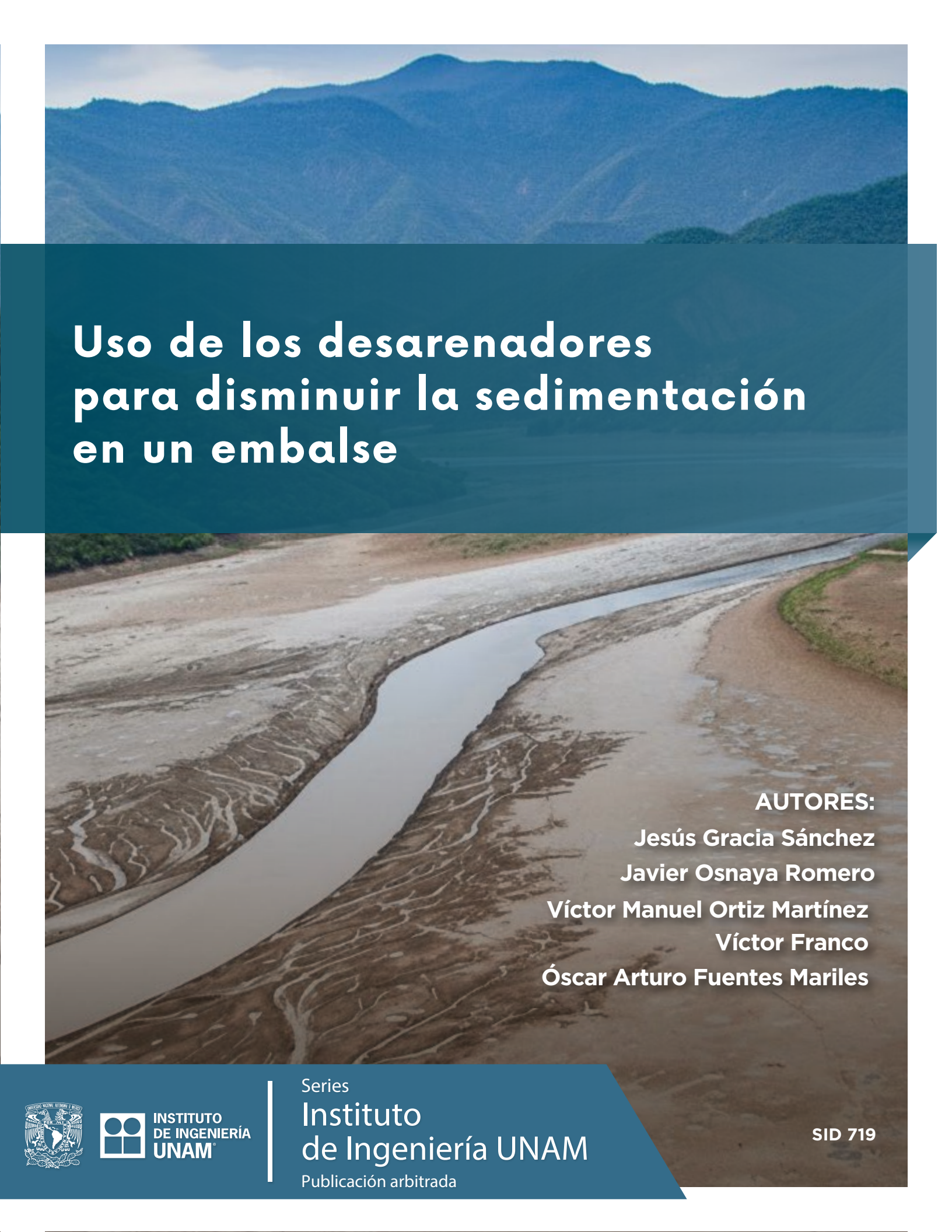




Uso de los desarenadores para disminuir la sedimentación en un embalse

AUTORES:

Jesús Gracia Sánchez

Javier Osnaya Romero

Víctor Manuel Ortiz Martínez

Víctor Franco

Óscar Arturo Fuentes Mariles



INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM

Series

Instituto
de Ingeniería UNAM

Publicación arbitrada

SID 719

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco

Publicación arbitrada

ISBN: 978-607-647-004-6

DOI: [10.22201/iingen.9786076470046e.2026](https://doi.org/10.22201/iingen.9786076470046e.2026)

Uso de los desarenadores para disminuir la sedimentación en un embalse

The use of desanders to reduce reservoirs sedimentation

Jesús Gracia Sánchez¹

IIUNAM

jgs@pumas.iingen.unam.mx

Javier Osnaya Romero²

IIUNAM

jor@pumas.iingen.unam.mx

Víctor Manuel Ortiz Martínez³

IIUNAM

VOrtizM@iingen.unam.mx

Víctor Franco⁴

IIUNAM

vfr@pumas.iingen.unam.mx

Óscar Arturo Fuentes Mariles⁵

Posgrado en Urbanismo, UNAM

ofm@pumas.iingen.unam.mx

Serie de Investigación y Desarrollo

SID719

Junio 2026

¹ Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

² Técnico Académico, Instituto de Ingeniería, UNAM

³ Técnico Académico, Instituto de Ingeniería, UNAM

⁴ Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

⁵ Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

Uso de los desarenadores para disminuir la sedimentación en un embalse

Primera edición, 20 de junio de 2026

SID 719

D.R.© 2025 Universidad Nacional Autónoma de México

Instituto de Ingeniería, UNAM

Ciudad Universitaria, CP 04510, Ciudad de México

ISBN: 978-607-647-004-6

doi: <https://doi.org/10.22201/iingen.9786076470046e.2026>

La obra fue editada por el Instituto de Ingeniería, de la Universidad Autónoma de México (IIUNAM). El cuidado de la edición estuvo a cargo de la Unidad de Promoción y Comunicación del IIUNAM. Esta obra está gratuitamente disponible para consulta e impresión, en archivo PDF de 6.5 MB, en la sección de Publicaciones del portal electrónico del IIUNAM, <http://www.iingen.unam.mx>, desde que se terminó de editar.

