una instalación de aforo volumétrico

Una vez marcado sobre el piezómetro el nivel donde se comienza la medición y el nivel donde termina, con lo cual se prefija el volumen a llenar, se procede a dejar que el gasto a medir entre al tanque, el cual se mantendrá con la válvula de fondo abierta. En estas condiciones se deberá chequear que el nivel de agua necesario para evacuar el gasto por la válvula de fondo no sea de tal magnitud que supere o iguale al nivel mínimo prefijado (a). Preferiblemente la diferencia entre ambos niveles deberá ser mayor a los 10 (mm).

Después de preparar el cronómetro se procede a cerrar la válvula de fondo y se comienza la medición del tiempo cuando el menisco del líquido haya llegado a la marca inferior del piezómetro (a). La medición termina cuando dicho menisco llegue a la marca superior (b) con lo que se obtiene el tiempo de llenado (t). La fórmula utilizada para el cálculo es:

$$Q = \frac{V}{t}$$

Donde:

Q: Caudal aforado (l/s)

V: Volumen medido en el tanque (litros)

t: Tiempo que demora en alcanzarse el volumen predeterminado (s)

Las mediciones a realizar para el aforo, se deben repetir al menos cinco veces, adoptándose como valor final, el promedio obtenido en las mediciones. El tiempo registrado durante cada medición deberá ser superior a los 10 (s) y el cronómetro empleado deberá permitir medir hasta los 0,05 (s).

3.2. Aforos de caudales en un chorro en tubería

Otra forma de medir el caudal en una corriente, es a partir de insertar una cañería en la misma (Bos 1976), de manera que descargue sometida a presión, el caudal se puede calcular a partir de mediciones del chorro. Si la cañería se puede colocar de manera que la descarga se efectúe verticalmente hacia arriba, la altura que alcanza el chorro por encima del extremo de la tubería se puede medir y el caudal se calcula a partir de una fórmula adecuada, tal como se indica en las figuras 3.2 y 3.3. Las expresiones que se pueden emplear para las mediciones de los caudales según esta forma de aforo son:

a. Si la altura de la elevación del chorro en la descarga es baja ($H < 0,4 D$):

$$Q = 5.47.D^{1.25}.H^{1.35}$$

Donde:

Q: caudal, expresado en (m^3/s)

D: diámetro del tubo, expresado en (m)

H: elevación del chorro en la descarga, expresada en (m)

En la figura 3.2, se presenta un esquema de esta variante.

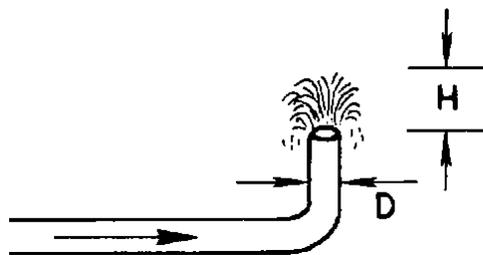


Figura 3.2. Esquema de un chorro donde la altura de la elevación en la descarga es baja

b. Si la altura de la elevación del chorro en la descarga es alta ($H > 1,4 D$):

$$Q = 3.15.D^{1.99}.H^{0.53}$$

Donde:

Q: caudal, expresado en (m³/s)

D: diámetro del tubo, expresado en (m)

H: elevación del chorro en la descarga, expresada en (m)

En la figura 3.3, se presenta un esquema de esta variante.

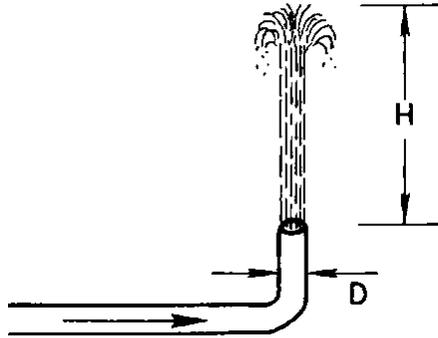


Figura 3.3. Esquema de un chorro donde la altura de la elevación en la descarga es alta

- c. Si la altura de la elevación del chorro en la descarga está comprendida entre $(0,4D < H < 1,4D)$, calcúlense ambas ecuaciones vistas anteriormente y tómesese la media.

3.3. Método de velocidad superficie

Este método depende de la medición de la velocidad media de la corriente y del área de la sección transversal del canal, calculándose a partir de la fórmula de continuidad:

$$Q = A.V$$

Donde:

Q: caudal de circulación, expresado en (m³/s)

A: área mojada de la sección, expresada en (m²)

V: velocidad media de circulación del flujo, expresada en (m/s)

La unidad métrica es (m³/s), pero para el caso de las corrientes menores, el caudal se deberá expresar en (l/s).

a. Determinación de la velocidad por medio de flotadores

Una forma sencilla de calcular la velocidad consiste en medir el tiempo que tarda un objeto flotante en recorrer, corriente abajo, una distancia conocida. La velocidad en este caso se puede determinar por medio de la siguiente expresión:

$$V_{\text{superficial}} = \frac{L}{t}$$

Donde:

V: velocidad superficial del flujo, expresada en (m/s)

L: distancia recorrida por el flotador, expresada en (m)

t: tiempo que tarda el flotador en recorrer la longitud (L), expresado en (s)

Para determinar la velocidad media de circulación del flujo a partir de la velocidad superficial se puede realizar por medio de la siguiente expresión:

$$V = 0,85 \cdot V_{\text{superficial}}$$

b. Determinación de la velocidad por medio del uso de colorantes

Otro método consiste en verter en la corriente una cantidad de colorante muy intenso y medir el tiempo en que recorre aguas abajo una distancia conocida. El colorante debe añadirse rápidamente con un corte neto, para que se desplace aguas abajo como una nube colorante. Se mide el tiempo que tarda el primer colorante y el último en llegar al punto de medición aguas abajo, se utiliza la media de los dos tiempos para calcular la velocidad media.

En las corrientes turbulentas la nube colorante se dispersa rápidamente y no se puede observar y medir; es posible usar otros indicadores, ya sean productos químicos o radioisótopos; se conoce como el método de la dilución. Una solución del indicador de densidad conocida se añade a la corriente a un ritmo constante medido y se toman muestras en puntos situados aguas abajo. La concentración de la muestra tomada aguas abajo se puede comparar con la concentración del indicador añadido y la dilución es una función del caudal, la cual es posible calcular.

c. Determinación de la velocidad por medio de molinetes

Una determinación más exacta de la velocidad se puede obtener utilizando un molinete. En la figura 3.4 se ilustran los dos principales tipos de molinete. El de tipo de taza cónica que gira sobre un eje vertical y el de tipo hélice que gira sobre un eje horizontal.

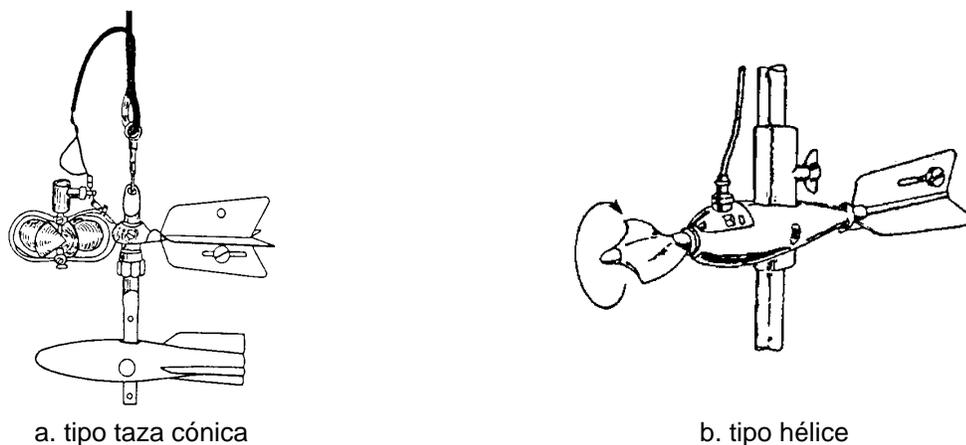


Figura 3.4. Tipos de molinetes existentes

En ambos casos la velocidad de rotación es proporcional a la velocidad de la corriente; se cuenta el número de revoluciones en un tiempo dado, ya sea con un contador digital o como golpes oídos en los auriculares que lleva el operador. En las corrientes superficiales se montan pequeños molinetes sobre barras que sostienen operarios que caminan por el agua. Cuando hay que medir caudales de una avenida en grandes ríos, las lecturas se toman desde un puente o instalando un cable suspendido por encima del nivel máximo de la avenida; el molinete se baja por medio de cables con pesas para retenerlo contra la corriente del río.

Un molinete mide la velocidad en un único punto y para calcular la corriente total hacen falta varias mediciones. El procedimiento consiste en medir y en trazar sobre un papel cuadriculado la sección transversal de la corriente e imaginar que se divide en franjas de igual ancho como se muestra en la figura 3.5. La velocidad media correspondiente a cada franja se calcula a partir de la media de la velocidad medida a 0,2 y 0,8 de la profundidad en esa franja. Esta velocidad multiplicada por la superficie de la franja da el caudal de la franja y el caudal total es la suma de las franjas. En la tabla 3.1 se muestra cómo se efectuarán los cálculos con respecto a los datos indicados en la figura 3.5. En la práctica, se utilizarían más franjas que el número indicado en la figura 3.5 y en la tabla 3.1. Para aguas poco profundas se efectúa una única lectura a 0,6 de la profundidad en lugar de la media de las lecturas a 0,2 y 0,8.

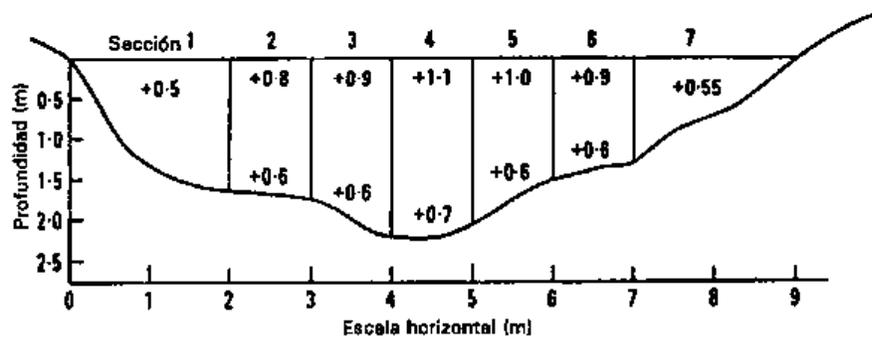


Figura 3.5. Cálculo del caudal de una corriente a partir de las mediciones efectuadas con un molinete. Los cálculos correspondientes a este ejemplo figuran en la tabla 2.1

Sección	Velocidad (m/s)		Media	Profundidad (m)	Ancho (m)	Área (m ²) 5x6	Caudal (m ³ /s) 4x7
	0,2D	0,8D					
1	-	-	0,5	1,3	2,0	2,6	1,30
2	0,8	0,6	0,7	1,7	1,0	1,7	1,19
3	0,9	0,6	0,75	2,0	1,0	2,0	1,50
4	1,1	0,7	0,9	2,2	1,0	2,2	1,98
5	1,0	0,6	0,8	1,8	1,0	1,8	1,44
6	0,9	0,6	0,75	1,4	1,0	1,4	1,05
7	-	-	0,55	0,7	2,0	1,4	0,77
TOTAL							9,23

Nota: D es la profundidad de la corriente en el punto medio de cada sección

Tabla 3.1. Cálculo del caudal a partir de las lecturas en el molinete

A veces la información necesaria con respecto a las corrientes es el caudal máximo y se puede efectuar una estimación aproximada utilizando el método velocidad/superficie. La profundidad máxima del caudal en una corriente se puede a veces deducir de la altura de los residuos atrapados en la vegetación de los márgenes o de señales más elevadas de socavación o de depósitos de sedimentos en la orilla.

También es posible instalar algún dispositivo para dejar un registro del nivel máximo. Para evitar lecturas falsas debidas a la turbulencia de la corriente, se utilizan pozas de amortiguación, normalmente una tubería con agujeros del lado aguas abajo. La profundidad máxima del agua se puede registrar sobre una varilla pintada con una pintura soluble en agua, o a partir de las trazas dejadas en el nivel superior de algún objeto flotante sobre la superficie del agua en la varilla. Entre otros materiales utilizados cabe mencionar corcho molido, polvo de tiza o carbón molido.

Una vez que se conoce la profundidad máxima de la corriente, se puede medir el área de la sección transversal correspondiente del canal y calcular la velocidad por alguno de los métodos descritos, teniendo presente que la velocidad en un caudal elevado suele ser superior a la de un caudal normal.

3.4. Estación de aforo calibrada

Si se efectúan mediciones del caudal por el método del molinete cuando el río fluye a profundidades diferentes, esas mediciones se pueden utilizar para trazar un gráfico del caudal en comparación con la profundidad de la corriente tal como se muestra en la figura 3.6.

La profundidad del flujo de una corriente o de un río se denomina **nivel de agua**, y cuando se ha obtenido una curva del caudal con relación al nivel de agua, la estación de aforo se describe como **calibrada**. Las estimaciones posteriores del caudal se pueden obtener midiendo el nivel en un punto de medición permanente y efectuando lecturas del caudal a partir de la curva de calibrado.

Si la sección transversal de la corriente se modifica a causa de la erosión o de la acumulación de depósitos, se tendrá que trazar una nueva curva de calibrado. Para trazar la curva, es necesario tomar mediciones a muchos niveles diferentes del caudal, con inclusión de caudales poco frecuentes que producen inundaciones. Es evidente que esto puede requerir mucho tiempo, particularmente si el acceso al lugar es difícil, por lo que es preferible utilizar algún tipo de vertedero o aforador que no necesite ser calibrado individualmente, como se analiza más adelante.

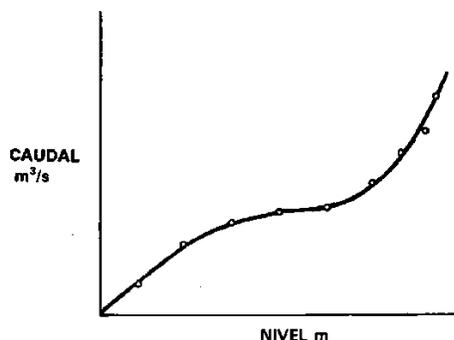


Figura 3.6. Ejemplo de la curva de calibrado de una corriente o río

3.5. Fórmulas empíricas para calcular la velocidad

La velocidad del agua que se desliza en una corriente o en un canal abierto está determinada por varios factores.

- **El gradiente o la pendiente.** Si todos los demás factores son iguales, la velocidad de la corriente aumenta cuando la pendiente es más pronunciada.
- **La rugosidad.** El contacto entre el agua y los márgenes de la corriente causa una resistencia (fricción) que depende de la suavidad o rugosidad del canal. En las corrientes naturales la cantidad de vegetación influye en la rugosidad al igual que cualquier irregularidad que cause turbulencias.
- **Forma.** Los canales pueden tener idénticas áreas de sección transversal, pendientes y rugosidad, pero puede haber diferencias de velocidad de la corriente en función de su forma. La razón es que el agua que está cerca de los lados y del fondo de una corriente se desliza más lentamente a causa de la fricción; un canal con una menor superficie de contacto con el agua tendrá menor resistencia fricción y, por lo tanto, una mayor velocidad. El parámetro utilizado para medir el efecto de la forma del canal se denomina **radio hidráulico** del canal, y se define como la superficie de la sección transversal dividida por el perímetro mojado, o sea la longitud del lecho y los lados del canal que están en contacto con el agua. El radio hidráulico tiene, por consiguiente, una cierta longitud y se puede representar por la letra (R). A veces se denomina también radio medio hidráulico o profundidad media hidráulica. La figura 3.7 muestra cómo los canales pueden tener la misma superficie de sección transversal pero un radio hidráulico diferente. Si todos los demás factores son constantes, cuanto menor es el valor de (R) menor será la velocidad.



Figura 3.7. Canales con área igual de sección transversal, pero de radios hidráulicos diferentes

Todas estas variables que influyen en la velocidad de la corriente se han reunido en una ecuación empírica conocida como la **fórmula de Manning**, que se puede escribir como:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V: es la velocidad media de la corriente, expresada en (m/s)

R: es el radio hidráulico, expresado en (m)

S: es la pendiente media del canal

n: es el coeficiente conocido como coeficiente de rugosidad de Manning. En La tabla 3.2 figuran algunos valores correspondientes al flujo de canales.

Descripción	n
a) Canales sin vegetación	
Sección transversal uniforme, alineación regular sin guijarros ni vegetación, en suelos sedimentarios finos	0,016
Sección transversal uniforme, alineación regular, sin guijarros ni vegetación, con suelos de arcilla duros u horizontes endurecidos	0,018
Sección transversal uniforme, alineación regular, con pocos guijarros, escasa vegetación, en tierra franca arcillosa	0,020
Pequeñas variaciones en la sección transversal, alineación bastante regular, pocas piedras, hierba fina en las orillas, en suelos arenosos y arcillosos, y también en canales recién limpiados y rastrillados	0,0225
Alineación irregular, con ondulaciones en el fondo, en suelo de grava o esquistos arcillosos, con orillas irregulares o vegetación	0,025
Sección transversal y alineación irregulares, rocas dispersas y grava suelta en el fondo, o con considerable vegetación en los márgenes inclinados, o en un material de grava de hasta 150 mm de diámetro	0,030
Canales irregulares erosionados, o canales abiertos en la roca	0,030
(b) Canales con vegetación	
Gramíneas cortas (50-150 mm)	0,030-0,060
Gramíneas medias (150-250 mm)	0,030-0,085
Gramíneas largas (250-600 mm)	0,040-0,150
(c) Canales de corriente natural	
Limpios y rectos	0,025-0,030
Sinuosos, con embalses y bajos	0,033-0,040
Con muchas hierbas altas, sinuosos	0,075-0,150

Tabla 3.2. Valores del coeficiente n de rugosidad de Manning

3.6. Vertedores de aforo

a. Vertedores de pared delgada

La medición del caudal de las corrientes naturales nunca puede ser exacta debido a que el canal suele ser irregular y por lo tanto es irregular la relación entre nivel y caudal. Los canales de corrientes naturales están también sometidos a cambios debidos a la erosión o depósitos.

Se pueden obtener cálculos más confiables cuando el caudal pasa a través de una sección donde esos problemas se han limitado. Para ello se podría simplemente alisar el fondo y los lados del canal, o recubrirlos con mampostería u hormigón o instalar una estructura construida con ese fin. Existe una amplia variedad de esos dispositivos, la mayoría idóneos para una aplicación particular. A continuación se describe una selección de los dispositivos que son fáciles de instalar y de hacer funcionar con referencia a manuales adecuados para estructuras más caras o complicadas.

En general las estructuras a través de la corriente que cambian el nivel de aguas arriba se denominan vertedoras.

Una distinción más importante es entre dispositivos **estándar y no estándar**. Un vertedero o aforador estándar es el que se construye e instala siguiendo especificaciones uniformes y cuando el caudal puede obtenerse directamente de la profundidad de la corriente mediante el empleo de diagramas o tablas de aforo, es decir, cuando el aforador ha sido previamente calibrado.

Un vertedor o aforador no estándar es el que necesita ser calibrado individualmente después de la instalación mediante el empleo del método velocidad/superficie como cuando se establece el aforo de una corriente.

Existe un conjunto tan amplio de dispositivos estándar que es preferible evitar las estructuras no normalizadas salvo para hacer cálculos aislados de los caudales de la corriente utilizando el método velocidad/superficie en un puente o un vado o una alcantarilla.

La mayor parte de los vertedores están concebidos para una descarga libre sobre la sección crítica con el fin de que el caudal sea proporcional a la profundidad de la corriente en el vertedor, pero algunos vertedores pueden funcionar en una situación denominada **sumergida o ahogada**, en el que el nivel de aguas abajo interfiere con la corriente sobre el vertedor.

Algunos tipos de vertedores se pueden corregir mediante la sumersión parcial, pero esto constituye una complicación poco conveniente que requiere medidas adicionales y más cálculos, por lo que se la debe evitar siempre que sea posible (ver figura 3.8).

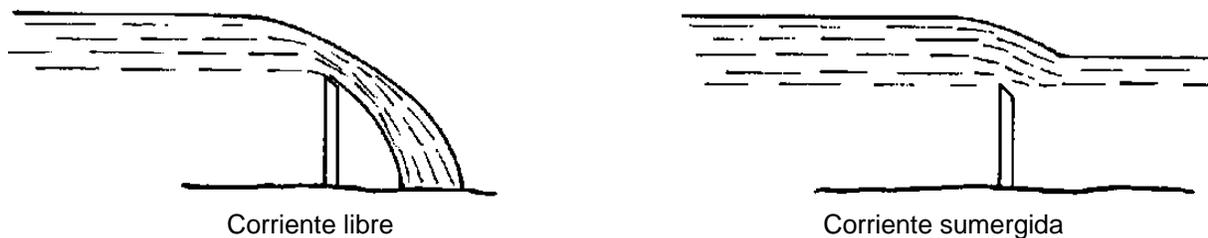


Figura 3.8. Corriente libre y corriente sumergida sobre un vertedero de pared aguda

Otra variación que también es preferible evitar, es la del vertedor sin contracción, que es un vertedor instalado en un canal del mismo ancho que la sección crítica (ver figura 3.9).

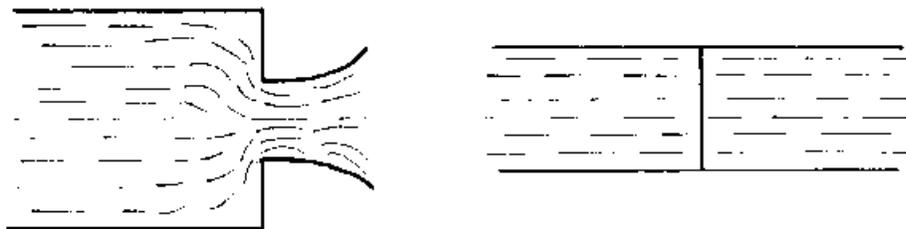


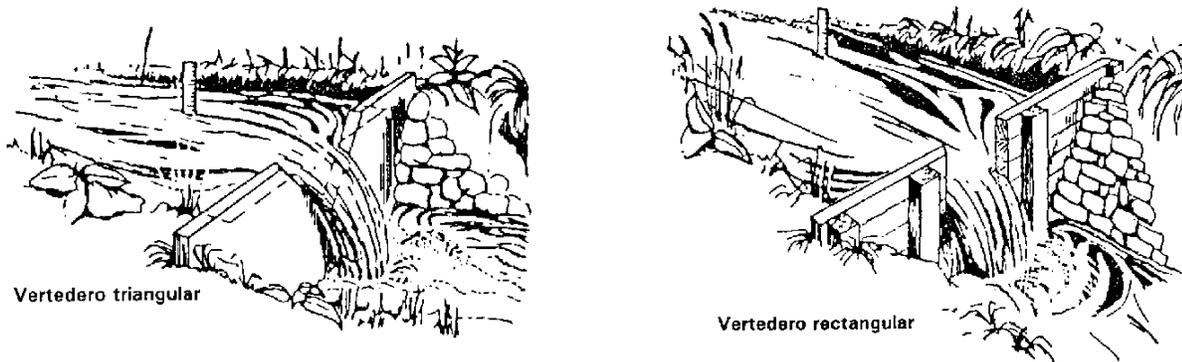
Figura 3.9. Corriente libre con contracción final y corriente controlada sin contracción en el vertedero en un canal

b. Vertedores de pared aguda

Los dos tipos más comunes son el vertedor triangular (con escotadura en V) y el vertedor rectangular como se muestra en la figura 3.10. Aguas abajo debe construirse un pozo amortiguador, mientras que aguas arriba deberá existir un canal de acceso para calmar cualquier turbulencia y lograr que el agua se acerque al vertedor lenta y suavemente.

Para tener mediciones precisas el ancho del canal de acceso debe equivaler a ocho veces al ancho del vertedor y debe extenderse aguas arriba 15 veces la profundidad de la corriente sobre el vertedor.

El vertedor debe tener el extremo agudo del lado aguas arriba para que la corriente fluya libremente tal como se muestra en la figura 3.11. A esto se denomina **contracción final**, necesaria para aplicar la calibración normalizada.



a. Vertedor con escotadura en V de 90°

b. Vertedor con escotadura rectangular

Figura 3.10. Medición del caudal con vertederos de pared aguda

Para determinar la profundidad de la corriente a través del vertedor, se instala un medidor en el canal de acceso, en un lugar en el que se pueda leer fácilmente. El cero del medidor fija el nivel en el punto más bajo de la escotadura. El medidor debe instalarse detrás y bastante alejado de la escotadura para que no se vea afectado por la curva de descenso del agua a medida que el agua se acerca a la misma.

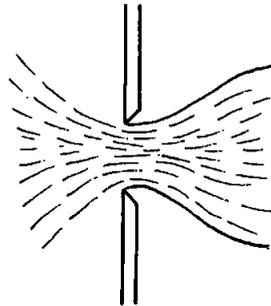


Figura 3.11. Los vertedores con pared aguda deben tener el extremo agudo aguas arriba

Los vertedores con escotadura en V son portátiles y sencillos de instalar de manera temporal o permanente. La forma en V significa que son más sensibles a un caudal reducido, pero su ancho aumenta para ajustarse a caudales mayores. El ángulo de la escotadura es casi siempre de 90°, pero se dispone de diagramas de calibración para otros ángulos, 60°, 30° y 15°, cuando es necesario aumentar la sensibilidad.

Los vertedores triangulares o de escotadura en V, permiten la medición exacta de los gastos muchos menores que los que se pueden medir con vertedores rectangulares y trapeziales.

Estos vertedores generalmente son construidos en placas metálicas, en la práctica los más usuales son los de 90° de ángulo en el vértice. La expresión del gasto teórico es la siguiente:

$$Q_t = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} H^{5/2}$$

Donde:

Q_t = gasto teórico del vertedor, en m^3/s
 g = aceleración de la gravedad, en m/s^2
 H = carga sobre el vertedor, en m
 α = ángulo en el vértice

El gasto real (Q) se obtiene de multiplicar la ecuación anterior por un coeficiente de gasto C_o

$$Q = \frac{8}{15} C_o \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} H^{5/2}$$

El valor del coeficiente de gasto C_o se puede obtener en la práctica por la siguiente expresión:

$$C_o = \frac{Q}{\frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} H^{5/2}}$$

Se ha confirmado experimentalmente que el error cometido al despreciar la velocidad de aproximación y el efecto de las contracciones laterales no disminuye apreciablemente la precisión.

La medida de las cargas H , debe ser muy precisa, dado que intervienen en la ecuación, a la potencia 2.5 aproximadamente.

A continuación se muestra la tabla 3.3 con un resumen de algunas fórmulas de vertedores triangulares:

Ángulo	Ecuación	Autor
$\alpha = 60^\circ$	$Q = 0,81 H^{2,5}$	Francis
$\alpha = 60^\circ$	$Q = 0,80 H^{2,5}$	Barr
$\alpha = 60^\circ$	$Q = 0,821 H^{2,51}$	King
$\alpha = 90^\circ$	$Q = 1,4 H^{2,5}$	Francis
$\alpha = 90^\circ$	$Q = 1,35 H^{2,47}$	King
$\alpha = 90^\circ$	$Q = 1,34 H^{2,48}$	Barr
$\alpha = 120^\circ$	$Q = 2,35 H^{2,48}$	Hertzleer
$\alpha = 120^\circ$	$Q = 2,39 H^{2,5}$	Barr

Tabla 3.3. Resumen de algunas de las fórmulas de vertedores triangulares.

Barr pone como limitación para sus formulas: $0,06 \leq H \leq 0,54$ m

- **FORMULA DE LENZ (PARA AGUA EXCLUSIVAMENTE)**

$$Q = (1,2554 + \frac{N}{H^n}) \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} H^{5/2}$$

En la tabla 3.4 se muestran los valores de los coeficientes N y n en la fórmula de Lenz.

α	30°	45°	60°	90°
N	0,131	0,102	0,087	0,068
n	0,576	0,579	0,582	0,588

Tabla 3.4. Valores de los coeficientes N y n en la fórmula de Lenz

Limites de aplicación de la fórmula de Lenz: $0,06 \text{ m} \leq H \leq 0,50 \text{ m}$; $B \geq 4(H + L)$

- **FORMULA DE KINDSVATER**

$$Q = \frac{8}{15} C_e \tan \frac{\alpha}{2} \sqrt{2gH_e^{5/2}} \quad (H_e = H + kh)$$

Donde:

kh: longitud que toma en cuenta la influencia de la viscosidad y la tensión superficial. Para el agua a temperatura entre 5 y 30°C los valores de kh para diferentes α se presentan en la tabla 3.5.

α (°C)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Kh (mm)	2,90	2,20	1,70	1,40	1,20	1,00	0,90	0,85	0,85

Tabla 3.5. Valores de kh para diferentes ángulos (α)

C_e : coeficiente de gasto. Depende de las relaciones P/B y H/P.

Si $H/P > 2$ y $B/P > 10$; el valor de C_e solo depende del ángulo α .

En la tabla 3.6 se presenta la forma en que se puede determinar el valor de C_e .

α (°C)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
C_e (adim)	0,592	0,586	0,583	0,578	0,577	0,576	0,577	0,578	0,581

Tabla 3.6. Valores de C_e en función del ángulo (α)

Los limites de aplicación son los siguientes: $H \geq 0,06 \text{ m}$ y $P \geq 0,09 \text{ m}$

Los vertedores triangulares se recomiendan para el aforo de gastos inferiores a 30 (l/s) y cargas superiores a 0,06 (m) y hasta de 0,6 (m). Su precisión es mayor que del rectangular para gastos pequeños e incluso para gastos comprendidos entre 40 y 300 (l/s). Para gastos mayores es recomendable el rectangular debido a que el triangular es más sensible a cualquier cambio en la rugosidad de la placa y también por que requiere mayor exactitud en la medición de cargas, pues el gasto varía con la potencia 5/2 de la misma.

c. Otros vertedores con pared delgada

En algunos vertedores se combinan las características de la escotadura en V y de la escotadura rectangular. El vertedor Cipolletti tiene una cresta horizontal como una escotadura rectangular y lados en pendiente, sin embargo, para instalaciones sencillas, esto no aporta ninguna ventaja con respecto a la escotadura rectangular (ver figura 3.12).



Figura 3.12. Esquema de un vertedor Cipolletti.

La expresión de gasto propuesta por Cipolletti es la siguiente:

$$Q = 1,86.L.H^{\frac{3}{2}}$$

3.7. Aforadores

Existen diferentes tipos de aforadores, entre los que se pueden mencionar: El canal de aforo Parshall y los aforadores en H.

Los aforadores se utilizan ampliamente debido a sus ventajas: se construyen para satisfacer una necesidad particular; son dispositivos de medición "normalizados", es decir, que se fabrican e instalan de acuerdo con las especificaciones y no necesitan calibración, y la medición se puede tomar directamente de las tablas publicadas. Al igual que los vertedores, es preferible que los aforadores funcionen con descarga libre; algunos tipos pueden funcionar de manera satisfactoria en situación en parte sumergida, es decir, cuando las aguas descansan en el aforador y crean cierta restricción de la corriente. Si el efecto es previsible y cuantificable, el problema no es grave, pero implica que se debe medir la profundidad del caudal en dos puntos en el aforador, como se indica en la figura 3.13 y que se aplique un factor de corrección a las tablas de aforo.

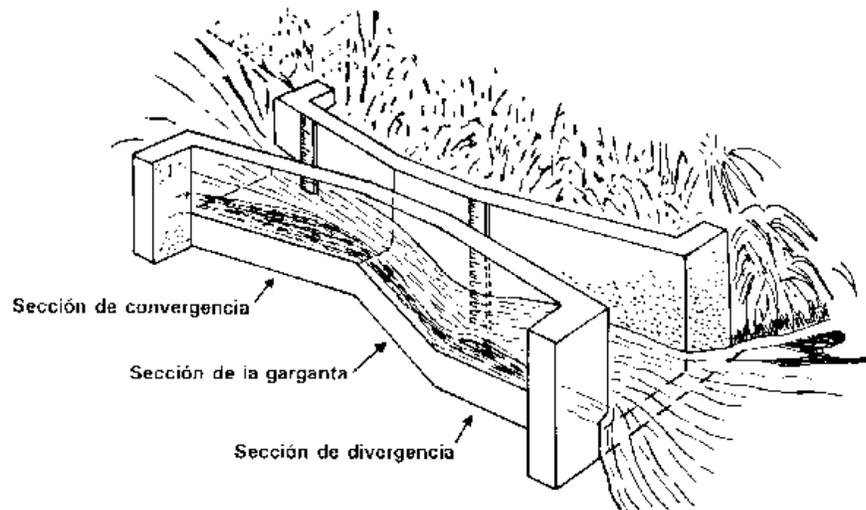


Figura 3.13. Canal de aforo Parshall (dibujado a partir de Scott y Houston 1959)

a. El aforador Parshall

Llamado así por el nombre del ingeniero de regadío estadounidense que lo concibió, se describe técnicamente como un canal venturi o de onda estacionaria o de un aforador de profundidad crítica. Sus principales ventajas son que sólo existe una pequeña pérdida de carga a través del aforador, que deja pasar fácilmente sedimentos o desechos, que no necesita condiciones especiales de acceso o un pozo de amortiguación y que tampoco necesita correcciones para una sumersión de hasta el 70%. En consecuencia, es adecuado para la medición del caudal en los canales de riego o en las corrientes naturales con una pendiente suave.

El principio básico se ilustra en la figura 3.13. El aforador está constituido por una sección de convergencia con un piso nivelado, una garganta con un piso en pendiente hacia aguas abajo y una sección de divergencia con un piso en pendiente hacia aguas arriba. Gracias a ello el caudal avanza a una velocidad crítica a través de la garganta y con una onda estacionaria en la sección de divergencia.

Con un flujo libre el nivel del agua en la salida no es lo bastante elevado como para afectar el caudal a través de la garganta y, en consecuencia, el caudal es proporcional al nivel medido en el punto especificado en la sección de convergencia (ver figura 3.13). La relación del nivel del agua, aguas abajo (H_b) con el nivel aguas arriba (H_a) se conoce como el grado de sumersión; una ventaja del aforador Parshall es que no requiere corrección alguna hasta un 70% de sumersión.

Las dimensiones de los aforadores se muestran en la figura 3.14, mientras que sus valores se presentan en la tabla 3.7.

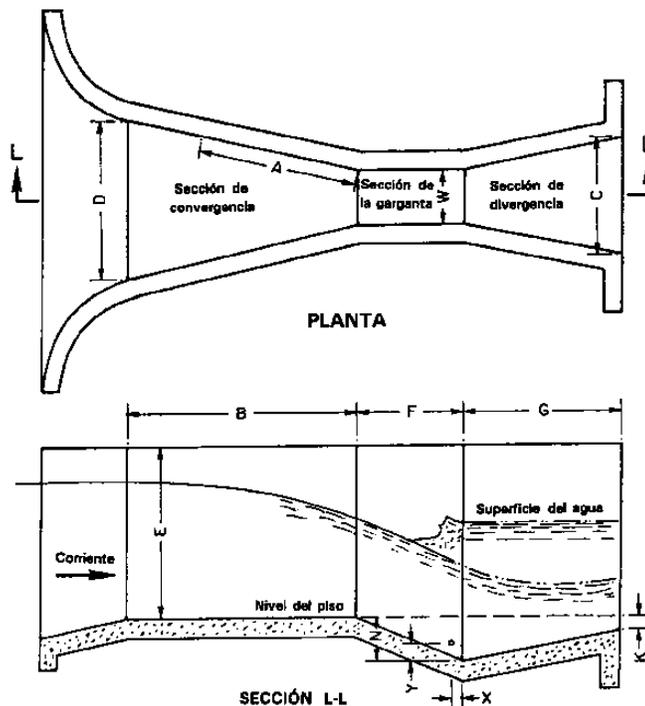


Figura 3.14. Dimensiones de un canal de aforo Parshall (de USDA-SCS 1965)

b (m)	2/3 A (m)	B (m)	C (m)	D (m)	E (m)	F (m)	G (m)	K (m)	N (m)	X (m)	Y (m)	Gasto (l/s)
0,025	0,242	0,356	0,093	0,617	0,229	0,076	0,203	.019	.029	.008	.013	0.283 a 5.663
0,051	0,276	0,406	0,135	0,214	0,254	0,114	0,254	.022	.043	.016	.025	0.566 a 14.158
0,076	0,304	0,457	0,178	0,259	0,457	0,152	0,305	.025	.057	.025	.038	0.849 a 28.317
0,152	0,415	0,610	0,394	0,397	0,610	0,305	0,610	.076	.114	.051	.076	1.416 a 110.44
0,229	0,588	0,864	0,381	0,575	0,762	0,305	0,457	.076	.114	.051	.076	2.548 a 252.02
0,305	0,914	1,343	0,610	0,845	0,914	0,610	0,914	.076	.229	.051	.076	3.115 a 445.90
0,457	0,965	1,419	0,762	1,025	0,914	0,610	0,914	.076	.229	.051	.076	4.247 a 696.00
0,610	1,016	1,495	0,914	1,206	0,914	0,610	0,914	.076	.229	.051	.076	11.893 a 937.29
0,914	1,118	1,645	1,219	1,572	0,914	0,610	0,914	.076	.229	.051	.076	17.273 0 1922.70
1,219	1,219	1,794	1,524	1,937	0,914	0,610	0,914	.076	.229	.051	.076	1127.20 a 2423.90
1,524	1,321	1,943	1,820	2,302	0,914	0,610	0,914	.076	.229	.051	.076	36.802 a 45.267
1,829	1,422	2,093	2,134	2,667	0,914	0,610	0,914	.076	.229	.051	.076	73,024
2,134	1,524	2,242	2,438	3,032	0,914	0,610	0,914	.076	.229	.051	.076	81,951
2,438	1,626	2,391	2,743	3,397	0,914	0,610	0,914	.076	.229	.051	.076	92,350
3,658	2,032	4,877	4,47	5,607	1,524	0,914	1,048	.152	.343	.305	.229	226,54
4,572	2,337	7,620	5,588	7,62	1,829	1,219	2,438	.229	.457	.305	.229	226,54
6,096	2,845	7,620	7,315	9,144	2,134	1,820	3,658	.305	.686	.305	.229	283.17 a 2423.90

Tabla 3.7. Dimensiones de aforador Parshall

Tamaño del parshall	Descarga libre	Descarga con sumersión
b < 0.30 m	S < 0.60	0.60 ≤ S < 0.95
0.30 ≤ b < 2.50 m	S < 0.70	0.70 ≤ S < 0.95
2.50 ≤ b < 15.50 m	S < 0.80	0.80 ≤ S < 0.95

Tabla 3.8 Tipo de descarga según el grado de sumersión (S).

El tamaño del canal (b) es determinado por la distancia horizontal entre las paredes verticales paralelas de la garganta y tienen igual longitud que la cresta.