Términos de licenciamiento Creative Commons para protección de la difusión por terceras personas y derechos de autor de la presente obra: Atribución-NoComercial 4.0 Internacional.



Agradecimientos

Los autores agradecen la motivación que nos dio el M. en I. Jaime Euclides Camargo Hernández, sin la cual no hubiera sido posible elaborar el presente trabajo, ya que nos proporcionó un importante acompañamiento en su concepción y desarrollo.

Les agradecemos a Jesús Gracia Minquini y Diego Alberto Cruz Martínez, por su ayuda en la transcripción del texto y elaboración de figuras y tablas.

Agradecemos el apoyo del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por brindar la infraestructura necesaria; sin ella no hubiera sido posible concluir este documento.

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco

Resumen

Se aborda el problema de la sedimentación en embalses y su tratamiento. Se inicia con una introducción al problema de la sedimentación, enfatizando el aporte de sedimentos, provenientes tanto de canales como de cuencas. Posteriormente, se presentan las ideas principales de los métodos que existen para el control de sedimentos y se describe el efecto de la retención de estos sedimentos en los embalses, además del cálculo del comportamiento en el interior de los mismos, incluyendo la posible formación de corrientes de densidad. Asimismo, se presentan diferentes criterios de cálculo numérico, que consideran los principales parámetros morfológicos, la hidrodinámica del embalse, sus propiedades y concentración de sedimentos; adicionalmente, se aborda una propuesta del manejo de sedimentos al interior de los embalses para su extracción. Como tema complementario se aborda el diseño de desarenadores en relación al posible desvío de agua de ríos o embalses. Finalmente, se discuten algunos de los problemas inducidos por los sedimentos aguas abajo de los embalses; Se incluyen varios ejemplos de aplicaciones numéricas.

Palabras clave: Sedimentos, reservorios, muestreo, densidad de corriente, dragado.

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco

Abstract

The problem of sedimentation in reservoirs and its treatment is addressed. It begins with an introduction to the problem of sedimentation, emphasizing the contribution of sediments, coming from both channels and watersheds. Subsequently, the main ideas of the methods that exist for sediment control are presented and the effect of the retention of these sediments in the reservoirs is described, in addition to the calculation of the behavior inside them, including the possible formation of density currents. Also, different numerical calculation criteria are presented, which consider the main morphological parameters, the hydrodynamics of the reservoir, its properties and sediment concentration; additionally, the possible management of sediments inside the reservoirs for their extraction is addressed. As a complementary topic, the design of sand traps in relation to the possible diversion of water from rivers or reservoirs is addressed. Finally, some of the problems induced by sediment downstream of reservoirs are discussed; several numerical application examples are included.

Keywords: Sediments, reservoirs, sampling, density current, dredging

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco

Índice

Agradecimientos	iii
Resumen	v
Abstract	vii
Índice	ix
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. El mecanismo del aporte de sedimento de la cuenca.....	2
1.2. El comportamiento del sedimento en el embalse	3
1.3. Estudio del problema de sedimentación	6
1.3.1. Aporte de sedimentos	6
1.3.2. Retención de sedimentos en el embalse	6
1.3.3. Manejo de sedimentos.....	8
1.3.4. Aspectos adicionales relacionados con los sedimentos.....	8
2. APOORTE DE SEDIMENTOS DE LOS CAUCES	11
2.1. Introducción.....	11
2.2. De registros obtenidos en el embalse.....	11
2.2.1. A partir del sedimento depositado.....	11
2.2.2. A partir de levantamientos batimétricos.....	12
2.3. De registros obtenidos del cauce	12
2.3.1. Aforo de sedimentos en corrientes naturales.....	13
3. APOORTE DE SEDIMENTOS DE LA CUENCA	31
3.1. Introducción.....	31
3.2. Criterio del USBR	32
3.3. Embalses de la CFE.....	32
3.4. Fórmula universal de pérdida de suelo (FUPS).....	33
3.4.1. Transporte del material sólido.....	35
3.4.2. El coeficiente de entrega de sedimentos de la pérdida de suelo.....	40
3.4.3. Simulación del proceso de erosión en cuencas.....	41
4. CONTROL DEL APOORTE DE SEDIMENTO	43
4.1. Control del sedimento fino	43
4.2. Control del sedimento grueso	45

5. RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN EL EMBALSE	47
5.1. Ubicación del delta	47
5.1.1. Distribución del sedimento dentro del embalse.....	50
5.1.2. Método trigonométrico (Gracia, 1997)	52
5.1.3. Método área-reducción (Gracia 1997)	52
5.1.4. Eficiencia de atrape	58
5.1.5. Consolidación de sedimentos	60
6. CORRIENTES DE DENSIDAD	63
6.1. Zona de inmersión	65
6.2. Régimen establecido de las corrientes de densidad.....	66
6.3. Etapa de recesión.....	67
6.4. Efectos prácticos de la corriente de densidad	68
7. SIMULACIÓN NUMÉRICA	69
7.1. Introducción.....	69
7.2. Simulación del comportamiento del sedimento grueso	70
7.3. Parámetros morfológicos, hidráulicos y sedimentológicos	71
7.4. Condiciones de frontera.....	72
7.5. Simulación del comportamiento del sedimento en suspensión (<i>turbidez en embalses</i>)	72
7.6. Información general del embalse.....	73
7.7. Discretización del embalse de almacenamiento	73
7.8. Hidrodinámica del embalse	74
7.9. La malla de cálculo.....	74
7.10. El manejo de la información de las secciones transversales.....	75
7.11. Concentración de los sedimentos	75
7.12. Simulación numérica	76
8. MANEJO DE SEDIMENTOS EN EL EMBALSE	77
8.1. Medidas preventivas.....	78
8.1.1. De cultura	78
8.1.2. De diseño.....	78
8.2. Medidas correctivas.....	79
8.2.1. Dragado.....	80
8.2.2. Lavado de los sedimentos (flushing).....	81
8.3. Acciones para evacuar sedimentos	82
8.3.1. Criterio de evacuación de sedimentos (Atkinson, Annadale)	83
8.3.2. Gasto, duración y frecuencia de lavado de un embalse.....	83
8.4. Análisis mediante modelación matemática	92
8.5. Operaciones de limpieza del embalse.....	92
8.6. Sistema de monitoreo y evaluación	93
9. DESARENADORES	95
9.1. Introducción.....	95
9.2. Desarenadores.....	96
9.2.1. Generalidades	96
9.2.2. Tipos de desarenadores	97
9.3. Sistemas de limpieza	116
9.3.1. Sistema tipo Bieri	116
9.3.2. Sistema tipo Dufour	119
9.3.3. Sistema tipo Büchi	120

9.3.4. Sistema tipo Serpent S4.....	123
9.3.5. Succionador SediCon	124
9.3.6. Sistema tipo Coanda.....	125
9.3.7. Sistemas con cámara de vórtice.....	127
9.3.8. Frecuencia de limpieza de las cámaras.....	128
9.3.9. Comentarios para la selección de desarenadores.....	128
10.PROBLEMAS INDUCIDOS POR LOS SEDIMENTOS.....	129
10.1. Identificación de impactos.....	129
10.2. Optimización de tanques sedimentadores.....	136
11.EJEMPLOS	139
11.1. Aporte de sedimento fino de una cuenca y su retención en el embalse.....	139
11.2. Aporte de sedimento grueso de una cuenca y su retención en el embalse.....	144
11.3. Desarrollo del delta en un embalse.....	150
11.4. Distribución del sedimento depositado en el embalse.....	153
11.5. Comportamiento de las corrientes de densidad	157
11.6. Factibilidad de desazolve de un embalse por gravedad.....	160
11.7. Diseño de un desarenador.....	166
11.8. Deterioro en turbinas	169
12.Referencias.....	173
Anexos.....	177

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los aspectos más importantes en el estudio de la factibilidad, por ejemplo, de un Proyecto Hidroeléctrico, es el relacionado con el sedimento retenido en el vaso de almacenamiento de una presa, ya que este hecho puede llegar a cambiar su factibilidad tanto técnica como económica. Los sedimentos retenidos en el embalse cambian, aguas arriba del embalse, los niveles de agua, ocasionando en algunos casos la inundación de poblaciones, que antes no se producían, existiendo la necesidad de llegar a elevar puentes o bordos. Dentro del embalse, aguas arriba de la cortina el depósito del sedimento ocasiona la disminución de las capacidades útil y de regulación de avenidas, y aguas abajo de la cortina; la presencia de la cortina ocasiona la falta de continuidad del sedimento a lo largo del río, esto causa la erosión del cauce y por consiguiente la inestabilidad de la corriente principal. Comúnmente el problema de la pérdida de capacidad en el embalse es uno de los más importantes y, en algunas ocasiones, hace inviables las alternativas técnico - económicas.

La reducción de la capacidad de almacenamiento depende del:

- Aporte de sedimentos que ingresan al embalse
- Comportamiento de los sedimentos en el interior del embalse
- Operación y manejo del embalse
- Eficiencia de retención de los sedimentos

El flujo de agua en un cauce, transporta sedimento grueso y fino. El material grueso al ingresar al vaso de almacenamiento es depositado por el flujo al reducirse la velocidad del mismo, formando un delta a la entrada del embalse; los sedimentos finos son transitados en el embalse y durante su recorrido, parte de ellos se depositan a lo ancho y largo del lecho del cauce y los más finos (*wash load*) son evacuados a través de las obras de toma y/o de excedencias. Si la concentración de sedimentos es alta, se pueden presentar corrientes de densidad.

El proceso de formación de las corrientes de densidad es un fenómeno complejo y obedece a que el líquido más pesado (el de mayor concentración de sedimentos) fluye bajo un líquido más liviano (el almacenado en el embalse) bajo el efecto de la gravedad. Su movimiento depende de la diferencia entre las dos densidades; las partículas en suspensión son menores a 20 micras de diámetro, con velocidades de caída del orden de los 3 cm/s.

1.1. El mecanismo del aporte de sedimento de la cuenca

La erosión en cuencas es causada principalmente por las lluvias y los escurrimientos. Dicha erosión reduce la productividad de las zonas de cultivo y ocasiona pérdida de suelo, el cual es para fines prácticos, un recurso no renovable. Por otro lado, el sedimento transitado por el flujo degrada la calidad del agua y es un buen medio de transporte de contaminantes químicos. Es paradójico que el suelo que se pierde en las cuencas, siendo el más útil para la silvicultura o la agricultura, sea también el que causa los problemas de pérdida de capacidad en los embalses.