La cresta es la línea donde el piso al nivel de la sección de entrada convergente se une con el piso inclinado de la garganta.

Para un grado de sumersión que 0.95, Parshall observó que la determinación del gasto se vuelve incierta por lo que se recomienda no trabajar la estructura con un grado de sumersión mayor.

Si la descarga es libre, el gasto solo será función de H_a :

$$Q = KH_a^n$$

Mientras que si trabaja con sumersión, el gasto se reduce

$$Q = KH_a^n - C$$

Expresiones para C fueron obtenidas por el mismo Parshall en función de H_a y S. Aunque también puede obtenerse una relación para el gasto del tipo:

$$Q = K(H_a - H_b)^n$$

Producto de los experimentos de Parshall, se tienen las siguientes relaciones para el caso que el medidor trabaje libre (ver tabla 3.8):

Para $b=0.15$ (m)

$$Q = 0.3812H_a^{1.58}$$

Para $0.3 \leq b \leq 2.5$ (m)

$$Q = 0.372b(3.281H_a)^{1.57b^{0.026}}$$

Para $2.5 < b \leq 15.00$ (m)

$$Q = (2.293b + 0.474)H_a^{1.6}$$

Para fabricar los canales de aforo Parshall se han utilizado diversos materiales. Se pueden prefabricar a partir de láminas de metal o madera o se pueden construir sobre el terreno con ladrillo utilizando un armazón de metal prefabricado para garantizar mediciones exactas. Si hacen falta varios aforadores, se pueden moldear en hormigón empleando tableros reutilizables. Se pueden tomar medidas eventuales de la profundidad del caudal a partir de un puesto de aforo establecido en el muro del canal o, si se requieren registros constantes, es posible instalar en una poza de amortiguación colocada en una situación específica un registrador de flotante.

3.8. Limnigrafos

Algunas veces una sola medición de la profundidad máxima del caudal basta para calcular el caudal máximo, como se describió en la sección relativa al método *velocidad/superficie*. Si hace falta un hidrograma, es decir, una gráfica del caudal en función del tiempo, es necesario un registro constante de los cambios del nivel del agua. Durante décadas el método común era un flotador cuyo ascenso y descenso en una poza de amortiguación registraba en un diagrama movido por un aparato de relojería. Esos registradores eran flexibles en el sentido de que se podía utilizar un engranaje que permitía abarcar variaciones de nivel grandes o pequeñas y la relación tiempo-velocidad de los diagramas podía también variar por medio del engranaje en el aparato de relojería.

La desventaja era la sensibilidad a errores accidentales y a un mal funcionamiento; para indicar, por ejemplo, algunos de ellos, la tubería del pozo de amortiguación se bloqueaba, los insectos anidaban en la caja del registrador, la humedad o la aridez provocaban el desborde o la sequedad de la tinta del registrador, el diagrama podía estirarse o contraerse, el reloj se para, el observador no puede llegar al lugar para cambiar el diagrama, y muchos otros problemas. Las inspecciones diarias no son siempre posibles en lugares remotos o de difícil acceso. Además de las dificultades de obtener datos correctos, el análisis y la computación de los diagramas son laboriosos.

Afortunadamente la tecnología moderna ha mejorado considerablemente en lo que hace a la recopilación y el procesamiento de datos. Los más comúnmente utilizados hoy son el transductor de presión en el que se capta eléctricamente la desviación de una membrana. Estos detectores se pueden conectar con ordenadores, relojes automáticos y almacenamiento de memoria para lograr cualquier tipo y frecuencia requeridos de registro y traspasar los datos almacenados a un ordenador para efectuar un análisis rápido.

CAPÍTULO IV. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

4.1. Introducción

Los problemas que se presentan en el diseño de las estructuras hidráulicas cuando se necesita evaluar de manera confiable los volúmenes de sedimentos que los ríos transportan hasta las obras y que a menudo ocasionan fallas en la operación de bocatomas y presas de embalse, en el control de las inundaciones y en las protecciones de las márgenes, se deben a los siguientes factores:

- * Deficiencia en la información cartográfica e hidrometeorológica de las cuencas vertientes, y de caudales líquidos y sólidos en la mayoría de los ríos.
- * Desarrollo aún incipiente de los métodos de medición de sedimentos y de aplicación de fórmulas empíricas a casos reales.
- * Cambios en las prácticas tradicionales de manejo de la cuenca después de construidas las obras.

En los primeros dos casos las cargas totales de transporte de sedimentos que se aplican en el diseño de las obras pueden resultar excesivas o deficientes; en el tercero, el pronóstico hecho con base en la información histórica resulta irreal.

Por su parte el cálculo de la pérdida de suelo a partir de la medida del movimiento de los sedimentos en las corrientes y los ríos tropieza con varios problemas entre los que se destacan:

- * La realización de las mediciones lleva tiempo y resulta cara.
- * Su precisión puede ser baja; incluso si se dispone de datos correctos sobre el movimiento de una corriente y no se sabe de dónde procede el suelo y cuándo se produjo el movimiento.

Por las razones expuestas, para lograr un buen diseño de las obras que van a estar sometidas al efecto de los sedimentos es necesario evaluar, además de la información histórica existente, la relación que existe entre la cuenca como productora de sedimentos y el río como conductor de los mismos.

4.2. Clasificación de los sedimentos

El movimiento de los sedimentos en las corrientes y ríos presenta tres formas:

- a. **Sedimentos en suspensión**, están constituidos por las partículas más finas mantenidas en suspensión por los remolinos de la corriente y sólo se asientan cuando la velocidad de la corriente disminuye, o cuando el lecho se hace más liso o la corriente descarga en un pozo o lago.
- b. **Arrastre de fondo**, que no son más que las partículas sólidas de mayor tamaño que son arrastradas a lo largo del lecho de la corriente.

- c. **Sedimentos en saltación**, que son un tipo intermedio de movimiento en el que las partículas se mueven aguas abajo dando rebotes o saltos, a veces tocando el fondo y a veces avanzando en suspensión hasta que vuelven a caer al fondo. A este movimiento se le denomina saltación y es una parte muy importante del proceso de transporte por el viento; en la corriente líquida la altura de los saltos es tan reducida que no se distinguen realmente del arrastre de fondo.

En la figura 4.1, se presenta esquemáticamente cada uno de los movimientos de los sedimentos en las corrientes.

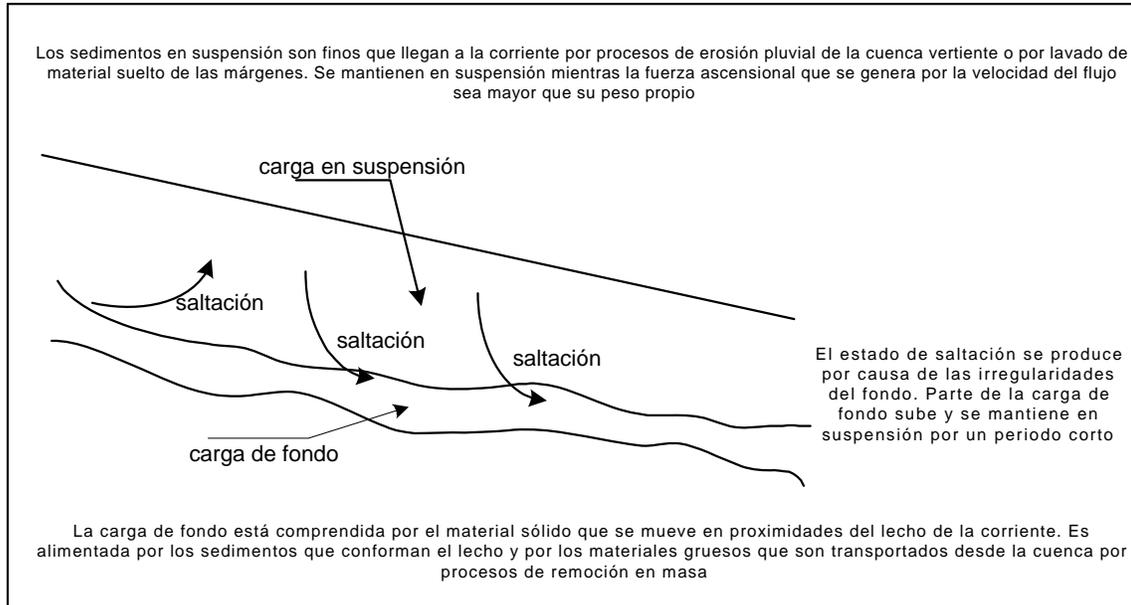


Figura 4.1. Representación esquemática de cada uno de los movimientos de los sedimentos en las corrientes

Las cantidades relativas que avanzan en suspensión y el arrastre de fondo varían considerablemente. En un extremo, cuando el sedimento procede de un suelo de grano fino como el limo depositado por el viento, o una arcilla aluvial, el sedimento puede estar casi totalmente en suspensión. En el otro extremo, una corriente de montaña limpia y rápida puede tener cantidades insignificantes de materia en suspensión y casi la totalidad del movimiento de la grava, los guijarros y las piedras se produce en el lecho de la corriente.

El cálculo de la carga en suspensión por muestreo es relativamente sencillo, pero tomar una muestra representativa del arrastre de fondo resulta difícil. A continuación se examinan brevemente ambos tipos de muestreo, al igual que el cálculo del movimiento total de sedimentos y las estimaciones basadas en mediciones de la cantidad de los depósitos en los pozos o los lagos.

Existen varias causas posibles de error cuando se intenta de establecer una relación entre la cantidad del sedimento medido en las corrientes y la extensión de la erosión dentro de la cuenca hidrográfica:

- a. Una primera causa, es que pueden existir cantidades importantes del material erosionado que no contribuyen al sedimento en la corriente debido a que se deposita antes de que llegue a ellas. La proporción de sedimento que llega a la corriente en comparación con el movimiento bruto de los sedimentos dentro de la cuenca se denomina relación de distribución y esta puede ser apenas de 1% si existen depresiones o zonas con una espesa vegetación en las que se retiene la mayor parte del suelo.
- b. Una segunda causa posible de error es el factor tiempo. En una cuenca mayor el sedimento puede erosionarse y depositarse y sucesivamente volverse a erosionar y volverse a depositar cierto número de veces antes de que el sedimento llegue a la corriente. Una muestra de este sedimento podría incluir material erosionado en su origen varios años antes.
- c. La tercera dificultad radica en que el sedimento de la corriente incluye materiales que proceden de diferentes fuentes con relaciones de distribución muy distintas. El sedimento procedente del derrumbe de las orillas de las zanjas o de las riberas de los ríos pasa inmediatamente al caudal de la corriente, mientras que la pérdida de suelo de una pequeña superficie cultivada y dentro de una cuenca en la que predominan los bosques podría tener tasas de erosión local elevadas, pero contribuir poco a la carga total de sedimentos.

Los cálculos de la descarga total de sedimentos en las corrientes pueden efectuarse mediante estimaciones de la concentración de los sedimentos y de la velocidad de la corriente. En la sección Método velocidad/superficie, en el Capítulo 3, se explicó cómo varía la velocidad en diferentes lugares de la corriente y cómo se puede calcular una velocidad media a partir de una serie de mediciones. La concentración de sedimentos varía asimismo, siendo normalmente mayor en el fondo, por lo que la cuantía de la descarga total de sedimentos es el producto de esas dos variables, como se indica en la figura 4.2.

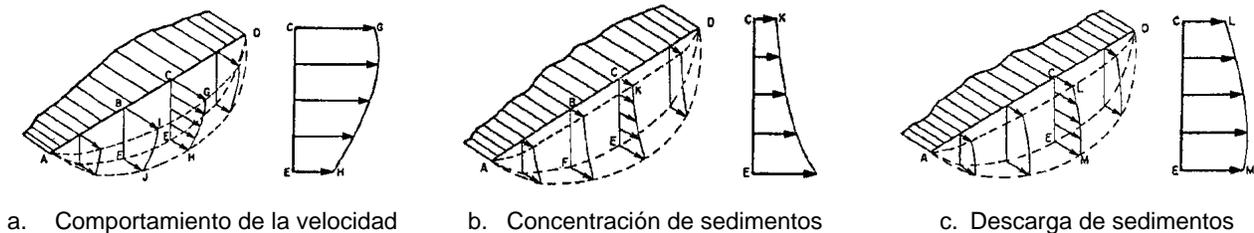


Figura 4.2. Velocidad, concentración de los sedimentos y descarga de sedimentos en las corrientes

4.3. Tipología de los ríos

Un aspecto importante a la hora de analizar el transporte de sedimentos lo constituye la tipología del río, la cual es controlada por la geología, la pendiente, la capacidad y la competencia, carga y tipo de sedimentos. De acuerdo a la tipología del río, estos se pueden clasificar en:

- a. **trinchera;** son ríos erosivos de gran pendiente y velocidad, típico en la parte alta del cauce (ríos de montaña), donde su arrastre de sedimentos van desde los más finos hasta rocas de gran tamaño.

- b. **recto**; son ríos relativamente raros, conformados por lechos de grava, con bastante capacidad pero poca alimentación de material fino.
- c. **trenzado**; son ríos con alto transporte de sedimentos, tienen cauces muy anchos en relación a su profundidad, típico en zonas llanas y desforestadas.
- d. **meandriforme**; son ríos con muchas curvas, de baja pendiente y velocidad, por ende poseen baja erosión y transporte de sedimentos, que por lo general son los sedimentos más finos.

Una forma simple de evaluar la tipología del río y el comportamiento de la sección transversal en función a la pendiente del río, se puede observar en la figura 4.3.

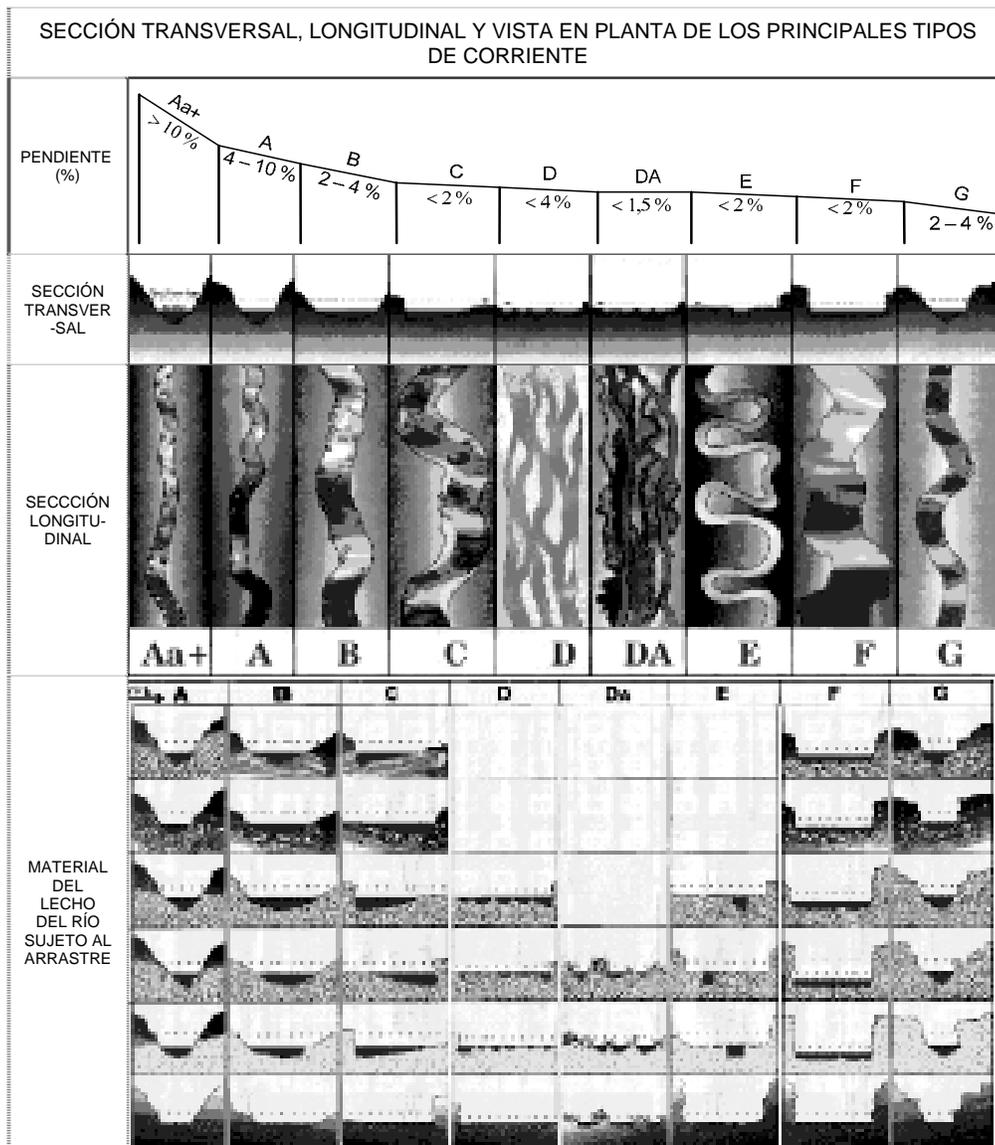


Figura 4.3. Diagrama para la estimación del comportamiento de la sección transversal y longitudinal de un río de acuerdo a su pendiente

4.4. Procesos erosivos en la cuenca

La cuenca vertiente contribuye con sedimentos a la carga total de una corriente natural de dos maneras:

a. Remoción en masa

Este fenómeno está asociado con deslizamientos de grandes masas de material sólido que se han concentrado en sitios inestables. La inestabilidad es causada por factores geotécnicos que tienen que ver con las pendientes de los taludes, el manejo inadecuado del suelo, la tala de árboles y el almacenamiento de agua lluvia en los suelos (ver figura 4.4).

Las masas de material permanecen por algún tiempo en un equilibrio precario en los sitios inestables, pero basta la presencia de un sismo, un período prolongado de lluvias intensas o la pérdida de soporte en el pie de un talud, para que se produzca este fenómeno.



Figura 4.4. Factores que favorecen la formación de zonas inestables

Cuando el deslizamiento se produce directamente sobre una de las márgenes de una corriente natural el material deslizado se deposita sobre el lecho obstruyendo el paso libre del agua, pero a medida que pasa el tiempo el mismo flujo de agua se encarga de transportar el material hacia aguas abajo, parte como carga de fondo y parte en suspensión. Si los deslizamientos se producen lejos de las corrientes de agua, entonces solamente una parte del material puede llegar a las corrientes por erosión hídrica.

b. Erosión hídrica.

La erosión hídrica se genera cuando las gotas de lluvia que caen sobre un suelo tienen suficiente energía para remover partículas del mismo, dejándolas libres para que puedan ser transportadas por la escorrentía superficial hacia las corrientes de drenaje.

En la actualidad la magnitud de la erosión hídrica se mide por medio de la pérdida de suelo. Esta pérdida es un índice medio anual del potencial erosivo de la cuenca; se calcula por medio de fórmulas semiempíricas y se expresa en milímetros por año (mm/año).

Los estudios semiempíricos que existen sobre el tema consideran que solamente un pequeño porcentaje de la pérdida de suelo llega hasta la corriente de drenaje y puede entrar a formar parte de la carga en suspensión.