Puede considerarse que la pérdida de suelo en cuencas ocurre en tres fases: remoción de las partículas del suelo, transporte, y depósito del material sólido. El sedimento viaja de las partes más altas de las cuencas hacia las más bajas. En algunos casos, el material sólido llega hasta los océanos, o bien se deposita en zonas interiores de la cuenca, o en los embalses.

La remoción o erosión de las partículas del suelo se puede clasificar de la siguiente manera: erosión laminar, de canalillos, en cárcavas y en canales. Sin embargo, una manera simplificada de explicar el fenómeno es el pensar que básicamente hay dos tipos de material sólido esencialmente diferentes: uno es el material fino que proviene de la erosión en la cuenca producto de las gotas de lluvia y el otro el sedimento grueso (aproximadamente, cuando $D_{50} > 0.056$ mm) que proviene de la erosión de los cauces (canalillos, cárcavas, etc.) por la fuerza tractiva de las corrientes al concentrarse.

La carga (o material) de lavado se mueve siempre en suspensión y su concentración es función de la capacidad erosiva de la lluvia. Este material puede abandonar la cuenca en cada evento lluvia-escurrimiento; en general, esto no sucede con el material del fondo ya que éste sólo recorre pequeñas distancias en cada avenida. En muchos casos se ha observado que el material en suspensión es, por su magnitud, el principal aporte de sedimentos de una corriente; esto depende de las características de la cuenca (topografía, suelo, vegetación, etc.) ya que en los cauces con topografía escarpada (zona de montaña), el material de fondo es muy abundante, en tanto que en ríos senectos (zona de planicie) el material de lavado es el más importante. Sin embargo, esto no es regla ya que existen zonas de montaña donde, debido a la falta de protección del suelo y a la fragilidad del mismo, los cauces transportan cantidades importantes de ambos materiales.

La erosión laminar aporta, principalmente, material fino que será transportado en los ríos como "carga de lavado", en la mayor parte de los casos, viajará a través de los embalses y saldrá por las obras de toma y los vertedores, pues no alcanza a sedimentarse, salvo cuando existen fenómenos físico-químico-biológicos que lo propicien. Estos casos son catalogados generalmente como problemas de "turbidez", y no son importantes desde el punto de vista de la pérdida de capacidad de embalses, pero sí desde el punto de vista de la calidad del agua.

1.2. El comportamiento del sedimento en el embalse

Al construir una cortina, que es una obra que forma parte de una presa, en un río se forma un vaso de almacenamiento o embalse; con la estructura mencionada se interrumpe el paso natural del agua y del sedimento, el objetivo de ella es precisamente almacenar agua, pero una consecuencia natural de esto es que también se detiene la continuidad del paso del sedimento. Esto es un efecto no deseado porque reduce, en el tiempo, la capacidad del almacenamiento de agua, lo cual inutiliza al embalse. El fenómeno físico de este hecho, es que la cortina produce un aumento de los tirantes, lo cual se traduce en una disminución de las velocidades del agua con lo cual se propicia el depósito del sedimento.

El depósito de sedimento en términos generales ocurre de la manera siguiente (ver Figura 1.1): al ingresar la corriente en el embalse se forma una primera zona de depósito de material grueso denominado delta, el sedimento más fino (en suspensión) continuará viajando por el embalse de dos maneras principalmente: una es a través de una turbidez generalizada que ocupará toda la sección transversal y la otra como una corriente de densidad que viajará por el fondo si su densidad del sedimento es grande.

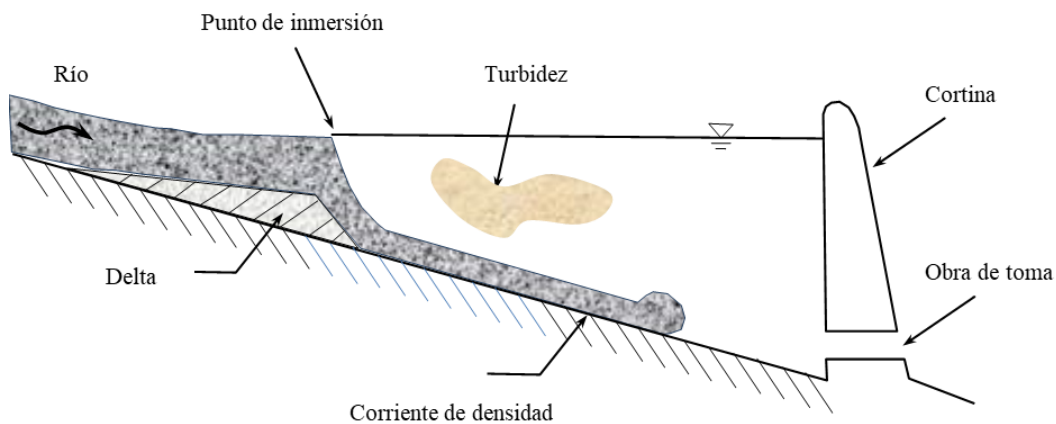


Figura 1.1 Esquema general del comportamiento del sedimento en un embalse. *Fuente: elaboración propia*

Conviene señalar que el problema de sedimentación es un problema complejo que depende de una gran cantidad de factores, entre los que destacan el tipo de sedimento, cantidad, estratificación de temperaturas en el embalse, concentración, potencial de floculación, régimen del río, consolidación del sedimento, frecuencia de avenidas, geometría del embalse, y operación, entre otros.

La vida útil de un embalse respecto del problema de sedimentación, debe ser analizado en cada caso en particular, pues existen muchas variantes, por ejemplo: cuando se define la vida útil del embalse (p. e. 100 años) se considera que el atrape de sedimento no alterará ni a la capacidad útil, ni la de regulación de avenidas durante ese período, por lo cual se diseña una capacidad muerta para almacenar dicho sedimento que no debe ser colmada antes del período de la vida útil. En la práctica, se ha observado que las predicciones del aporte de sedimento siempre están subvaluadas y el embalse pierde capacidad antes del periodo propuesto (conocido como vida útil).

Es evidente que una alternativa técnica para disminuir el azolve o depósito de sedimentos en un embalse, es efectuar su limpieza periódica (que se conoce como dragado). Desafortunadamente esta es una labor difícil y cara. En la práctica se ha observado que es más barato construir un embalse nuevo, que tratar de limpiar uno existente. A esto se agrega el problema de que cada vez son más escasos los sitios para construir una presa, esto suponiendo que existe el recurso económico.

El delta se moverá hacia el interior del embalse según sean las características de las avenidas y la variación de los niveles en el mismo. En un gran embalse, la formación del delta tiene más importancia por el efecto que causa hacia aguas arriba del almacenamiento que por el volumen que ocupa dentro del mismo. El remanso, en ocasiones, inunda áreas que antes de la formación del delta no se inundaban. Sin embargo, existen casos en los que el ingreso del material grueso dentro del embalse llega a ser tan acentuado, que pone en peligro las instalaciones en la presa. Cuando la presa no es muy grande y sus extracciones o derrames son muy frecuentes, es posible que el delta ocupe gran parte del embalse y en tal caso el sedimento grueso sí constituye la principal pérdida de capacidad, ya que gran parte del material fino muy probablemente no será retenido y continuará su transporte hacia aguas abajo.

El material que se deposita en el fondo del embalse, estará sujeto a una consolidación al transcurrir el tiempo. Este efecto se verá acentuado al cambiar sensiblemente los niveles en el embalse, haciendo que se produzca una alternancia entre el secado y humedecimiento del material sedimentado. Esto induce dos problemas importantes, uno, el cambio de volumen depositado a través del tiempo, que repercute en la cantidad de agua almacenada, y otro la dificultad de remover el sedimento consolidado.

Las corrientes de densidad, aunque son un fenómeno que fácilmente se puede generar en un laboratorio, su detección en campo presenta grandes dificultades. Por está, razón no ha sido posible definir una clara relación entre los trabajos teóricos y el fenómeno real. Esto es particularmente importante, porque el manejo de una corriente de densidad, permitiría, en algunos embalses, aliviar el problema de sedimentación, ya que al conocer su comportamiento tal vez pudieran extraerse del embalse antes de que el material que transportan se sedimentase.

Cuando la corriente de densidad no llega a formarse, esto ocasiona que solamente se genere turbidez en el interior del embalse, generalmente, esto ocurre con concentraciones bajas de sedimento, el problema principal no radica en la cantidad depositada, sino en la afectación de la calidad del agua. Dicho problema se vuelve fundamental desde el punto de vista ecológico, ya que muchas veces se producen alteraciones de la flora y la fauna del almacenamiento en estudio; además, de lo mencionado, se altera la calidad del agua que, en ocasiones, se emplea como abastecimiento de agua para una población.

En las Figuras. 1.2 y 1.3 se muestran dos imágenes de dos sitios diferentes en el embalse de la presa El Caracol de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en 2008, las imágenes fueron tomadas el mismo día con minutos de diferencia. La Figura 1.2 corresponde a la entrada del embalse y la Figura 1.3 a un sitio cerca de la cortina. Estas imágenes muestran la existencia de la zona de inmersión.



Figura 1.2 Turbidez en la entrada del embalse de la presa El Caracol



Figura 1.3 Turbidez mínima cerca de la cortina del embalse de la presa El Caracol

1.3. Estudio del problema de sedimentación

A continuación, se presentan los aspectos técnicos a considerar en el estudio de la sedimentación en un embalse y que serán desarrollados en este texto.

1.3.1. *Aporte de sedimentos*

a) *Análisis del material que entra al embalse*

Las características físico-químicas del material transportado por el flujo condicionan su comportamiento dentro del embalse. En especial, es necesario conocer la cantidad de material grueso susceptible de ser depositado a la entrada del embalse (delta), y de material fino que viajará dentro del mismo. En esta parte, es posible definir cuál de los dos materiales será el que ocasione el mayor problema dentro del embalse en cuanto a pérdida de capacidad del embalse.

b) *Aporte de sedimento*

Empleando mediciones de campo y/o criterios de predicción, determinar la cantidad de azolve que entrará al embalse. Esto permite tener una primera aproximación de la magnitud del problema, ya que indicará la capacidad de azolve a reservar en el embalse, ver caps. 2 y 3 “Aporte de sedimentos de los cauces” y “Aporte de sedimentos de la cuenca”, respectivamente.