Los factores que actúan en la generación de la pérdida de suelo en una cuenca son los siguientes:

- **Lluvia.** Es el agente que inicia el proceso erosivo. La magnitud de su efecto depende de su distribución temporal y espacial sobre la cuenca; para cuantificarla es indispensable analizar las intensidades de lluvias de corta duración, su frecuencia y el cubrimiento sobre el área de la cuenca.
- **Morfometría del área vertiente.** Las características morfométricas de la zona potencialmente erosionable son el área, la longitud de recorrido de la escorrentía y la pendiente del terreno.
- **Suelo.** Es un factor que incluye la textura y la estructura que tiene suelo en el momento de comenzar las lluvias.
- **Cobertura vegetal.** Es un factor muy importante en la generación y transporte de la erosión pluvial, especialmente en el período inicial del aguacero. Depende del tipo de cultivo, el sistema de siembra y las prácticas de manejo.

La interacción entre las variables anteriormente mencionadas ha sido estudiada con métodos analíticos, modelos físicos y cuencas prototipo.

4.5. Capacidad de las corrientes naturales para transportar sedimentos

Existen dos procedimientos para determinar cual es la capacidad que tienen las corrientes naturales para transportar los sedimentos de fondo y en suspensión. Uno es el método analítico por medio de fórmulas empíricas y otro el de mediciones con aparatos normalizados.

Las fórmulas empíricas permiten calcular las capacidades máximas de transporte si las corrientes tuvieran suficientes sedimentos disponibles. Tienen muchas limitaciones porque por lo general las fórmulas son desarrolladas en condiciones de laboratorio. Desde el punto de vista analítico las fórmulas empíricas para cálculo de carga de fondo han tenido un desarrollo más completo que las de sedimentos en suspensión. Sin embargo, los resultados prácticos siguen siendo inciertos.

Los medidores normalizados de sedimentos en suspensión para realizar aforos sólidos son ampliamente utilizados en el mundo y su confiabilidad es adecuada para obtener información aceptable en estudios hidrométricos. No se ha tenido la misma fortuna con los medidores de carga de fondo y por esta razón es de uso corriente medir solamente los sedimentos en suspensión y asignar a la carga de fondo un porcentaje de lo que se obtuvo en suspensión.

4.6. Estimación de la carga en suspensión

4.6.1. Muestras tomadas al azar

La forma más sencilla de tomar una muestra de sedimentos en suspensión consiste en sumergir un recipiente en la corriente, en un punto en el que esté bien mezclada, como aguas abajo de un vertedor o de escollos de rocas.

El sedimento contenido en un volumen medido de agua se filtra, se seca y se pesa. Esto da una medida de la concentración del sedimento y cuando se combina con el caudal se obtiene la tasa de descarga de sedimentos.

Un estudio de diversas técnicas de muestreo en Sudáfrica puso de manifiesto que las muestras obtenidas con botellas sumergidas suelen dar concentraciones aproximadamente del 25 (%) inferiores a las que se obtienen con técnicas más perfeccionadas (Rooseboom y Annandale 1981).

Para muestras únicas tomadas excavando con palas o cucharas, se recomienda una profundidad de 300 (mm) por debajo de la superficie como una fórmula mejor que la de obtener muestras en la superficie.

Si la muestra se puede tomar a cualquier profundidad, se recomienda la mitad de la profundidad del caudal dado que es la que permite obtener los mejores cálculos de la concentración media de sedimentos.

Cuando el programa de muestreo consiste en muestras obtenidas en secciones verticales en diversos puntos a través de la corriente, el esquema recomendado consiste en utilizar seis secciones situadas a igual distancia como se muestra en la figura 4.5.

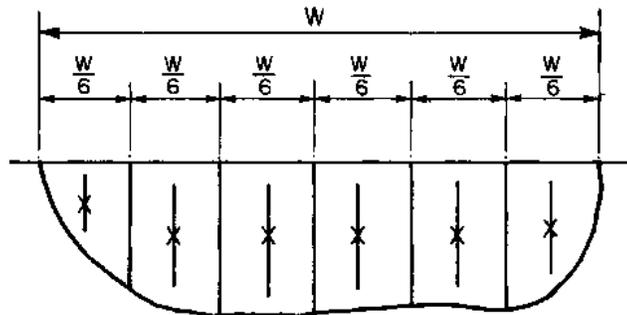


Figura 4.5. Esquema sugerido para el muestreo de sedimentos con puntos de muestreo a media profundidad del caudal

4.6.2. Muestreador integrador de profundidad

Para tener en cuenta las variaciones en la concentración de sedimentos en diferentes puntos de una corriente, se puede utilizar un muestreador-integrador, es decir, un muestreador que obtiene una muestra única agrupando pequeñas submuestras tomadas en diferentes puntos. En la figura 4.6 se ilustra un muestreador típico, que está constituido por una botella de vidrio metida en una armadura con forma de pez que se monta sobre una varilla cuando se quiere medir la altura de corrientes pequeñas o se suspende a un cable para corrientes mayores.

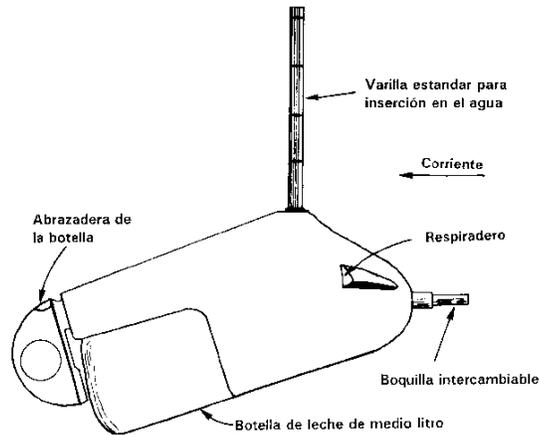


Figura 4.6. Muestreador integrador de profundidad

Para que la botella se llene fácil y regularmente cuando se encuentra por debajo de la superficie, es necesario que disponga de una boca para la entrada del agua, y de un tubo para permitir la salida del aire. La boca se suele diseñar con una sección transversal ligeramente ampliada detrás del punto de entrada para reducir el peligro de una presión contraria que podría obstaculizar la entrada de la corriente en la botella.

Cuando se está utilizando, el muestreador se desplaza desde la superficie hasta el fondo y vuelve a la superficie recogiendo la muestra en forma continua. Unos pocos ensayos determinarán cuánto tiempo hace falta para que la botella se llene durante este doble viaje. Ningún tipo de muestreador de botella debe seguir recibiendo más líquido una vez que la botella está llena porque eso provoca una acumulación de sedimento en la botella.

En algunos muestreadores-integradores trabajando en profundidad, la botella se saca del curso de agua cuando se ha llenado o poco antes de que se llene; otros tipos de muestreadoras pueden tener algún dispositivo para detener la entrada de agua una vez que la botella está llena.

4.6.3. Muestreador de punto

El muestreador de punto permanece en un lugar fijo de la corriente y toma muestras constantemente durante el tiempo que tarda la botella en llenarse. La apertura y el cierre de las válvulas del muestreador se controlan desde la superficie eléctricamente o por medio de cables.

Se deben tomar muestras a varias profundidades en cada una de las diversas secciones verticales, tal como se describe en la sección *Método velocidad/superficie* en el Capítulo 3, para medir la altura de las corrientes por el método del molinete, de manera que las dos operaciones se realizan a menudo simultáneamente.

Otro método para obtener muestras a diversas profundidades del curso de agua es el empleo de muestreadores automáticos que toman una muestra a una profundidad predeterminada de la corriente. Un ejemplo típico es el que está representado en la figura 4.7, utilizando una botella y dos tubos doblados. Los modelos comerciales utilizan tubos de cobre doblados a propósito, pero se puede utilizar un modelo más sencillo constituido por un tubo de plástico fijado a un marco rígido para que se mantenga en su sitio. La botella empieza a llenarse cuando la profundidad de la corriente alcanza el punto A y comienza el flujo de sifón a la botella; se para cuando la profundidad de la corriente se eleva al punto B que es la salida de la tubería que expele el aire.

La amplitud de la toma de muestras se controla ajustando la distancia entre los puntos A y B. En su variante más sencilla los tubos de entrada del agua y expulsión del aire están curvados en forma de U; esto significa que la corriente en el muestreador está en ángulo recto con el curso de agua, lo cual puede obstaculizar la concentración de sedimentos; un modelo más perfeccionado tiene dos tubos con una segunda curva para dirigir las aguas arriba hacia la corriente, como en la figura 4.8.

Si es necesario tomar una serie de muestras a medida que la corriente crece, se puede montar un muestreador automático como se indica en la figuras 4.8. La concentración del sedimento en suspensión suele ser mayor cuando la corriente está creciendo que cuando desciende.

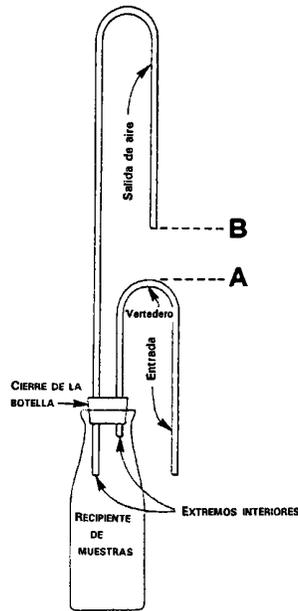


Figura 4.7. Muestreador de punto

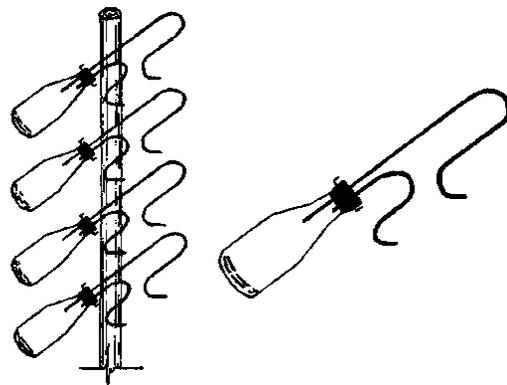


Figura 4.8. Conjunto de muestreadores para la toma progresiva de muestras cuando se produce un aumento del nivel

4.6.4. Muestreador de bombeo

Las muestras se pueden extraer de una corriente por bombeo manual. Sin embargo, durante casi 20 años se ha dispuesto de muestreadores automáticos que pueden introducir por bombeo una pequeña muestra en una serie de recipientes, en tiempos e intervalos predeterminados o en función de condiciones de la corriente predeterminadas, normalmente a la profundidad (USDA-ARS 1976). Inicialmente estos dispositivos solían ser grandes y pesados y podían dañarse en sus numerosos componentes eléctricos o mecánicos. No obstante, la electrónica ha dado origen a una nueva generación de muestreadores automáticos que son de menor tamaño, más confiables y económicos. Los programadores y cronometradores modernos conectados a una desviación de la corriente o a un transductor de presión en la corriente permiten una variedad casi infinita de programas de toma de muestras. Son posibles desniveles de aspiración de hasta seis metros, por lo que el muestreador puede colocarse por encima del nivel de la corriente.

4.6.5. Toma continua de muestras

Los modelos de caudales que aumentan y disminuyen y las variaciones de la concentración de sedimentos en diferentes caudales, pueden en cierta medida preverse a partir de observaciones; pero los muestreadores automáticos más perfeccionados no pueden predecir lo que va a suceder a continuación.

Un muestreador por bombeo automático puede actuar exactamente como está programado y tomar la serie de muestras necesaria cuando el caudal aumenta y disminuye; si en ese momento se produce una violenta tempestad en la cuenca hidrográfica que origina un caudal aún mayor, no podrán tomarse muestras porque los recipientes ya están llenos. La única forma de evitar que esto suceda consiste en disponer de un sistema de medición continua de las concentraciones de sedimentos, para lo que existen dos métodos:

- a. El uso de un turbidímetro óptico, el cual consiste en hacer pasar un rayo de luz a través del agua cargada de sedimentos desde una fuente situada a un lado de un canal hasta un sensor situado en el otro lado. El sensor puede medir el grado en que la luz es absorbida por las partículas de sedimento, o sea el principio de atenuación; también se puede medir el grado en que la luz se dispersa por las partículas en suspensión, lo que se denomina el principio de dispersión.
- b. El uso de los muestreadores de bombeo, que pueden programarse para que reaccionen a combinaciones de profundidad de la corriente y tiempo, y los datos se registran en un dispositivo de sólo lectura de memoria (ROM); es posible así almacenar gran cantidad de datos.

Los aforadores nucleares que miden la absorción de la dispersión de las radiaciones gama en lugar de la luz se utilizan un principio similar. Walling (1988) informa de la utilización positiva de esos instrumentos en muchos países y sugiere que, "sin embargo, los instrumentos son más complicados que los turbidímetros ópticos y se han limitado principalmente a mediciones experimentales especializadas y no a la supervisión de rutina".

4.7. Cálculo del arrastre de fondo

4.7.1. Mediciones directas

La forma más sencilla de calcular el arrastre de fondo consiste en cavar un agujero en el lecho de la corriente como se muestra en la figura 4.9, y en retirar y pesar el material que cae en él. La cuenca aguas arriba de un vertedero o canal de aforo puede actuar análogamente como una trampa de sedimentos, pero es posible que no se sepa si se ha recogido todo el arrastre de fondo. En los lugares con grandes cargas de arrastre, este procedimiento puede necesitar mucho tiempo y resultar engorroso.

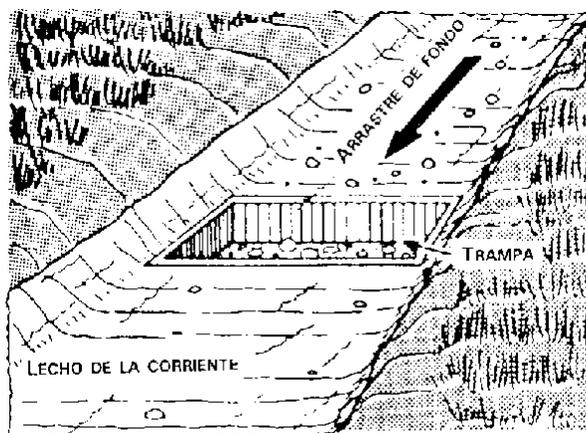


Figura 4.9. Trampa de arrastre de fondo

4.7.2. Muestreador

El cálculo del arrastre de fondo se puede efectuar a partir de muestras recogidas por un dispositivo que está situado por debajo del lecho de la corriente durante un tiempo determinado y que luego son extraídas para pesarlas. Se han utilizado numerosos dispositivos y su variedad demuestra la dificultad que existe para tomar una muestra exacta y representativa.

Los problemas que plantean los muestreadores del arrastre de fondo son:

- El muestreador perturba la corriente y modifica las condiciones hidráulicas en su punto de entrada.
- El muestreador tiene que descansar en el lecho de la corriente y tiende a hundirse en él al producirse una socavación en torno suyo.
- Para mantenerse estable en el fondo tiene que ser pesado, lo que dificulta su uso cuando se lo baja desde puentes o desde torres construidas para ese fin.
- Un muestreador tiene que reposar sobre un lecho razonablemente liso y no estar apoyado encima de piedras o cantos rodados.

Una forma sencilla para la toma de muestras de arrastre de fondo es una cesta de alambre con una aleta estabilizadora como se ilustra en la figura 4.10. El material que toma este modelo es reducido porque interfiere con la corriente y cierta cantidad de materia cada vez mayor a medida que la cesta se llena, se desvía en torno al muestreador. Esto se puede describir diciendo que la contrapresión reduce la corriente en el muestreador, lo cual transmite una imagen clara sin entrar a analizar la mecánica de la corriente fluida. Algunos muestreadores tienen una sección de dispersión detrás del orificio, lo que permite la entrada en el mismo a la misma velocidad de la corriente circundante. Estos muestreadores se denominan de diferencia de presión; la figura 4.11 ilustra un ejemplo de ellos.

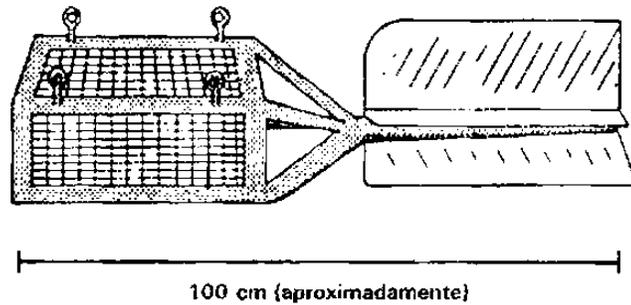


Figura 4.10. Muestreador de arrastre de fondo

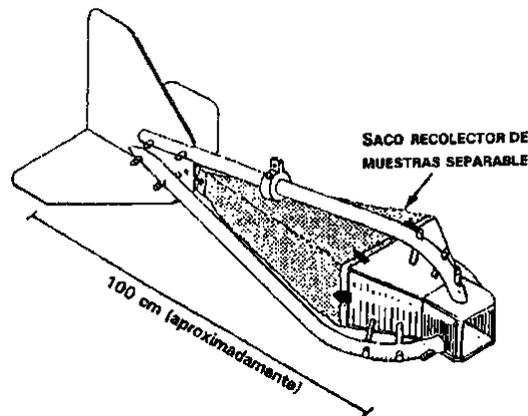


Figura 4.11. Muestreador de arrastre de fondo con diferencial de presión en la entrada

4.7.3. Trazadores radioactivos

En varios estudios se hace referencia al empleo de indicadores radioactivos para vigilar el movimiento del arrastre de fondo. La técnica consiste en insertar en la corriente un trazador radioactivo en una forma similar al arrastre de fondo, es decir, que debe tener la misma forma, dimensión y peso que el sedimento natural. El movimiento aguas abajo puede así vigilarse utilizando detectores portátiles. Otra solución consiste en aplicar el trazador a la superficie de un sedimento que se produce de manera natural, o incorporarlo a materias artificiales que se pueden radioactivar por medio de irradiaciones (Tazioli 1981).

4.7.4. Estimación empírica

La dificultad de obtener mediciones confiables del arrastre de fondo ha conllevado a calcularlo a partir de parámetros fáciles de medir; sin embargo, su uso no está difundido. Un método sencillo basado en el conocimiento de la concentración de los sedimentos en suspensión, de la textura de la materia en suspensión y de la materia del fondo se indica en la tabla 4.1. Einstein (1950) elaboró un método complicado que posteriormente se ha modificado y mejorado. Existen muchas otras fórmulas teóricas y su precisión y confiabilidad son discutibles.

Concentración del sedimento en suspensión (partes por millón)	Material del lecho del río	Textura de los elementos en suspensión	Descarga del arrastre de fondo expresada como % de la descarga de los sedimentos en suspensión
menos de 1000	arena	similar al lecho del río	25-150
menos de 1000	grava, rocas, arcilla dura	bajo contenido de arena	5-12
1000 - 7500	arena	similar al lecho del río	10-35
1000-7500	grava, rocas, arcilla dura	25% de arena o menos	5-12
más de 7500	arena	similar al lecho del río	5-15
más de 7500	grava, rocas, arcilla dura	25% de arena o menos	2-8

Tabla 4.1. Clasificación de Maddock para calcular el arrastre de fondo (Maddock 1975)

4.8. Estimación de la carga total

Un método para evitar cálculos separados de la carga de suspensión y del arrastre de fondo consiste en mezclar todo el sedimento en movimiento y tomar una única muestra de la mezcla. Un canal de medición de la turbulencia es una estructura construida ex profeso con obstrucciones en el lecho de la corriente para crear la máxima turbulencia posible antes de que la corriente pase a través de un vertedero donde se toman muestras. El mismo efecto se puede conseguir con un muro de rocas en el lecho de la corriente o cuando el caudal pasa a través de una apertura reducida como un puente o una alcantarilla. El material arrastrado de mayor tamaño se asentará en el lecho rápidamente por lo que la muestra se debe tomar sin demora con un recipiente que se llena con la mezcla.

En las corrientes mayores las muestras se pueden tomar en un canal de aforo de turbulencia utilizando un muestreador de ranura como se muestra en la figura 4.12 (Barnes y Johnson 1956).

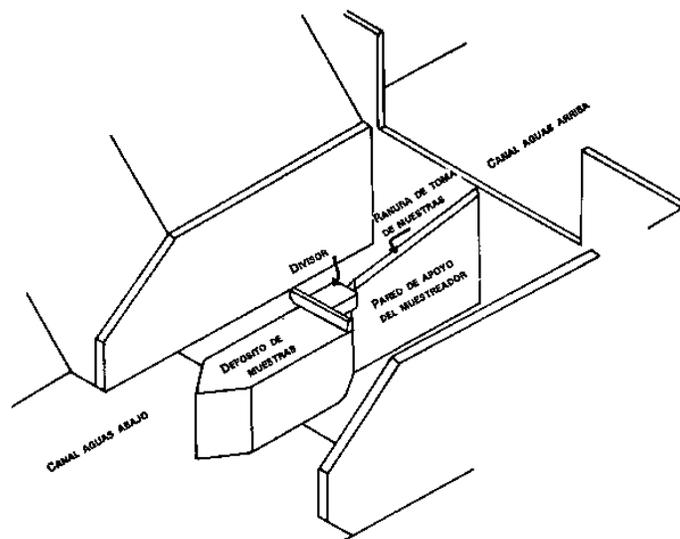


Figura 4.12. Muestreador ranurado para la carga total

Brown, Hansen y Champagne (1970) describen una aplicación de este método. La ranura de toma de muestras es estrecha y tiene los bordes afilados; el agua y el sedimento caen en el muestreador a través de una tubería o canal que conduce a un recipiente. La ranura no debe ser demasiado pequeña para que no quede bloqueada por basura y para que pueda captar partículas más grandes; por ejemplo, una ranura con un ancho de 5 (mm) en un vertedero de 5 (m) de ancho tomará una muestra de un milésimo de la corriente. Si a pesar de ello sigue siendo demasiado grande para ser manejada con facilidad, se podrán utilizar otras subdivisiones, sea un divisor de ranuras o una rueda muestreadora. Entre las dificultades que plantea este método cabe mencionar las siguientes:

- a. El divisor de ranuras puede afectar a la corriente en su entrada en la ranura;
- b. La ranura puede quedar bloqueada por basuras flotantes;
- c. La concentración del sedimento puede no ser igual a través del ancho del vertedero;
- d. El arrastre grueso de fondo puede no mezclarse de manera homogénea o simplemente no recogerse.

A escala mucho menor, en Australia existe un dispositivo que toma una muestra de la carga total en canales muy pequeños como surcos o surcos pequeños en tierras cultivadas utilizando un pequeño recipiente de plástico. Para evitar problemas de entrada se aplica una aspiración reducida.

4.9. Cálculo de los sedimentos depositados en embalses

La medición de la cantidad total de sedimentos depositados en pozas o embalses evita el problema de la relación de distribución de los mismos. A menos que el embalse sea lo suficientemente grande como para contener la totalidad de la escorrentía, es posible que parte del sedimento pase por encima del aliviadero. La proporción de sedimentos recogida se denomina eficiencia de captura y depende de:

- a. La dimensión de la trampa en comparación con la cantidad del caudal de entrada, es decir la proporción del caudal que se recoge en el embalse, y
- b. La velocidad de la corriente a través del embalse que, combinada con la dimensión de las partículas del material en suspensión, determina el tiempo que falta para que el sedimento se asiente en el embalse.

Es necesario realizar levantamientos topográficos de las cuencas de los embalses naturales o artificiales, precisos y a intervalos, para calcular la acumulación. En un embalse que se seca totalmente, la ejecución del levantamiento topográfico es relativamente sencilla. Cuando el embalse está parcialmente inundado, el levantamiento debe realizarse desde botes y el nivel de los sedimentos se puede determinar por medio de un sondeo de control o de una sonda acústica. Es asimismo necesario tomar muestras y determinar la densidad del sedimento para calcular el peso de la medición a partir del volumen.

La situación ideal es llevar a cabo el levantamiento una vez que el embalse se haya terminado y antes de que empiece a llenarse; los embalses existentes se pueden utilizar para comparar levantamientos topográficos sucesivos a lo largo del tiempo.

En todos los casos es sumamente conveniente establecer una línea de referencia permanente para que en levantamientos sucesivos se utilicen las mismas secciones transversales.

Actualmente se dispone de programas de informática para calcular el volumen almacenado a partir de la relación del área superficial con la profundidad del agua (a lo que se designa con el nombre de curva nivel/superficie); el peso total del sedimento se puede calcular a partir de su volumen y densidad.

CAPÍTULO V. ESTIMACIONES DEL CAUDAL A PARTIR DE MODELOS

5.1. Introducción

Algunas veces la forma más sencilla de calcular el efecto de un proceso físico consiste en utilizar una ecuación establecida o diagramas. La tendencia actual es la de recurrir a todos esos medios auxiliares y modelos de soluciones, los que tienden a ser cada vez más complicados y, consecuentemente, dependen de los ordenadores para llevar a cabo los procesos matemáticos.

Como siempre, el objetivo se debe definir claramente. ¿Se necesita información sobre el volumen de la erosión porque preocupa la pérdida de productividad o porque un embalse se está colmatando? ¿Es el producto final un número que se utilizará para diseñar algo o para entender mejor algún elemento del proceso de erosión?.

Por todo lo antes mencionado, en el presente capítulo se estudiarán aquellos métodos que permiten responder a preguntas que es probable que surjan en los proyectos de campo.

5.2. Tipos de modelos que se pueden encontrar

Antes de comenzar a estudiar los diferentes modelos para la estimación del caudal, es preciso dar una breve explicación de los diferentes tipos que se pueden encontrar:

- a. **Modelo empírico:** que se basa en la observación o el experimento y no deriva de la teoría. Se ajusta a hechos observados y permite predecir lo que sucederá en ciertas circunstancias, porque ya se sabe lo que ha sucedido antes en esas mismas condiciones. La confiabilidad de esos métodos depende de la base de datos experimentales; podría decirse que "esto va a suceder con toda seguridad" (porque siempre es así) o que "probablemente sucederá" (porque suele ser así), o que "podrá suceder" (porque a veces sucede). Una solución empírica puede ser una sencilla relación aproximada o una compleja ecuación de regresión múltiple.

La comparación del cálculo obtenido con un método empírico con el obtenido con otro método empírico, sin nuevos datos experimentales, es totalmente infructuosa y poco científica. El fundamento y el punto de partida de todo estudio empírico deben ser las mediciones físicas.

Se han creado modelos empíricos a partir de una base de datos experimentales obtenidos en determinadas condiciones, y se espera que el modelo funcione en esas condiciones. Sin embargo, no necesariamente funcionará en condiciones diferentes.

- b. **Modelo de factores:** que es un modelo empírico en el que cada una de las variables está representada por un factor cuantificado; luego los factores se combinan, por ejemplo, sumándolos o multiplicándolos.
- c. **Modelo basado en procesos:** denominado también modelo de componente analítico, que puede explicar matemáticamente cada uno de los procesos físicos separados y luego agrupar los efectos separados. Como hay muchas variables y muchos cálculos matemáticos, esos modelos sólo se pueden utilizar con la ayuda de ordenadores.
- d. **Modelos estocásticos:** que son particularmente útiles en los estudios hidrológicos y se basan en las probabilidades de que sucedan acontecimientos en una larga serie temporal.

Los dos últimos tipos de modelos quedan fuera del alcance del presente trabajo.

Ningún modelo puede ser nunca auténticamente universal, y hasta los modelos basados en procesos necesitan parámetros de corrección para las condiciones específicas de un lugar. Lo ideal sería que cada país o región diseñara sus propios modelos de predicción para que se ajusten a sus propias condiciones y a sus bases de datos.

Por último, es importante concluir diciendo que la precisión y confiabilidad de los cálculos a partir de modelos depende de los datos aportados, es decir, "si el modelo se alimenta con basura, se obtiene basura".

5.3. Cálculo del caudal

5.3.1. Caudales máximos de escorrentía

El cálculo del caudal máximo probable de escorrentía es necesario para diseñar canales, drenajes o alcantarillas, o para determinar los niveles máximos de inundación. Existen diferentes métodos empíricos para determinar el caudal máximo probable de escorrentía, pero a los efectos del presente trabajo, se expondrá uno de los más empleados por su sencillez.

a. La fórmula racional

La fórmula racional se describe como:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Donde:

Q: caudal, expresado en (m³/s)

I: intensidad de la lluvia, expresada en (mm/h)

A: superficie de la cuenca de aportación tributaria hasta el cierre del cálculo, expresada en (ha)

C: coeficiente de escorrentía (adimensional)

Las críticas que se le hacen al método racional no están vinculadas a su propia naturaleza, sino a su punto más conflictivo: **la estimación de sus parámetros**.

El área de la cuenca (A) se mide por medio de levantamientos topográficos, o a partir de mapas o fotografías aéreas.

Para obtener el valor de la intensidad (I) primero es necesario calcular el tiempo de concentración del área de captación, es decir, el tiempo máximo que tarda la escorrentía de superficie en pasar de cualquier punto de la cuenca a la salida. Existen diferentes formas de determinar este tiempo de concentración, que van desde fórmulas matemáticas hasta su determinación por tablas.

Una de las fórmulas más conocidas es:

$$t_c = 58 \cdot \left(\frac{Lr^3}{\Delta H} \right)^{0,385} \quad (\text{min.})$$

Donde:

t_c : tiempo de concentración, expresado en (min.)

L_r : longitud del río, expresado en (Km.)

ΔH : desnivel del río desde el nacimiento, expresado en (m)

Por su parte en la tabla 5.1 se presentan valores del tiempo de concentración en cuencas hidrográficas de diversos tamaños y pendientes.

Pendiente media de la cuenca (%)	0,05	0,1	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
Longitud máxima de la corriente (m)	Tiempo de acumulación (mín.)						
100	12	9					
200	20	16	8	6			
500	44	34	17	13	10	8	7
1000	75	58	30	23	18	13	10
2000	130	100	50	40	31	22	15
3000	175	134	67	55	42	30	22
4000	216	165	92	70	54	38	30
5000	250	195	105	82	65	45	35

Tabla 5.1. Tiempo de acumulación de pequeñas cuencas hidrográficas (Schwab, 1981)

El dato siguiente es sobre la intensidad máxima de la lluvia que es probable dure durante el tiempo de recolección de la información, de ser posible se deberán utilizar los registros de las precipitaciones locales para calcular este valor. Cuando no se dispone de registros locales se puede efectuar un cálculo a partir de la figura 5.1 que se deriva de los registros de las precipitaciones en Australia y África. Las tempestades que duran menos de cinco minutos pueden tener intensidades sumamente elevadas; este método no se debe utilizar para tiempos de recolección de cinco minutos o menos. Esta figura muestra la precipitación máxima que es probable se produzca por término medio una vez cada diez años. Para obtener figuras correspondientes a períodos más breves o mayores, se pueden utilizar los factores de conversión de la tabla 5.2.

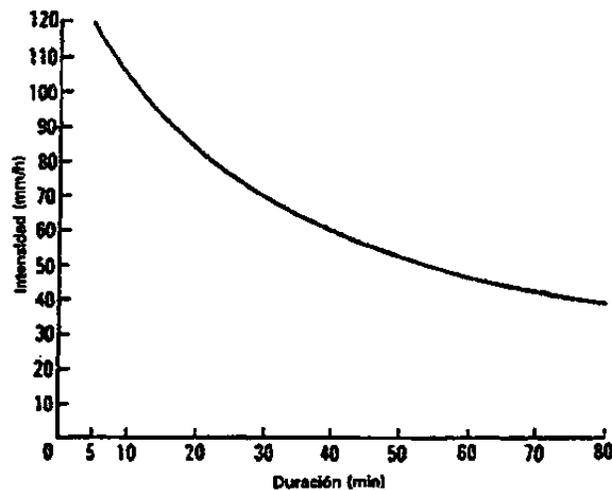


Figura 5.1. Relación entre la intensidad de la lluvia y la duración

Períodos de retorno	Factor de conversión de la intensidad de la lluvia anterior a períodos superiores e inferiores
2 años	0,75
5 años	0,85
10 años	1,00
25 años	1,25
50 años	1,50

Tabla 5.2. Factores de conversión de la probabilidad de la lluvia para diversos períodos

El coeficiente C es una medida de la proporción de la lluvia que se convierte en escorrentía. En un techo de metal casi toda la lluvia se convertirá en escorrentía, de manera que C será casi 1.0, mientras que un suelo arenoso bien drenado, donde las nueve décimas partes de la lluvia penetran en la tierra, el valor de C sería de 0,1. En la tabla 5.3 se presentan algunos valores de C. Cuando la cuenca tiene diferentes tipos de topografía, o de uso de suelo, se obtiene una media ponderada combinando los diferentes valores en proporción al área de cada uno de ellos.

Topografía y vegetación	Textura del suelo		
	Tierra franca arenosa	Tierra franca arenosa	Tierra franca arenosa
Bosques			
Llano, 0-5% de pendiente	0,10	0,30	0,40
Ondulado, 5-10% de pendiente	0,25	0,35	0,50
Montañoso, 10-30% de pendiente	0,30	0,50	0,60
Pastizales			
Llanos	0,10	0,30	0,40
Ondulados	0,16	0,36	0,55
Montañosos	0,22	0,42	0,60
Tierras cultivadas			
Llanas	0,30	0,50	0,60
Onduladas	0,40	0,60	0,70
Montañosas	0,52	0,72	0,82
Zonas urbanas			
	30% de la superficie impermeable	50% de la superficie impermeable	70% de la superficie impermeable
Llanas	0,40	0,55	0,65
Onduladas	0,50	0,65	0,80

Tabla 5.3. Valores del coeficiente C de la escorrentía (Schwab , 1981)

b. Método de Cook

Este método fue concebido inicialmente por un ingeniero del servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos, y requiere que se efectúe una valoración de algunos de los principales factores que influyen en la escorrentía: la cubierta vegetal, el tipo de suelo y el drenaje, y la pendiente del suelo.

El método original de Cook incluía un cuarto factor constituido por el grado de almacenamiento del área dentro de la cuenca, pero los ensayos han demostrado que el método se puede simplificar ignorando este factor, sin que se produzca una pérdida importante de su eficacia.

La situación de la cuenca hidrográfica se compara, con respecto a cada uno de los tres factores (la cubierta vegetal, el tipo de suelo y el drenaje, y la pendiente del suelo), con las condiciones enumeradas en la tabla 5.4, en la cual se señala la descripción que mejor se ajusta a la cuenca y se le asigna un valor. Se pueden utilizar valores intermedios; por ejemplo, si la mitad de la cuenca hidrográfica tiene una cobertura vegetal densa y el resto no tan densa, se podría utilizar un valor de 12 o 13. El total aritmético de los números correspondientes a cada una de las tres columnas se designa como la característica de la cuenca (CC).

Cubierta		Tipo de suelo y drenaje		Pendiente
Gramíneas densas	10	Suelos profundos y bien drenados	10	Muy llana o suave
Arbustos o hierbas medias	15	Suelos profundos moderadamente permeables	20	Moderada
Tierras cultivadas	20	Suelos de buena permeabilidad y profundidad	25	Ondulada
Desnuda o erosionada	25	Suelos de poca profundidad con drenaje difícil	30	Colina o escarpada
		Superficie rocosa o arcillas de densidad media	40	Montañosa
		Superficies impermeables y suelos anegados	50	

Para obtener el valor de CC, según esta tabla, elíjase el factor más adecuado de cada una de estas tres listas y súmelos.

Ejemplo: Hierba densa (10) en suelos poco profundos con un drenaje difícil (30) y una pendiente moderada (10): $CC = 10 + 30 + 10 = 50$.

Tabla 5.4. Valores de las características de la cuenca de Cook

A continuación se mide el área de la cuenca y, utilizando el área A y la característica (CC), se puede deducir la escorrentía máxima según la tabla 5.5. Esta tabla da la escorrentía para una probabilidad de 10 años; los factores de conversión indicados en tabla 5.2 se pueden aplicar para obtener las cifras correspondientes a otros periodos.

		Valores de las características de la cuenca CC											
		25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
A (Ha)	5	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	0,9	1,1	1,3	1,5	1,7	1,9	2,1
	10	0,3	0,5	0,7	0,9	1,1	1,4	1,7	2,0	2,4	2,8	3,2	3,7
	15	0,5	0,8	1,1	1,4	1,7	2,0	2,4	2,9	3,4	4,0	4,6	5,2
	20	0,6	1,0	1,4	1,8	2,2	2,7	3,2	3,8	4,4	5,1	5,8	6,5
	30	0,8	1,3	1,8	2,3	2,9	3,6	4,4	5,3	6,3	7,3	8,4	9,5
	40	1,1	1,5	2,1	2,8	3,5	4,5	5,5	6,6	7,8	9,1	10,5	12,3
	50	1,2	1,8	2,5	3,5	4,6	5,8	7,1	8,5	10,0	11,6	13,3	15,1
	75	1,6	2,4	3,6	4,9	6,3	8,0	9,9	11,9	14,0	16,4	18,9	21,7
	100	1,8	3,2	4,7	6,4	8,3	10,4	12,7	15,4	18,2	21,2	24,5	28,0
	150	2,1	4,1	6,3	8,8	11,6	14,7	18,2	21,8	25,6	29,9	35,0	40,6
	200	2,8	5,5	8,4	11,7	15,3	19,1	23,3	28,0	33,1	38,5	45,0	52,5
	250	3,5	6,5	9,7	13,2	17,2	21,7	27,0	32,9	39,6	46,9	55,0	63,7
	300	4,2	7,0	10,5	14,7	19,6	25,2	31,5	38,5	46,2	54,6	63,7	73,5
	350	4,9	8,4	12,6	17,2	23,2	30,2	37,8	46,3	53,8	62,5	71,5	81,0
	400	5,6	10,0	14,4	19,4	25,6	33,6	42,2	51,0	60,0	69,3	79,5	90,0
	450	6,3	10,5	15,5	21,5	28,5	36,5	45,5	55,5	65,5	76,0	86,5	97,5
500	7,0	11,0	17,0	23,5	31,0	40,5	51,0	62,0	73,0	84,0	95,0	106,5	

CC de la tabla 5.4, A en hectáreas, escorrentía (Q) en m³/s

Tabla 5.5. Cálculo de la escorrentía (Q) según el método de Cook

Otro factor a considerar es la forma de la cuenca hidrográfica. En la tabla 5.6 se da el coeficiente de afectación de la escorrentía de una cuenca si es que esta es regular es regular, ya sea cuadrada o redonda.

Forma de la cuenca hidrográfica	Coeficiente de afectación de la escorrentía
Cuenca cuadrada o redonda	1,0
Cuenca alargada y angosta	0,8
Cuenca ancha v corta	1.25

Tabla 5.6. Valores de afectación de la escorrentía según las características de la cuenca de Cook

5.3.2. Cantidad de escorrentía

Además de conocer la probable **proporción** de escorrentía, es necesario saber la **cantidad** total que pueda provenir de una cuenca. La escorrentía anual total se denomina rendimiento de una cuenca o volumen total de agua, aunque es posible que sea de más valor conocer los datos de períodos más breves, como el caudal mensual, o la cantidad de agua procedente de tormentas individuales. La utilidad del agua para el riego o para el consumo doméstico no sólo depende de la cantidad total, sino también del momento en que está disponible y de la confianza que se puede tener en el suministro. El dato del caudal medio podría dar una idea errónea si no se conoce la variación probable a cualquiera de los lados de la media y el caudal mínimo probable.