En el Ejemplo 1, se presenta el cálculo del aporte de sedimento fino de una cuenca, y en el Ejemplo 2, el cálculo del aporte de sedimento grueso y su retención en el embalse.

c) *Control del aporte de sedimentos*

De manera inmediata siempre se piensa que el principal medio para evitar el problema de pérdida de capacidad de un embalse, es disminuir el aporte de sedimento, disminuyendo la erosión en la cuenca; incluso esta es la principal solución recomendada por diferentes autores. Sin embargo, esta es una solución que, en algunos casos, lleva mucho tiempo y se presenta de manera paulatina, ya que la construcción de represas retenedoras de sedimento (por ejemplo, las Sabo) la mayor parte de las veces hay que hacerlas en un cierto orden de acuerdo a como se van llenando y son costosas, ver capítulo 4 “Control del aporte de sedimento”.

1.3.2. *Retención de sedimentos en el embalse*

a) *Eficiencia de atrape*

Empleando criterios empíricos para calcular la cantidad de sedimento que realmente quedará atrapado dentro del embalse, se podrá corregir la capacidad de azolve determinada en el inciso anterior, ver subcapítulo 5.2 “Distribución del sedimento dentro del embalse”.

b) *Desarrollo del delta*

En una primera aproximación, se pueden emplear los métodos empíricos. Si el material grueso constituye el principal problema del embalse, será necesario emplear algún método analítico (simulación numérica), para determinar su evolución en el embalse. Para esto es necesario disponer, además de las características

topográficas del embalse y del cauce de llegada, algún criterio descrito en cualquier texto especializado de Hidráulica Fluvial (por ejemplo, (Maza & Garcia, 1996), que asocie el transporte de sedimento con las características hidráulicas de la corriente, ver capítulo 5 “Retención de sedimentos en el embalse”.

Un factor muy importante que debe tenerse en cuenta en esta etapa es la operación del embalse, o bien la posible fluctuación de niveles en el almacenamiento. En esta etapa, se considera necesario revisar el efecto que causará aguas arriba del embalse la presencia del delta; en el Ejemplo 3, se presenta el cálculo para conocer el desarrollo del delta en un embalse.

c) Ubicación del sedimento dentro del embalse

Para ubicar las zonas de depósito, si se trata de material grueso, el procedimiento indicado en el inciso anterior será el más conveniente. Pero de no ser posible disponer de un modelo de simulación, pueden emplearse los métodos empíricos generales (por ejemplo, área- incremento, trigonométrico y área-reducción). Dichos métodos requieren de poca información y son los más empleados en la práctica; sin embargo, suelen ser poco aproximados, ver capítulo 5 “Retención de sedimentos en el embalse”.

En el Ejemplo 4, se describe la distribución del sedimento depositado en el embalse y en el Ejemplo 6 la factibilidad de remoción mediante dragado hidráulico.

d) Corrientes de densidad

En el caso de que el material fino sea, por cantidad, el más importante dentro del embalse, conviene realizar un análisis de la posible formación de corrientes de densidad. Esto permitirá, en primer lugar, determinar las zonas de depósito, y posteriormente, explorar la posibilidad de extraer sedimento manejando las corrientes de densidad. Para realizar este análisis, es necesario disponer, además de los datos del material en suspensión y de los hidrogramas de entrada al embalse, los datos o cálculos de la probable estratificación de temperaturas del agua embalsada, ver capítulo 6 “Corrientes de densidad”.

Conviene señalar que cuando no llegan a formarse las corrientes de densidad, el sedimento viaja por el vaso como turbidez y sale por las obras de excedencias y de toma, sin depositarse en el vaso de almacenamiento; normalmente este fenómeno no contribuye de manera importante a la pérdida de capacidad de los embalses. En el Ejemplo 5, se describe el comportamiento de las corrientes de densidad.

e) Ajuste de métodos empíricos

Según la información obtenida en el inciso anterior (Corrientes de densidad), se revisarán los resultados en cuanto a la ubicación del sedimento, obtenidos en el inciso b) y en caso necesario se ajustarán. La manera de ajustarlos será redefiniendo las zonas de depósito inicialmente identificadas y repartiendo el sedimento con los depósitos de sedimento de las corrientes de densidad (si es que se depositan). También es conveniente revisar la eficiencia de atrape, ver capítulo 6 “Corrientes de densidad”.

f) Consolidación del sedimento

En esta etapa se determinará el grado de consolidación del material que se depositará dentro del embalse, empleando para ello los criterios empíricos correspondientes; además de la información del volumen depositado, zonas de depósito y características del sedimento, es necesario disponer de las políticas de operación del embalse, pues ellas condicionarán la compactación del material sólido, ver inciso 5.2.5 “Consolidación de sedimentos”.

g) Simulación numérica

Cuando es necesario ajustar los cálculos, se emplean modelos numéricos que ayudan a resolver problemas específicos simulando el comportamiento del material fino dentro del embalse, tema que está fuera del alcance de este texto, ver capítulo 7 “Simulación numérica”.

La forma como se distribuye el material sólido en un embalse es función: del tipo de sedimento, características del embalse, políticas de operación y características de las avenidas. Generalmente, en un embalse con pendiente del río pequeña (río de planicie), el depósito ocurre principalmente en la entrada de él, y en aquellos donde la pendiente del río es fuerte (río de montaña o encañonado), el depósito ocurre cerca de la cortina.

Los principales criterios disponibles en la literatura especializada para determinar la ubicación del sedimento en un embalse son de tipo empírico, y de ellos los más empleados son el área reducción, el área-incremento y el trigonométrico. Los resultados que estos procedimientos ofrecen no son consistentes ya que algunas veces representan bien el fenómeno y otros no. En el libro de Gracia (1997b), se presentan en detalle estos procedimientos acompañados de ejemplos numéricos.