El diseño de un plan de regadío que utilice un caudal seguro y constante sería muy diferente de la de un plan que exija almacenar agua para regular un caudal poco seguro y variable. Las estimaciones de la disponibilidad de agua dependen, por consiguiente, de que se disponga de registros de las precipitaciones y del caudal de la corriente, y cuanto más largos y confiables sean los registros, más exacto será el cálculo basado en ellos.

Los métodos de cálculo de la cantidad total de agua son muy distintos en climas áridos y en climas húmedos. En climas húmedos, la capa de agua está bastante cerca de la superficie la mayor parte del tiempo y por encima del lecho de las corrientes y ríos. En consecuencia, se producen constantes filtraciones de la capa freática a las corrientes, además de la escorrentía directa procedente de las tormentas. No es posible saber cuánta agua de una corriente procede de filtraciones y cuánta procede del caudal de una tormenta, por lo que el caudal total no se puede correlacionar con los registros de las precipitaciones; la única forma de predecir la cantidad total de agua estriba en disponer de registros anteriores del caudal. En países con datos suficientes sobre los caudales, se pueden dibujar mapas que muestren las isoyetas o líneas de igual escorrentía. Naturalmente estos mapas se parecen a los mapas de precipitaciones, pero la proporción de escorrentía es mayor cuando las precipitaciones totales son mayores, por lo que la diferencia entre unas precipitaciones escasas o abundantes aparece exagerada en los mapas de escorrentía.

En las regiones áridas no existen depósitos de aguas freáticas de modo que tampoco hay filtraciones. El rendimiento de escorrentía está constituido, por lo tanto, íntegramente por la escorrentía de las tormentas y se puede calcular a partir de los registros de las precipitaciones.

La cantidad de escorrentía es la cantidad de precipitaciones menos las pérdidas, es decir:

$$Q \text{ (escorrentía)} = P \text{ (lluvias)} - L \text{ (pérdidas)}$$

En los climas semiáridos este método se puede utilizar para calcular la escorrentía anual a partir de las precipitaciones anuales substrayendo la evapotranspiración anual calculada. La escorrentía anual esta es función del uso de la tierra y de la latitud, y puede variar de 300 a 800 (mm) al año. Si se traza una gráfica de la escorrentía acumulada de una cuenca hidrográfica en comparación con las lluvias acumuladas, las pérdidas medias se pueden determinar a partir de la pendiente indicada en el gráfico de la figura 5.2. Esa gráfica se puede trazar utilizando datos diarios o semanales o a partir de tormentas individuales.

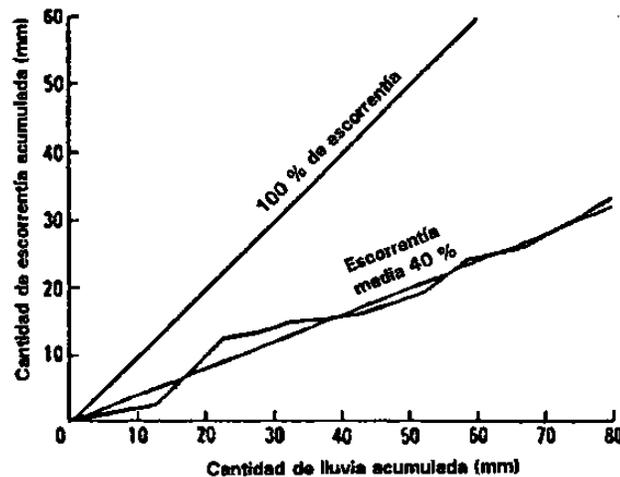


Figura 5.2. Gráfico para determinar la escorrentía media en los climas áridos o semiáridos

En los climas áridos las pérdidas ocurren por infiltración y evaporación; y se puede obtener un cálculo de la cantidad total aplicando la fórmula a cada tormenta, dando, por supuesto, que la pérdida es idéntica en todas ellas, con valores que van de 10 a 20 (mm) por tormenta.

Un método más exacto consiste en reconocer que las pérdidas van a variar en función de la precipitación durante la tormenta y según la cantidad de humedad que pueda absorber el suelo. La fórmula propuesta por el servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos, basados en estas consideraciones es:

$$Q = \frac{(I - 0,2S)^2}{I + 0,85}$$

Donde:

Q: escorrentía, expresada en (m³/s)

I: intensidad de lluvia de la tormenta, expresada en (mm)

S: cantidad de lluvia que puede absorber el suelo durante la tormenta, expresada en (mm).

Una posibilidad consiste en suponer un valor constante de S para una cuenca dada. Se pueden obtener cálculos más precisos asumiendo que, si las tormentas se producen en rápida sucesión, el suelo no tendrá tiempo de secarse en el lapso entre dichas tormentas. La tabla 5.7 indica algunos valores de S que tienen en cuenta este elemento, así como las diferentes capacidades de almacenamiento de diferentes suelos. En la figura 5.3 se traza la ecuación mencionada correspondiente a diversos valores de S.

Tipo de suelo	Número de días desde la última tormenta que causó la escorrentía		
	Más de 5	2-5	Menos de 2
Buena permeabilidad, por ejemplo, arenas profundas	150	75	50
Permeabilidad media, por ejemplo, suelo franco de arcilla arenosa y suelo franco de arcilla	100	50	25
Reducida permeabilidad, por ejemplo, arcillas	50	25	25

Tabla 5.7. Valores de S (mm) correspondientes a la fórmula de rendimiento de agua. Se pueden utilizar valores intermedios (de USDA-SCS, 1964)

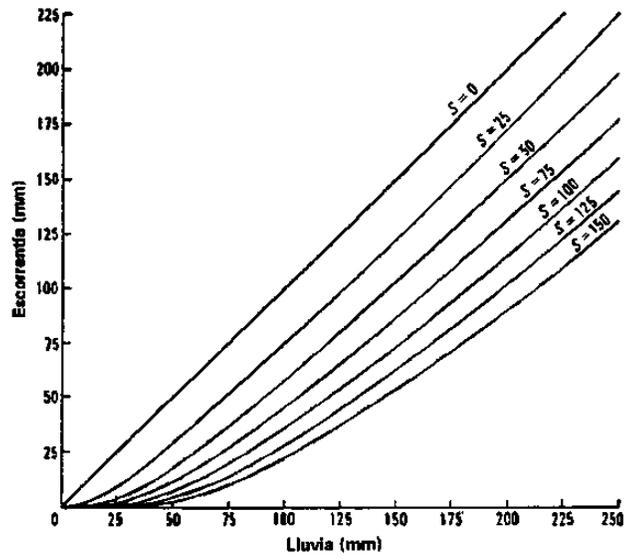


Figura 5.3. Relación entre la escoorrentía (Q) y la lluvia (I) correspondiente a diferentes valores de (S) utilizando la ecuación del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos

CAPÍTULO VI. LAS INUNDACIONES EN LOS RÍOS

6.1. Generalidades

Anegación, riada, inundación, son los términos más empleados para definir la circunstancia en que en un momento y en un lugar determinado el agua ocupa una superficie donde su presencia y su cantidad no son habituales. Este aporte extraordinario puede presentarse en forma circulante o estancada; en este sentido, **anegación** haría referencia a una acumulación de agua en un lugar determinado sin formación de corrientes y **riada**, a un caudal circulante con fuertes corrientes por desbordamiento de un río. Cuando son utilizados, no se tiene en cuenta la zona que cubren, ya sea ésta un tramo de carretera, una huerta, un terreno deshabitado y sin uso, o una vivienda.

A pesar de la amplia terminología existente, se considera como inundación aquella que es producida por las precipitaciones, las acciones del mar, el desbordamiento de los ríos y la rotura u operación incorrecta de obras de infraestructura hidráulica (presas principalmente), acciones que en no pocas ocasiones tienden a conjugarse con otros factores y a agravar por tanto los resultados.

6.2. Tipos de inundaciones

6.2.1. Inundaciones por precipitaciones "in situ"

Es la que se produce por la acumulación de agua de lluvia en un determinado lugar o área geográfica sin que ese fenómeno coincida necesariamente con el desbordamiento de un cauce fluvial.

Este tipo de inundación se genera tras un régimen de precipitaciones intensas o persistentes, es decir, por la concentración de un elevado volumen de lluvia en un intervalo de tiempo muy breve o por la incidencia de una precipitación moderada y persistente durante un amplio período de tiempo.

Lógicamente, es el primero de estos casos el que conlleva el mayor peligro para la población y sus bienes y el que plantea los principales inconvenientes a los servicios de coordinación e intervención para prevenir y controlar sus daños. Las precipitaciones torrenciales que se acumulan peligrosamente en un lapso muy breve de tiempo, hacen que el tiempo de respuesta de los servicios de emergencia sea más reducido.

6.2.2. Inundaciones por acciones del mar

Las inundaciones que el mar puede llegar a ocasionar pueden clasificarse en dos tipos de acciones: dinámicas y estáticas.

Son **acciones dinámicas** del mar, aquellas que son provocadas por un tsunami o maremoto.

Las **acciones estáticas** del mar no originan por sí mismas las inundaciones pero contribuyen de manera directa a su generación, ya que con marea alta y fuertes índices de pleamar obstaculizan el drenaje de los ríos en sus desembocaduras, es decir, frenan la evacuación de las aguas fluviales al mar abierto, que es su desagüe natural final.

6.2.3. Inundaciones por desbordamiento de los ríos

La causa de los desbordamientos de los ríos y los arroyos hay que atribuirla en primera instancia a un excedente de agua. El aumento brusco del volumen de agua que un lecho o cauce es capaz de transportar sin desbordarse produce lo que se denomina como avenida o riada.

Una **avenida** es el paso por tramos de un río, de caudales superiores a los normales, que dan lugar a elevaciones de los niveles de agua. Sus efectos pueden ser tan perniciosos que pueden causar:

- Peligro para la vida de las personas
- Peligro para la vida animal
- Daños en las explotaciones agrícolas y ganaderas
- Inundación de riberas
- Daños en las vías de comunicación
- Daños en edificaciones
- Daños en las presas y otras obras hidráulicas
- Cambios en el curso de los ríos

La aportación de agua al suelo se produce como consecuencia del clima, es decir, las precipitaciones; sin embargo, esta causa general no debe conducirnos a un error. Los cauces de los ríos y arroyos no siempre permanecen inalterados, no son rectos ni uniformemente anchos, no tienen la misma permeabilidad, no son ajenos a las construcciones del hombre, generalmente están afectados por los deslizamientos del terreno, los arrastres de sólidos, la acumulación de sedimentos, los meandros, los estrechamientos, los puentes que se construyen para vadearlos, las represas, las obstrucciones del ramaje, la deforestación...

Pero la razón más importante del desbordamiento de los ríos es sin duda la provocada por las avenidas, fenómeno que sólo o en combinación con las causas anteriormente citadas provocan el rebosamiento de los cauces y la consiguiente inundación de sus márgenes. Son por ello especialmente conflictivos las zonas muy llanas, los meandros y los puntos en los que los ríos se estrechan o pierden profundidad por falta de dragado, especialmente en las desembocaduras donde se acumula el limo y la tierra arrastrada por la corriente.

Hay que considerar de manera muy especial la creciente desaparición de la cubierta vegetal. El agua de lluvia es por naturaleza viajera y desde que se precipita sobre la tierra sufre los procesos de filtración, drenaje, retención, evaporación y consumo. La cubierta vegetal cumple entonces una función muy destacada al evitar el impacto directo de las gotas de agua sobre el terreno, impidiendo su erosión, al mismo tiempo que con sus raíces absorbe una parte de ella o dificulta su avance hacia los ríos, prolongando en éstos su tiempo de concentración. Además colabora en la disminución del transporte de residuos sólidos que posteriormente afectan a los cauces.

Todos estos factores son claramente observables y por consiguiente se pueden prever, aunque no son tan fáciles de controlar. La ocupación de las llanuras de inundación por parte del hombre en su continuo intento de beneficiarse del máximo aprovechamiento de los recursos naturales y establecerse cerca de ellos ha sido determinante y colabora en el aumento de la gravedad del fenómeno. Las implicaciones en estos casos dejan de ser exclusivamente naturales para reportar además una problemática económica, social y política.

6.2.4. Inundaciones por rotura u operación incorrecta de obras de infraestructura hidráulica

Aunque se trata de un hecho circunstancial poco probable y no necesariamente relacionado con los fenómenos meteorológicos, sino más bien con los geológicos o con la técnica, se ha incluido este tipo de inundación, con el objetivo de establecer los requisitos mínimos que deben cumplir los Planes Especiales de protección civil en cuanto a este riesgo y la información que deben contener particularmente los Planes de Emergencia de Presas.

Es evidente que la rotura de una presa, por pequeña que ésta sea, puede llegar a causar una serie de estragos no sólo a la población sino también a sus bienes, a las infraestructuras y al medioambiente. La propagación de la onda de avenida en ese caso resultará tanto más dañina cuanto mayor sea el caudal circulante, el tiempo de propagación y los elementos existentes en la zona de afectación (infraestructuras de servicios esenciales para la comunidad, núcleos de población, espacios naturales protegidos, explotaciones agropecuarias, entre otros). Por ello los planes de emergencias deberán contemplar la planificación de las acciones a seguir ante este posible riesgo.

Son funciones básicas de los Planes de Emergencia de Presas:

- Determinar, tras el correspondiente análisis de seguridad, las estrategias de intervención para el control de situaciones que puedan implicar riesgos de rotura o de avería grave de la presa y establecer la organización adecuada para su desarrollo.
- Determinar la zona posible de inundación en caso de rotura, indicando los tiempos de propagación de la onda de avenida y efectuar el correspondiente análisis de riesgos.
- Disponer la organización y medios adecuados para obtener y comunicar la información sobre incidentes, la comunicación de alertas y la puesta en funcionamiento, en caso necesario, de los sistemas de alarma que se establezcan.

Según el riesgo potencial que presenten, las presas se clasifican en:

- **Categoría A:** cuando su rotura o funcionamiento incorrecto pueda afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medio ambientales muy importantes.
- **Categoría B:** cuando su rotura o funcionamiento incorrecto pueda ocasionar daños materiales o medio ambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- **Categoría C:** cuando su rotura o funcionamiento incorrecto pueda producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso, a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

De esta clasificación, son las de categoría "A" ó "B" las que obligatoriamente deberán disponer del correspondiente Plan de Emergencia de Presas, cuyo contenido será remitido a los organismos competentes en materia de protección civil de las Comunidades que puedan verse afectadas por el mismo, quienes informarán a su vez a las autoridades municipales cuyo territorio pueda ser alcanzado por la onda de avenida.

Entre la información mínima que debe figurar en el plan, se realizará un análisis de seguridad de la presa en la que se tendrán en cuenta los posibles comportamientos anormales de la estructura de la presa, las avenidas extremas, anomalías en el funcionamiento de los sistemas de desagüe, los efectos de un movimiento sísmico o el deslizamiento de las laderas del embalse.

6.3. Magnitudes de una inundación

Como se ha dicho anteriormente, la causa primera generadora de las inundaciones es de carácter climatológico, es decir, **la intensidad y la concentración de las precipitaciones**. Este y otros factores que ayudan a magnificar sus resultados conforman en primer lugar el volumen de las escorrentías y posteriormente el de las avenidas. A todos estos factores que nos ayudarán a analizar y medir la gravedad de una inundación los vamos a llamar magnitudes.

En el campo de la prevención es de vital importancia tener un perfecto conocimiento no sólo de estas magnitudes sino también de la geografía por la que circulan los ríos y arroyos, desde su nacimiento hasta su desembocadura, pues es allí donde las vamos a observar. El cálculo de los parámetros por los que se rigen las avenidas y las inundaciones en general nos van a ayudar a diseñar unos **mapas de riesgo** en los que se encuentren perfectamente marcadas las zonas posibles de inundación y sus puntos más conflictivos, para lo cual hay que tener siempre muy en cuenta el histórico de inundaciones producidas en unos mismos lugares por lo que se denominan períodos de retorno. Los períodos de retorno, por ejemplo de 50 ó 100 años, suponen una estimación en la que se indica que en un período determinado de tiempo acontece una inundación histórica con un registro de precipitaciones muy superiores a la media estadística. La elaboración de estos mapas de riesgo es uno de los objetivos principales del Plan Hidrológico Nacional, recogido dentro de las medidas no-estructurales a adoptar para la prevención de avenidas.

6.3.1. Precipitaciones

La medición recogida por un pluviómetro, registrada en milímetros o calculada en volumen de agua precipitada por unidad de tiempo (litros por metro cuadrado), es determinante para conocer el alcance de una inundación. Es fácilmente comprensible que un alto índice de precipitaciones en un lapso de tiempo reducido adquiere mayor gravedad en tanto las escorrentías superficiales apenas sufren el proceso de filtración y saturan la capacidad de evacuación de los cauces. Lo mismo ocurre en el entorno urbano en donde el sistema de alcantarillado, que es un drenaje artificial, se ha diseñado con una capacidad de evacuación limitada y que no siempre se encuentra en estado óptimo de limpieza o es deficiente por su sección.

6.3.2. Pendientes

Los efectos de las pendientes como factor generador de inundaciones dependen del nivel de inclinación del terreno. Si éste es muy elevado, aumenta rápidamente el flujo de las escorrentías, tanto su cauce como la velocidad de las aguas transportadas. Esto produce entre otros resultados la reducción del tiempo de concentración en los colectores así como la erosión del suelo, arrastrando a su paso elementos sólidos que se depositan en sus lechos y provocan consecuentemente la disminución de la sección de los ríos y arroyos o su total o parcial obstrucción. En determinados casos ni siquiera objetos pesados son capaces de ofrecer resistencia a la fuerza de las escorrentías.

Cuando el grado de la pendiente es muy reducido, casi llano, se produce el efecto contrario pero igualmente pernicioso. Aquí el agua tiende a estancarse y a formar lagunas que son incapaces de evacuarlas o lo hacen muy lentamente, fenómeno aumentado en muchas ocasiones por la escasa permeabilidad o la saturación del subsuelo.

6.3.3. Cubierta vegetal

Si las inundaciones son ya por sí mismas un riesgo natural inevitable, la mano del hombre contribuye en múltiples ocasiones a multiplicar sus efectos. Una de las formas en que colabora en el aumento de las crecidas es por medio de la deforestación.

La cubierta vegetal impide en gran medida la erosión del suelo al retener con sus hojas las gotas de agua y evitar el impacto directo contra la superficie de la tierra. Además de obstaculizar con su presencia la formación y recorrido de la escorrentía, absorbe con sus raíces una buena parte de la misma, reduciendo la cantidad del caudal y aumentando el tiempo de concentración del mismo.

Por tanto los esfuerzos de la administración y los movimientos ecologistas en favor de la repoblación no se ciñen meramente a un objetivo estético sino a una necesidad perentoria.

6.3.4. Permeabilidad del suelo

La permeabilidad del suelo contribuye a la disminución de los caudales superficiales en favor de las escorrentías subterráneas y la formación y regeneración de acuíferos, que son vitales en períodos deficitarios o de sequía prolongada. En suelos impermeables, como por ejemplo los compuestos de arcillas, se genera un volumen alto de escorrentía superficial o se forman lagunas dependiendo del grado de inclinación del terreno.

6.3.5. Red de drenaje

La red de drenaje es la encargada de canalizar las aportaciones de las escorrentías a los colectores y de organizar los flujos de los cauces desde su cabecera hasta su desembocadura. Para ello se construyen grandes obras estructurales como por ejemplo los embalses de regulación de las cuencas que sirven, entre otras razones, para contrarrestar las avenidas y evitar los desbordamientos de los ríos.