1.3.3. Manejo de sedimentos

a) Remoción mecánica de sedimento en el embalse

Según las características del material depositado y de su volumen (cantidad), se determinarán las técnicas de extracción de sedimento más adecuadas, así como la frecuencia de su empleo. En esta etapa, si es posible, llega a ser muy útil emplear un modelo físico o hidráulico, ya que con su ayuda permiten determinar la eficiencia de las estructuras de descarga de sedimento, así como la posibilidad de proyectar obras dentro del embalse, que permitan encauzar al flujo de sedimento. Ver subcapítulo 8 “Manejo de sedimentos en el embalse”. En el Ejemplo 6 se presenta la factibilidad de hacer el desazolve de un embalse, mediante dragado hidráulico.

b) Remoción de sedimento por gravedad

En muchas ocasiones el sedimento grueso, alcanza a llegar a la cortina y entonces es necesario removerlo, en una primera etapa, a través de los “Desarenadores” ubicados en las inmediaciones de la obra de toma para generación de energía u otros usos, y en una segunda etapa, extraer los sedimentos que lleguen a penetrar por la obra de toma para generación y que son depositados en los “Tanques o Cámaras de Sedimentación”, esto se hace con el propósito de que estos no lleguen a las turbinas, evitando con ello que los álabes de las turbinas no sean dañados por abrasión, ver capítulo 9 “Desarenadores”. En el Ejemplo 7 se presenta el diseño de un desarenador.

1.3.4. Aspectos adicionales relacionados con los sedimentos

a) Identificación de impactos

La construcción de una presa siempre incide de manera preponderante en el medio ambiente, por lo cual es necesario realizar obras y programar actividades que amortigüen su impacto en el medio ambiente y de

hecho lo reviertan de manera positiva. Entre los principales efectos se tienen, por ejemplo, el cambio del patrón del flujo de agua, de sedimentos, nutrientes, cambios en la morfología fluvial y las características de los ecosistemas adyacentes. Otro impacto es el de la abrasión de los álabes de las turbinas que puede causar el material grueso y el material más fino en suspensión cuando este llega a ser considerable, ver capítulo 10 “Problemas inducidos por los sedimentos”.

b) Medición en embalses

Conviene plantear programas de observación en los embalses en cuanto al problema de sedimentación, los cuales deberán incluir el aforo de las corrientes entrantes al embalse, y el depósito del sedimento en su interior para realizar un seguimiento al problema. Dicha información, permitirá comprobar los criterios de cálculo y prever problemas posteriores más graves.

c) Evaluación económica

En cada problema de sedimentación en embalses, habrá posiblemente técnicamente diferentes soluciones, pero que requieren de un análisis económico para seleccionar la más conveniente. Por ejemplo, pueden existir en algún caso las siguientes alternativas técnicas, que deberán ser discriminadas según el aspecto económico: 1) realización de obras en la cuenca para controlar el aporte de sedimento, 2) dragado del sedimento dentro del embalse, 3) construcción de represas aguas arriba del embalse y 4) prever una gran capacidad de azolve en la presa. Nótese que dicho análisis económico no se restringe a los casos de embalses nuevos, sino también a los ya construidos que presenten problemas de azolvamiento.

d) Estudios adicionales

El proyectista deberá tener en mente que el problema de la sedimentación en embalses, no está asociado solamente a la pérdida de capacidad de almacenamiento, sino que también induce otros problemas importantes que deberán tomarse en consideración, tales como son, por ejemplo, la alteración de la calidad del agua potable, afectaciones a la flora y fauna del embalse, afectaciones aguas abajo, etc.

e) Deterioro por abrasión de las turbinas

Una parte importante que también debe ser tomada en cuenta, es el considerar que el sedimento al estar en contacto, por ejemplo, con las turbinas y dependiendo de sus características físicas y origen, puede llegar a ocasionar una abrasión tal que sea necesario realizar cambio de álabes de las turbinas en tiempos cortos, por lo que en el Ejemplo 8 se describe el cálculo del deterioro de las turbinas y la determinación del probable tiempo de remplazo.

Los aspectos técnicos señalados anteriormente, se desarrollan en los siguientes subcapítulos y su aplicación en los correspondientes ejemplos.

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco

2. APOORTE DE SEDIMENTOS DE LOS CAUCES

2.1. Introducción

Determinar la cantidad de material sólido que ingresa a un embalse, es sin duda uno de los aspectos más importantes en el estudio del problema de sedimentación en un vaso de almacenamiento de una presa, pero también es la parte más difícil de evaluar y donde se han logrado hasta la actualidad menos avances. El principal medio para evitar el problema de pérdida de capacidad de un embalse, es disminuir el aporte del sedimento, que debe de ir acompañado por una disminución de la erosión en la cuenca, incluso lo mencionado es la principal solución recomendada por diferentes autores.

Para determinar la cantidad de sedimento que entra a un embalse existen diferentes procedimientos, evidentemente el empleo de cada uno de ellos, dependerá de la información disponible y del grado de precisión deseado en el cálculo. A continuación, se mencionan los principales métodos para cuantificar el aporte de sedimento a un embalse.

2.2. De registros obtenidos en el embalse

Cuando el embalse ya existe, se recomienda la medición directa del material depositado; a partir del sedimento depositado o bien haciendo levantamientos batimétricos.

2.2.1. A partir del sedimento depositado

El transporte total de una corriente puede ser estimado a partir del volumen depositado en un almacenamiento, realizando para ello sondeos y obteniendo el peso específico del sedimento muestreado. Si el tiempo de retención es corto y el sedimento no logra depositarse, se requerirá cuantificar el transporte de sedimento en suspensión.