Pero no basta con la creación de embalses de laminación para prevenir las inundaciones sino que además las cuencas necesitan de unas labores de mantenimiento como el dragado de los lechos en las llanuras fluviodeltáicas y en las desembocaduras, donde tienden a depositarse los sedimentos sólidos arrastrados por la corriente.

Además es necesario evitar la influencia negativa de las obras de infraestructura que pueden obstruir la evacuación natural de las aguas y respetar el dominio público hidráulico. El **dominio público hidráulico** es el constituido por los siguientes bienes de titularidad pública:

- Aguas continentales
- Cauces de corrientes naturales
- Lechos de lagos, lagunas y embalses en cauce público
- Acuíferos, a los efectos exclusivos de disposición o afección de recursos hidráulicos

6.4 Identificación del riesgo

En cualquier lugar del mundo, las inundaciones son el riesgo natural que mayor número de pérdidas económicas y humanas ha causado a lo largo del tiempo. Durante toda su historia la gravedad de su impacto ha ido avanzando en la misma medida en que el hombre se ha ido asentando y extendiendo en esos espacios naturales compartidos por el agua o proclives a albergar agua. Este elemento, sin duda, ha sido el más necesario para el hombre, que lo ha empleado no sólo para su consumo y la higiene, sino también para su desarrollo económico (agricultura, ganadería, piscicultura, aguas medicinales y curativas). Del agua se ha aprovechado hasta la energía cinética que ofrecen los cursos fluviales y las corrientes marinas, con la creación de centrales hidroeléctricas, molinos de harina, batanes, entre otros.

Esta necesidad del agua ha derivado en una degradación total de la convivencia entre el hombre y el medio, al ocupar aquél sus territorios naturales que el agua siempre ha reclamado para sí. En este sentido, el agua busca siempre su sitio natural en íntima complicidad con la vegetación y la geomorfología del terreno. Desoyendo esta premisa, la población ha ido ocupando paulatinamente las llanuras de inundación sin la protección de obras hidráulicas.

Para ello se han amparado en los largos períodos secos que tienen lugar en ocasiones. En esos períodos, las zonas teóricamente con posibilidad de inundación permanecen inalteradas y secas, lo que da a entender que el fenómeno ha dejado de existir. Luego, cuando se han construido edificaciones, instalado recintos para el ganado, cultivado el suelo, llega un período hidrológico extraordinario y las avenidas vuelven a generarse en lo que se conocen como períodos de retorno. Los daños en estos casos son muy cuantiosos tanto económicos como, en ocasiones, en vidas humanas.

Finalizaremos este apartado diciendo que **la mayoría de los desastres naturales pueden prevenirse** y por ello debemos trabajar y colaborar todos para que ese factor sorpresa que tienen otras emergencias se reduzca a cero.

6.5. La predicción meteorológica

Como se ha dicho anteriormente, la principal causa generadora de las inundaciones es la lluvia, que se cataloga según su cantidad, duración en el tiempo y extensión geográfica.

a. Según su cantidad

DEBIL	menor o igual a 2 l/m ²
MODERADA	entre 2 y 15 l/m ²
FUERTE	entre 15 y 30 l/m ²
MUY FUERTE	entre 30 y 60 l/m ²
TORRENCIAL	mayor de 60 l/m ²

b. Según su duración

OCASIONAL	Duración menor del 30% del período de predicción
PERSISTENTE	Duración mayor del 60% del período de predicción

c. Según su extensión geográfica

AISLADA	Afecta entre el 10% y el 30% del ámbito geográfico de la predicción
GENERALIZADA	Afecta al 60% o más del ámbito geográfico de la predicción

Por último hay que decir que los umbrales a partir de los cuales, las precipitaciones empiezan a ser adversas están entre los 30 (l/m²) en una hora o los 60 y 80 (l/m²) en un período de 12 horas continuadas.

6.6. Actuaciones ante las inundaciones

Las actuaciones encaminadas a hacer frente a las inundaciones y sus efectos podrían dividirse primero en dos grandes bloques:

a. las preventivas

b. **las emergentes** que son aquellas que se derivan de la propia situación de emergencia. La mayoría de ellas traen consigo la evacuación de viviendas y el rescate y salvamento de vidas como objetivo preferente, y posteriormente la reparación de los daños y el restablecimiento de la situación original.

Pero, sin duda, el bloque de medidas en el que Protección Civil ha de trabajar intensamente es en el de la prevención, objetivo primordial para el correcto cumplimiento de su cometido.

Dentro de estas **actuaciones preventivas** debemos distinguir tres subgrupos:

- a. Actuaciones estructurales
- b. Actuaciones no-estructurales
- c. Actuaciones preventivas de Planificación

a. Actuaciones estructurales

Se aplican con el objeto de obstaculizar, en la medida de lo posible, los fenómenos de formación y propagación de las avenidas. Se denominan estructurales porque suponen la construcción de una obra hidráulica o implican una manipulación del terreno por donde discurre el agua. Dentro de estas actuaciones destacamos algunas:

- a. Trabajos de conservación de suelos y corrección de cuencas (reforestación y ordenamiento de cultivos)
- b. Corrección y regulación de cauces (limpiezas de cauces, dragados, etc.)

- c. Construcción y explotación de embalses de regulación
- d. Obras hidráulicas de protección de riberas, encauzamiento, espigones, etc.
- e. Drenajes

Las actuaciones estructurales son sinceramente costosas pero, desde luego, no menos costosas que la reparación de los daños, que, al fin y al cabo, es un dinero a fondo perdido y no una inversión que garantice que lo que ha ocurrido una vez no volverá a suceder en el futuro, al menos, con la misma magnitud o violencia. De hecho, en muchos países, sobre todo del Tercer Mundo, las pérdidas causadas han anulado el crecimiento económico de tal manera que han involucionado a épocas ya pasadas y superadas.

b. Actuaciones no-estructurales

Estas actuaciones van encaminadas a impedir, reducir, minimizar o incluso anular los daños generados por las inundaciones. No suponen, como en el caso anterior, una intervención física del hombre sobre la red hidrológica, sino una predicción del fenómeno y un cálculo de probabilidades de aparición en el tiempo y afección del entorno. Este cálculo emplea normalmente períodos de retorno de 100 y 50 años.

Entre las medidas no-estructurales destacan las siguientes:

- a. Elaboración de mapas de riesgo (mínimo, medio o alto)
- b. Identificación y zonificación de las áreas posibles de inundación
- c. Aplicación de la normativa legal sobre aguas
- d. Contratación de seguros

La implantación de estas medidas, no obstante, se enfrenta a numerosas dificultades. Por una parte, la ocasionalidad de las inundaciones, que, como se ha dicho, pueden aparecer a intervalos de tiempo relativamente amplios, llevan al hombre a menospreciar la posibilidad de que efectivamente suceda algún día (tarde o temprano acabará sucediendo). Por otro lado, elaborar mapas de riesgo y restringir los usos del suelo es incompatible con el crecimiento urbanístico y el desarrollo económico e industrial de territorios con grandes limitaciones geográficas. En último lugar, cabe recordar que la aplicación y el respeto de este tipo de medidas debe ser labor de todas las administraciones públicas y ello supone realizar un alarde de coordinación que hoy por hoy está lejos de ser ejemplar por la complejidad del propio sistema y de las relaciones políticas.

c. Actuaciones preventivas de planificación

Su objetivo es el de prever el riesgo y sus efectos para estar preparados en caso de intervención. Entre ellas se encuentran las siguientes:

- a. Implantación y control del Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH)
- b. Elaboración de planes especiales de Protección Civil

Horas y días antes de acontecer la catástrofe podemos adelantarnos a sus efectos acometiendo una serie de actuaciones preventivas de urgencia tales como:

- a. Alertar a la población ribereña
- b. Evacuación preventiva de las zonas posibles de inundación
- c. Creación de defensas provisionales con sacos de arena u otros materiales más sólidos
- d. Restricción de la circulación por carretera
- e. Desalojo de maquinaria agrícola y otros bienes costosos
- f. Traslado del ganado estabulado hacia zonas altas
- g. Desembalses para contrarrestar las avenidas

6.7. Embalses

6.7.1. Su función

Los embalses suponen un elemento regulador muy importante en toda cuenca. Su función más destacada, además del uso del agua para abastecimiento, riego, usos industriales y producción de energía eléctrica, es la de **laminación de avenidas**, es decir, la disminución de la cantidad y la velocidad del agua de un río crecido por efecto de las fuertes lluvias. Pero cuando la cantidad de agua embalsada se aproxima a los niveles de seguridad de las presas se hace necesario arrojar una parte del contenido sobre una cuenca que puede encontrarse ya en un nivel alto de saturación. Por eso es conveniente para los servicios de emergencia realizar un seguimiento continuo de la evolución de los embalses en los períodos húmedos. En este sentido, los datos que conviene saber en esos momentos son los siguientes:

- a. Volumen embalsado en hectómetros cúbicos
- b. Aportación de la cuenca en las últimas 24 horas
- c. Aportación de la lluvia en las últimas 24 horas medida en milímetros
- d. Desembalses en hectómetros cúbicos

6.7.2. Elementos de una presa

a. Aliviaderos

Es la obra que permite derivar el caudal del río que llega a la presa para conducirlo a un punto de aguas abajo de la misma, procurando que esta devolución de agua al río no provoque ningún problema en la estabilidad de la presa ni del cauce.

Generalmente el caudal excedente se toma de la parte alta del embalse y se lleva de nuevo por un canal artificial al río. Los caudales normales son retenidos en el embalse y derivados por dispositivos de toma o evacuados a través de los desagües, con lo que el aliviadero no tiene necesidad de entrar en funcionamiento. Pero en grandes avenidas no son suficientes estos medios de evacuación de las aguas y es cuando el aliviadero se acciona.

Las partes fundamentales de un aliviadero son:

- a. Canal de aproximación
- b. Sección de control o estructura vertedora
- c. Transición
- d. Rápida
- d. Disipador de energía
- c. Canal de salida

b. Desagües

El desagüe sirve para evacuar el agua almacenada en un embalse de forma regulada. Actúa como regulador de avenidas evacuando el agua almacenada temporalmente, o bien desagüando el volumen necesario con anticipación a la llegada de la avenida.

Se utiliza también para vaciar el embalse y realizar inspecciones, trabajos de mantenimientos y reparación o para destruir especies perjudiciales de peces, entre otras funciones.

- a. Tomas o desagües de explotación:** están relacionados con el verdadero objetivo del embalse; a través de ellas se evacua agua para riego, abastecimiento, central hidroeléctrica, etc. Estas tomas están situadas por debajo del nivel mínimo de explotación del embalse para que la carga sea suficiente para desaguar el caudal necesario.
- b. Desagüe de superficie:** suele usarse para casos de avenidas aunque para este fin se usan últimamente los de fondo. Este desagüe está situado por debajo de los aliviaderos pero por encima de la toma de explotación.
- c. Desagüe de medio fondo o profundo:** tienen la toma a una cota inferior que las tomas de explotación.
- d. Desagüe de fondo:** sirve para bajar el nivel por debajo de las tomas, para limpiar sedimentos y para el mantenimiento de la obra.

Los desagües están compuestos por canales, tuberías, túneles y compuertas que permiten la evacuación controlada.

6.7.3. Desembalse de las presas

La Dirección General de Presas no permite que el embalse sobrepase el 90% de su capacidad; por tanto, llegado a este nivel, el embalse comienza a desalojar agua a través de los desagües de fondo. Debido a fuertes lluvias el embalse puede llegar hasta su nivel o cota máxima y los desagües pueden no ser suficientes para mantener el nivel de seguridad; es entonces cuando el agua se evacua a través de los aliviaderos.

6.8. Recomendaciones a la población

6.8.1. Antes de que llegue el periodo de lluvias

- a. Tenga preparado un botiquín de primeros auxilios con aquellos medicamentos que usan permanente o esporádicamente todos los miembros de la unidad familiar.
- b. A fin de evitar contaminaciones, coloque todos los productos tóxicos, herbicidas, insecticidas, entre otros, fuera del alcance del agua.
- c. Es aconsejable almacenar agua y alimentos, preferentemente aquellos que no requieran refrigeración o ser cocinados. Provéase de un equipo de emergencia para cocinar.
- d. Calcule las cantidades de alimentos necesarios para tres días.
- e. Revise periódicamente su tejado y bajadas de agua, y elimine toda acumulación de escombros, hojas, tierra, etc. que puede obstaculizar el paso del agua al alcantarillado, la cuneta o acequia próxima a su vivienda.
- f. Coloque fuera del alcance de las aguas los bienes y objetos de valor, muebles, vestuario, documentación personal, etc., situándolos en los puntos más altos de la vivienda.
- g. Tenga preparado una linterna y una radio de pilas secas cargadas, ya que pueden ser de gran utilidad.
- h. Conozca la altura del lugar más alto de su vivienda.

6.8.2. Durante el periodo de lluvias

- a. Sintonice su emisora local o la televisión para obtener información del Instituto Nacional de Meteorología o de Protección Civil.
- b. Use su teléfono únicamente para informar a las autoridades.
- c. Retire del exterior de su casa muebles y objetos que puedan ser arrastrados por las aguas.
- d. Desconecte todos los aparatos eléctricos. Utilice económicamente víveres y material de calefacción.
- e. Prepárense para abandonar su vivienda y acudir al lugar preestablecido si considera que su vivienda está en peligro o así lo ordenan las autoridades competentes.
- f. No estacione vehículos ni acampe en cauces secos, ni a la orilla de ríos, para evitar ser sorprendido por una súbita crecida de agua o por una riada.

6.8.3. En caso de evacuación

- a. Desconectar la electricidad, el gas y el agua. No toque los aparatos eléctricos si están mojados.

- b. Cerrar y asegurar las ventanas y puertas para que no puedan ser destruidas por vientos fuertes, objetos volantes o escombros. Cerrar la puerta o puertas de acceso.
- c. Notificar su llegada a la autoridad local y sus datos personales (nombre, domicilio, lugar de origen y personas que le acompañan).

6.8.4. Después de la emergencia

- a. Efectuar una inspección previa por si hubiera riesgo de derrumbamiento.
- b. Abstenerse de beber agua que no reúna todas las garantías higiénicas. Hierva el agua antes de consumirla.
- c. Retirar los animales muertos durante la inundación.
- d. Seguir las normas sanitarias y de higiene en la limpieza y alimentación, dictadas por la autoridad competente.

CAPÍTULO VII. GUÍA PARA LA EVALUACIÓN DE UNA CUENCA DE RÍOS DE MONTAÑA

7.1. Antecedentes

Uno de los problemas más latentes y que con frecuencia se presentan en los ríos de montaña, lo constituye las recurrentes inundaciones y las graves afectaciones sociales, económicas y de salubridad, que sufren los asentamientos humanos que se ubican en la cuenca baja, sobre todo aquellas poblaciones que sin un criterio técnico se asienta en las fajas con riesgos de inundaciones por parte de las crecidas del río.

Acompaña a los problemas mencionados con anterioridad, las obras hidráulicas que muchas veces suelen construirse en dichos ríos para la protección de los asentamientos humanos que se ubican en la fajas con riesgos de inundación y para el aprovechamiento de sus potencialidades, que en muchos casos se diseñan y se construyen sin contar con los estudios básicos que permitan la caracterización de estos ríos para garantizar la seguridad y la durabilidad de estas obras.

Como una forma de orientar a los profesionales vinculados con esta problemática, a continuación se presenta una guía para la evaluación de una cuenca de un río de montaña, de forma tal que al finalizar el estudio, el mismo pueda disponer de los elementos básicos de la cuenca que le permitan la toma de las decisiones más aceptadas.

7.2. Objetivo que se persigue con la evaluación de una cuenca de un río de montaña

Para lograr el objetivo que se persigue con la evaluación de una cuenca de un río de montaña, los trabajos a realizar se pueden dividir en tres etapas fundamentales:

La primera, encaminada a la caracterización de la cuenca objeto de estudio, cuyas actividades a desarrollarse son:

- a. Recolectar los datos históricos fluviométricos y pluviométricos disponibles para la cuenca en estudio.
- b. Determinar las áreas de aporte y sus parámetros físicos representativos: características morfológicas de la cuenca y del sistema fluvial, tipo de suelos, vegetación y uso del suelo, entre otros.
- c. Analizar la información disponible y efectuar la caracterización física e hidrológica de la cuenca de aporte.
- d. Reforzar el sistema de monitoreo de la cuenca bajo criterios técnicos previamente establecidos.
- e. Proponer medidas preliminares para aliviar los riesgos existentes.

La segunda, encaminada al estudio de la dinámica del comportamiento de la cuenca, cuyas actividades incluyen:

- a. El estudio de la hidráulica del río mediante la simulación con modelos matemáticos.
- b. La elaboración de mapas de riesgo a las inundaciones.

- c. La evaluación de las posibilidades del uso del caudal transportado por el río con fines agrícolas y de abasto a las comunidades.

La tercera, encaminada a la elaboración del diagnóstico del estado de situación de la cuenca, cuyas actividades a desarrollarse son:

- a. La elaboración del diagnóstico del estado de situación de la cuenca a partir de los resultados obtenidos en las etapas anteriores
- b. La definición de las acciones no estructurales encaminadas a impedir, reducir, minimizar o incluso anular los daños generados por las inundaciones. Entre las medidas no estructurales a ser analizadas, se destacan las siguientes:
 - Elaboración de mapas de riesgo (mínimo, medio o alto).
 - Identificación y zonificación de las áreas inundables.
 - Aplicación de la normativa legal sobre aguas.

7.3. Guía para la evaluación de una cuenca de río de montaña

El alcance que deberá tener la guía para la evaluación de una cuenca de un río de montaña se resume a:

I. ASPECTOS GENERALES

- I.1. Antecedentes
- I.2. Ubicación geográfica de la cuenca del río objeto de estudio
- I.3. Justificación del estudio

II. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

- II.1. Objetivo general
- II.2. Objetivos específicos

III. DESARROLLO DEL ESTUDIO

III.1. Caracterización de la cuenca objeto de estudio

- III.1.1. Resultados de la recolección de los datos históricos fluviométricos y pluviométricos disponibles para la cuenca objeto de estudio
- III.1.2. Determinación de las áreas de aporte y sus parámetros físicos representativos: características morfométricas de la cuenca y del sistema fluvial, tipo de suelos, vegetación y uso del suelo
- III.1.3. Análisis de la información disponible y caracterización física e hidrológica de la cuenca de aporte
- III.1.4. Medidas para reforzar el sistema de monitoreo de la cuenca bajo criterios técnicos previamente establecidos
- III.1.5. Propuesta de medidas preliminares para aliviar los riesgos existentes

- III.2. Estudio de la dinámica del comportamiento de la cuenca del río
 - III.2.1. Simulación de la hidráulica del río mediante el uso de modelos matemáticos
 - III.2.2. Elaboración de los mapas de riesgo a las inundaciones
 - III.2.3. Evaluación de las posibilidades de uso del caudal transportado por el río con fines agrícolas y de abasto a las comunidades
- III.3. Diagnóstico del estado de situación
 - III.3.1. Diagnóstico del estado de situación actual de la cuenca a partir de los resultados obtenidos en las etapas anteriores
 - III.3.2. Propuesta de medidas preliminares para aliviar los riesgos existentes
- IV. ASUNTOS GLOBALES
 - IV.1. Componentes relacionados al medio ambiente
 - IV.2. Impactos ambientales previstos
- V. MEDIDAS NO ESTRUCTURALES A TOMAR DE FORMA INMEDIATA
 - V.1. Líneas de acción inmediata
 - V.2. Instrumentos para la implementación de las acciones definidas
- VI. CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES
 - VI.1. Conclusiones generales
 - VI.2. Recomendaciones

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

CAPÍTULO VIII. BASES PARA LA ELABORACIÓN DE UN PLAN INTEGRAL DE GESTIÓN DE RIESGO PARA LA PREVENCIÓN DE CATÁSTROFES

8.1. Antecedentes

Como se ha venido apuntando con anterioridad, los estudios ha desarrollarse en una cuenca de un río, deberán atravesar por dos etapas fundamentales, una primera, encaminada a la evaluación de la cuenca con el objeto fundamental de obtener su caracterización y el establecimiento de la dinámica de su comportamiento y, una segunda, donde se proceda a la elaboración de un Plan Integral de Gestión de Riesgo para la prevención de catástrofes, dirigida en lo fundamental a la definición de las acciones estructurales con el propósito de obstaculizar, en la medida de lo posible, los fenómenos de formación y propagación de las avenidas.

Precisamente en el presente capítulo se proponen las bases fundamentales para la elaboración de un Plan Integral de Gestión de Riesgo para la prevención de catástrofe.

8.2. Objetivo de la elaboración de un Plan Integral de Gestión de Riesgo para la prevención de catástrofes

Durante esta etapa de trabajo, se desarrollará el estudio a diseño final, tomándose como punto de partida, la información obtenida durante la etapa inicial de evaluación de la cuenca, el mismo que tendrá como objetivo fundamental:

1. **Evaluar y definir acciones estructurales** con el propósito de obstaculizar, en la medida de lo posible, los fenómenos de formación y propagación de las avenidas. Siendo las medidas estructurales a ser analizadas:
 - a. Trabajos de conservación de suelos y corrección de cuencas (reforestación y ordenación de cultivos).
 - b. Corrección y regulación de cauces (limpiezas de cauces, dragados, entre otros.).
 - c. Construcción y explotación de embalses de laminación y regulación.
 - d. Construcción de obras hidráulicas de protección de riberas, encauzamiento, espigones, etc.
 - e. Construcción de obras de drenajes.
2. **Definición de las acciones no estructurales** encaminadas a impedir, reducir, minimizar o incluso anular los daños generados por las inundaciones

8.3. Plan Integral de Gestión de Riesgo para la prevención de catástrofe y el aprovechamiento de la cuenca de un río de montaña

El alcance que deberá tener el Plan Integral de Gestión de Riesgo para la prevención de catástrofe y el aprovechamiento de la cuenca de un río de montaña se resume a:

- I. RESUMEN EJECUTIVO
 - I.1. Título del proyecto
 - I.2. Ubicación del proyecto
 - I.3. Institución ejecutora
 - I.4. Justificación del proyecto
 - I.5. Beneficiarios directos
 - I.6. Presupuesto y fuente
 - I.7. Tiempo de ejecución del plan integral de gestión
- II. ASPECTOS GENERALES
 - II.1. Antecedentes
 - II.2. Ubicación geográfica del área de estudio
 - II.3. Justificación del plan integral de gestión
- III. OBJETIVOS DEL PLAN INTEGRAL DE GESTIÓN
 - III.1. Objetivo general
 - III.2. Objetivos específicos
- IV. INFORMACIÓN BÁSICA PARA LA ELABORACIÓN DEL PLAN MAESTRO
 - IV.1. Levantamiento de la información básica obtenida durante la etapa de evaluación de la cuenca
 - IV.2. Análisis de la información y diagnóstico del estado de situación
- V. DEFINICIÓN DE LAS ACCIONES PARA EL CONTROL DE LAS INUNDACIONES Y EL APROVECHAMIENTO DE LA CUENCA
 - V.1. Recomendación de acciones no estructurales para el control de las inundaciones
 - V.2. Evaluación y propuesta de las acciones estructurales
- VI. CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN
 - VI.1. Cronograma de ejecución
- VII. PRESUPUESTO Y FUENTE DE FINANCIAMIENTO
 - VII.1. Resumen de costos y financiamiento
 - VII.2. Sostenibilidad
- VIII. ENTE EJECUTOR Y MECANISMOS DE EJECUCIÓN
 - VIII.1. Ente ejecutor
 - VIII.2. Mecanismos de ejecución
- IX. MONITOREO Y EVALUACIÓN
 - IX.1. Monitoreo
 - IX.2. Informes y talleres
 - IX.3. Evaluaciones propuestas

X. BENEFICIOS DEL PLAN INTEGRAL DE GESTIÓN

X.1. Beneficios

X.2. Beneficiarios

X.3. Riesgos

XI. CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES

VI.1. Conclusiones generales

VI.2. Recomendaciones

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

CAPÍTULO IX. EJEMPLOS DE PROBLEMAS QUE SE HAN PRESENTADO EN OBRAS HIDRÁULICAS CONSTRUIDAS EN CAUCES DE RÍOS DEBIDO A MALOS ENFOQUES EN EL DISEÑO

9.1. Análisis de algunas teorías sobre las causas de los accidentes en las obras de ingeniería

A través de la historia de la ingeniería ha ocurrido una gran cantidad de accidentes en las obras hidráulicas construidas en los cauces de ríos. Las consecuencias de la mayoría de esos accidentes han sido dramáticas y han producido pérdidas humanas, materiales y económicas significativas.

Numerosos investigadores han tratado de explicar las causas de muchos accidentes que se han producido a lo largo de la historia, a través de diferentes teorías, entre las que se destacan:

a. La teoría de accidentes de Petroski

Este autor llama la atención sobre la forma en que repetitivamente se producen accidentes que podrían haber sido evitados si se hubiera generado, dentro de los participantes en el proceso de diseño, un juicio basado en la razón y en el estudio exhaustivo de otros casos de fallas conocidas.

Destaca dentro de su teoría el hecho de que las causas de fallas se deben a errores de diseño según patrones que se dan en la historia de la ingeniería de manera recurrente. La idea general es que los accidentes se producen debido a errores en el proceso de diseño.

Este punto de vista es bastante generalizado en la ingeniería civil, según Petroski, se considera que “el elemento humano incrementa claramente las tasas de falla y por consiguiente reduce la fiabilidad de los sistemas diseñados comparado con las predicciones analíticas que obviamente ignoran o subestiman el elemento humano en el diseño.

En el trabajo de Petroski se presenta un conjunto de reglas para que los proyectistas e ingenieros no cometan errores que ya han sido anteriormente cometidos por otros. Un listado de las principales reglas se puede resumir de la siguiente manera:

1. El hecho de mejorar las fallas en un diseño conocido a través de otro diseño, no lleva en si mismo directamente a un diseño superior.
2. No se pueden usar sólo parámetros geométricos para pasar de un diseño a otro de mayor escala.
3. Al modificar algunas condiciones en un problema, con la intención de mejorar su solución, pueden alterarse otros elementos que producen un contra efecto, de manera que se empeora dicha situación.
4. Todos los diseños se realizan en un estado de relativa ignorancia del comportamiento completo del sistema diseñado.
5. La visión estrecha (o enfoque encasillado) impide a los diseñadores considerar las fallas tan cuidadosamente en los límites del diseño principal como dentro del mismo.

6. El exceso de confianza que genera el éxito prolongado de un diseño es contraproducente, ya que relaja los estándares de seguridad en los diseñadores.

b. La teoría de accidentes de Dörner

Según Dörner las causas de los accidentes radican en el proceso racional de la toma de decisiones por parte de los agentes que controlan el funcionamiento del sistema. Es decir, en la “inteligencia operativa” que controla el proceso de toma de decisiones, el error humano.

En su teoría Dörner resalta que las personas encargadas de tomar las decisiones, generalmente actúan siguiendo patrones característicos negativos entre los que se destacan:

1. Actúan sin previo análisis de la situación.
2. Fallan en anticipar efectos secundarios.
3. Asumen como correctas sus decisiones basándose en la ausencia de efectos negativos inmediatos.
4. Dejan que la “sobre-involucración” en proyectos los distraigan de necesidades emergentes.
5. Violación de normas de seguridad por excesiva auto-confianza.
6. Culpan de los fracasos a otras personas.
7. Tendencia a confiar en la experiencia, en lugar de analizar.

9.2. Ejemplos de problemas que se han presentado en obras hidráulicas construidas en cauces de ríos debido a malos enfoques en el diseño

A continuación se presentan algunas de las fallas más comunes que se han presentado en obras hidráulicas construidas en cauces de ríos debido a malos enfoques en el diseño, de manera tal que sean consideradas por los proyectistas en sus futuros diseños.

- a. Error en el diseño de la protección de la planta hidroeléctrica contra las inundaciones, motivado por una deficiencia en la información del caudal sólido que transportaría el río donde se ubica dicha obra (ver figuras 9.1, 9.2, 9.3, y 9.4).

Las razones que permitieron concluir que el error de diseño que se cometió en este proyecto, se debió a una deficiencia en la información del caudal sólido que transportaría el río donde se ubica dicha obra fueron:

1. A momento que tuvo lugar la inundación de la planta hidroeléctrica, el caudal de agua que circulaba por el río era inferior al de diseño, por lo que la avenida se catalogó como ordinaria dentro del proceso concebido en la etapa de diseño.
2. Que a momento de ejecutar el proyecto de un conjunto hidráulico (presa), todos los objetos de obras que se diseñen, tienen que ser protegidos de manera tal que para el paso de caudales por el lecho del río inferiores o iguales al de diseño, los mismos no sufran ningún daño, aspecto este que no se cumplió en la obra objeto de estudio (ver figuras 9.1 y 9.2).

3. Que los estudios realizados sobre el transporte de sedimentos se consideraron insuficientes, ya que se limitaron a la toma de 8 muestras de sedimentos en suspensión y una muestra de arrastre de fondo, en tan solo un período de seis meses.
4. No se tuvieron en cuenta la magnitud de los sedimentos que podían ser transportados por el río y que podían destruir los muros de protección de las instalaciones de la planta hidroeléctrica (ver figuras 9.3 y 9.4).



Figura 9.1. Vista del lecho del río



Figura 9.2. Vista de la planta inundada como resultado del desbordamiento del río



Figura 9.3. Vista del lecho del río y de la magnitud de los sedimentos transportados



Figura 9.4. Vista de la planta cubierta por los sedimentos que transporta el río

- b. Error en el diseño de la protección de la planta hidroeléctrica contra las inundaciones, motivado por una deficiencia en la información del caudal sólido que transportaría el río donde se ubica dicha obra.

Las razones que permitieron concluir que el error de diseño que se cometió en este proyecto, se debió a una deficiencia en la información del caudal sólido que transportaría el río donde se ubica dicha obra fueron:

1. A momento que tuvo lugar la inundación de la planta hidroeléctrica, el caudal de agua que circulaba por el río era inferior al de diseño, por lo que la avenida se catalogó como ordinaria dentro del proceso concebido en la etapa de diseño.

2. Que a momento de ejecutar el proyecto de un conjunto hidráulico (presa), todos los objetos de obras que se diseñen, tienen que ser protegidos de manera tal que para el paso de caudales inferiores o igual al de diseño por el lecho del río, los mismos no sufran ningún daño, aspecto este que no se cumplió en la obra objeto de estudio (ver figuras 9.5 y 9.6).
3. Que los estudios realizados sobre el transporte de sedimentos se consideraron insuficientes, ya que la información disponible, no permitió una simulación adecuada del comportamiento del río, para las nuevas condiciones de funcionamiento impuestas por la presencia de una presa que ocasionaría el cierre de su cauce. La cantidad de sedimentos transportado por el río, colmató rápidamente la capacidad del embalse, provocando el desbordamiento del río por una de sus márgenes, y la inundación de la planta que se observa en las figuras 9.5, 9.6, 9.7 y 9.8.



Figura 9.5. Vista de la planta momentos antes de que se produjera la inundación



Figura 9.6. Vista de la planta inundada como resultado del desbordamiento del río



Figura 9.7. Vista de la planta inundada después de ocurrido el fenómeno



Figura 9.8. Vista de la planta inundada después de ocurrido el fenómeno

- c. Error en el diseño de la protección del desagüe de fondo de la presa, motivado por una deficiencia en la información de los posibles arrastres de fondos que transportaría el río donde hasta donde se ubica dicha obra.

Las razones que permitieron concluir que el error de diseño que se cometió en este proyecto se debió a una deficiencia en la información del caudal sólido que transportaría el río donde se ubica dicha obra fueron:

1. A momento que tuvo lugar los daños ocasionados al desagüe de fondo, el caudal de agua que circulaba por el río era inferior al de diseño, por lo que la avenida se catalogó como ordinaria dentro del proceso concebido en la etapa de diseño.
2. A momento de ejecutar el proyecto de un conjunto hidráulico (presa), todos los objetos de obras que se diseñen, tienen que ser protegidos de manera tal que para el paso de caudales por el lecho del río inferiores o igual al de diseño, los mismos no sufran ningún daño, aspecto este que no se cumplió en la obra objeto de estudio (ver figuras 9.11 y 9.12).
3. Los estudios realizados sobre el transporte de sedimentos se consideraron insuficientes, ya que no se tuvieron en cuenta la magnitud de los sedimentos capaces de transportar el río, y por consiguiente no se adoptó una protección adecuada de las estructuras. Máxime si estaba previsto que parte de los sedimentos iban a ser evacuados por el desagüe de fondo, para evitar la colmatación del embalse (ver figura 9.10).



Figura 9.9. Vista de la presa en la zona aguas abajo



Figura 9.10. Vista de la magnitud y la cantidad de sedimentos que llegaron hasta el desagüe de fondo



Figura 9.11. Vista de los daños sufridos por la losa de fondo del desagüe de fondo después de ocurrido el fenómeno



Figura 9.12. Vista de los daños sufridos por la losa de fondo del desagüe de fondo después de ocurrido el fenómeno

- d. Error en el diseño de la sección de control de la descarga de una presa, debido a la colocación de un puente en el canal de salida de un aliviadero cuya capacidad de evacuación es menor que el caudal de paso por el aliviadero.

Las razones que permitieron concluir que el error de diseño que se cometió en este proyecto, se debió a una deficiencia en el diseño de la sección de control de la descarga de una presa, fueron:

1. La erosión que tuvo lugar en el canal de salida del aliviadero de la presa, que provocó su destrucción parcial, debido a los elevados niveles alcanzados en dicho canal, como resultado de la falta de capacidad de evacuación de un puente de acceso vehicular que fuera colocado en el lecho del río, ubicado aguas abajo de la descarga del aliviadero (ver figuras 9.13 y 9.14).
2. La incompatibilidad en la capacidad de paso de caudal entre ambas obras diseñadas, el aliviadero de la presa y el puente vehicular. El caudal de paso por el aliviadero era muy superior al caudal de diseño del puente, aspecto este que convertía al puente en la sección de control que regularía el paso del caudal por el río y no la propia sección de control del aliviadero diseñado.



Figura 9.13. Vista del canal de salida del aliviadero parcialmente destruido



Figura 9.14. Vista del puente vehicular colocado aguas abajo de la descarga del aliviadero

- e. Error en el diseño y la ejecución del desagüe de fondo de la presa, lo cual provocó las roturas de las tuberías que lo componen, ocasionando excesivas filtraciones concentradas al pie del talud seco de la presa, en la zona del cauce interrumpido del río por donde pasan dichas tuberías.

Las razones que permitieron concluir que el error de diseño que se cometió en este proyecto, se debió a una deficiencia en el diseño y la ejecución del desagüe de fondo de la presa, fueron:

1. Las excesivas filtraciones concentradas al pie del talud seco de la presa, en la zona del cauce interrumpido del río por donde pasan dichas tuberías (ver figuras 9.15 y 9.16).

2. El error cometido durante la etapa de diseño, se debió a la deficiencia en la ubicación de los mecanismos de control del desagüe de fondo. Estos mecanismos fueron ubicados en la descarga de las tuberías (ver figura 9.16), y no en la zona de acceso a las mismas, como lo recomienda la bibliografía especializada, para que en caso de roturas, se puedan ejecutar las actividades de inspección y reparación, previo cierre de las válvulas de regulación del caudal.
3. El error cometido durante la ejecución del desagüe de fondo consistió en el cambio del tipo de tubería a colocar, pues en el proyecto inicial se habían concebido tuberías de fierro fundido y durante la etapa de ejecución se cambiaron por tuberías de hormigón armado.



Figura 9.13. Vista de las filtraciones al pie del talud seco de la presa



Figura 9.14. Vista de la ubicación de la cámara de válvulas y de la pérdidas de caudal por el pie del talud de la presa

BIBLIOGRAFÍA

1. Aldon E.F. y Brown F.J.: A prefabricated flume for gaging ephemeral streams, 1965, Colorado.
2. Barnes K.K. y Johnson H.P.: A runoff sampler for large watersheds, Agricultural Engineering, 1956.
3. Barnett A.P. y Holladay J.H.: To weigh dry soil in sludge-fast, Agricultural Engineering, 1965.
4. Bos M.G. (ed).: Discharge measurement structures, International Institute for Land Reclamation and Improvement, 1976, Wageningen.
5. Brabben T.: Erosion and Sediment Transport Measuremen, 1981, Indonesia.
6. Comisión Federal de Electricidad; Manual de diseño de obras civiles, Hidráulica Fluvial, México, 1981.
7. Calvin V. D., Tratado de Hidráulica Aplicada, ED. Revolucionaria, La Habana, Cuba, 1968.
8. Chow V.T.; Open Channel Hydraulics, Editorial Pueblo y Revolución, La Habana, Cuba, 1984.
9. Carrara P.E. y Carroll T.R.:The determination of erosion rates from exposed tree roots in the Piceance Basin, 1979, Colorado.
10. Chamberlain A.R.: Measuring water in small channels with WSC flume, 1952, State College of Washington.
11. Einstein H.A.: The bed-load function for sediment transportation in open channel flows, 1950, Washington DC.
12. FAO: Upper Solo watershed management and upland development project, Indonesia, 1976, Roma.
13. FAO: Hydrology for soil and water conservation in coastal regions of north Africa, 1976, Roma.
14. FAO: Network on erosion-induced loss in soil productivity, Report of a workshop at Bog or, 1991, Dirección de Fomento de Tierras y Aguas, Roma.
15. Hernández S. CO, Aliviaderos, Tomo I, Ciudad de La Habana, Cuba, 1997
16. Hudson N.W.: A research project on hydrology and soil erosion in mountain watersheds in Sri Lanka, 1981, Nueva York.
17. Hydraulics Research: Sediment discharge measurements, Magat Catchment, Filipinas, 1990, Wallingford.
18. Horace W. K.; Manual de Hidráulica, Editorial Pueblo y Revolución, La Habana, Cuba, 1984.

19. Kraatz D. B; Majan I. K; Pequeñas obras hidráulicas, FAO, Roma, 1976.
20. León M. A., Estopiñán P. A., Hidráulica de canales, Vd. Pueblo y Revolución, La Habana, Cuba, 1989.
21. León M. A., Manual de obras hidrométricas, Primera Edición, Vd. ISPJAE, La Habana, Cuba, 1997.
22. Laws J.O.: Measurements of fall velocity of water drops and raindrops, 1941.
23. Ministerio de la construcción, Manual práctico de hidráulica. Tomo I. Vd. MICONS.
24. Sotto A. L., March A. C., Temas de Ingeniería Hidráulica, Vd. Pueblo y Revolución, La Habana, Cuba, 1985.
25. USDI.: Water Measurement Manual. Departamento del Interior de los Estados Unidos, Oficina de Colonización, 1975, Denver, Colorado.
26. USBR, Diseño de presas pequeñas / MiCons. La Habana 1972.
27. Field Manual for Research in Agricultural Hydrology, Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, 1979, Washington DC.