El peso específico del sedimento depositado será función del tamaño y distribución de las partículas, de la consolidación que alcance en el tiempo al estar sujeto el material a una carga de presión, y a un estado alternado de humedecimiento y secado, lo cual se presenta si el material está expuesto a la atmósfera como consecuencia de la variación de los niveles de agua en el almacenamiento.

Al extraer las muestras del sedimento con los métodos tradicionales de exploración, se tiene el inconveniente de alterarlas, por lo que la determinación de su peso específico se ve afectada. El *Bureau of Reclamation* (USBR) ha utilizado energía nuclear para cuantificar la densidad de los sedimentos depositados bajo el agua, esta técnica consiste en dispersar rayos gama de una fuente de cobalto, que está contenida dentro de una sonda metálica, la cual se introduce en el sedimento depositado. Otra técnica utilizando energía nuclear es la empleada por el *Beach Erosion Board, Corps of Engineers*, que consiste en dispersar rayos gama, que se emiten de una fuente de radio de tres milicuries. Estas dos técnicas para nuestro medio resultan ser muy sofisticadas y costosas.

2.2.2. *A partir de levantamientos batimétricos*

El obtener la configuración del fondo de un vaso de almacenamiento con cierta periodicidad, permitirá en el tiempo estimar la cantidad de sedimentos depositado en el vaso. La configuración del fondo deberá de levantarse cubriendo las áreas sumergidas y no sumergidas usando los métodos idóneos (topográficos, fotográficos, batimétricos e hidrográficos) para su determinación.

Conviene aquí señalar que específicamente para los embalses, existen actualmente técnicas muy refinadas que permiten realizar los levantamientos batimétricos de manera rápida y expedita (Annandale, 1987). Hay que considerar que algunos embalses regulares llegan a tener, por ejemplo, longitudes de embalse de varios kilómetros, con anchos de cientos de metros y con profundidades de más de 50 m. El uso de sonares y equipo de avanzada para los recorridos en el vaso son el aspecto más importante a considerar para realizar los levantamientos batimétricos, lo mencionado desafortunadamente tiene un común denominador que es su alto costo. Por supuesto, este es el mejor procedimiento, pero su principal desventaja es que no permite conocer los cambios que se presentan al modificarse las condiciones de la cuenca.

2.3. De registros obtenidos del cauce

El material fino (transporte de lavado o *wash load*) es relativamente sencillo de medir, pero es el más difícil de predecir, pues depende de las características de la lluvia, la cual es variable. Por lo mismo, se recomienda el aforo directo del material sólido fino que transporta una corriente, principalmente durante la época de avenidas, para el cálculo del aporte de sedimento.

Para tener un conocimiento de la erosión, movimiento y depósito de sedimentos en el suelo, corrientes, almacenamientos y otros cuerpos de agua, se hace necesario aforar el sedimento: la obtención de esta información resulta costosa, si se compara con las de otra clase de datos.

2.3.1. *Aforo de sedimentos en corrientes naturales*

Para conocer el movimiento del sedimento en los fenómenos de erosión y sedimentación, y su efecto en ríos, embalses y lagos, es necesario aforar el sedimento transportado tanto en suspensión como en el fondo. Obtener esta información resulta ser costosa y difícil de obtener, si se compara con otra clase de datos.

Aforar sedimento permite evaluar el volumen de sedimento arrastrado en una cuenca, estimar en el tiempo la concentración del sedimento y el transporte de las corrientes, así como la erosión y depósito del sedimento en el sistema de drenaje de la cuenca.

Sin embargo, uno de los principales resultados buscados es definir la relación entre el sedimento y el gasto que lo transporta.

Para evaluar el comportamiento del sedimento, se requiere de un conocimiento detallado de los muestreadores, de las técnicas para el aforo de los sedimentos, y del análisis y preparación de los registros de sedimentos para su posterior uso, a continuación, se abordan estos problemas. Una recopilación del ¿Cómo se realizan? y las experiencias obtenidas en México la presentan (Rivera Trejo, y otros, 2005), enseguida, se presenta un resumen de ellas.

a) Muestreadores

Existe una gran cantidad de equipos de medición que han sido desarrollados para medir el transporte de sedimentos. Pocos de los equipos de medición desarrollados son aceptados universalmente, por ello se hace necesario utilizarlos con extremo cuidado y dentro de su rango de aplicación.

a.1) Transporte en suspensión

Los equipos para obtener muestras representativas de sedimentos que se mueven en suspensión en el interior de una corriente y que ayudan a calcular el arrastre en suspensión, se agrupan en tres grupos: los instantáneos, que captan súbitamente la muestra agua-sedimento, los integrales, que captan la muestra en un cierto recorrido o en un punto dado la muestra y los de registro continuo.

– Muestreadores instantáneos

El principio de operación de este equipo es muy sencillo. Consiste en descender un recipiente abierto, en posición vertical u horizontal, al sitio donde se va a muestrear e inmediatamente se acciona un mecanismo que cierre el recipiente y por tanto se capture un volumen entre 1 a 5 litros. Para descender el equipo en aguas someras o de poca profundidad se utilizan barras, mientras que en aguas de mayor profundidad se requiere del uso de cables o cuerdas. Muestreadores (Rivera Trejo *et al.*, 2005) típicos, horizontal y vertical, son los presentados por (Jakuschoff, 1932), Figs. 2.1 y 2.2.

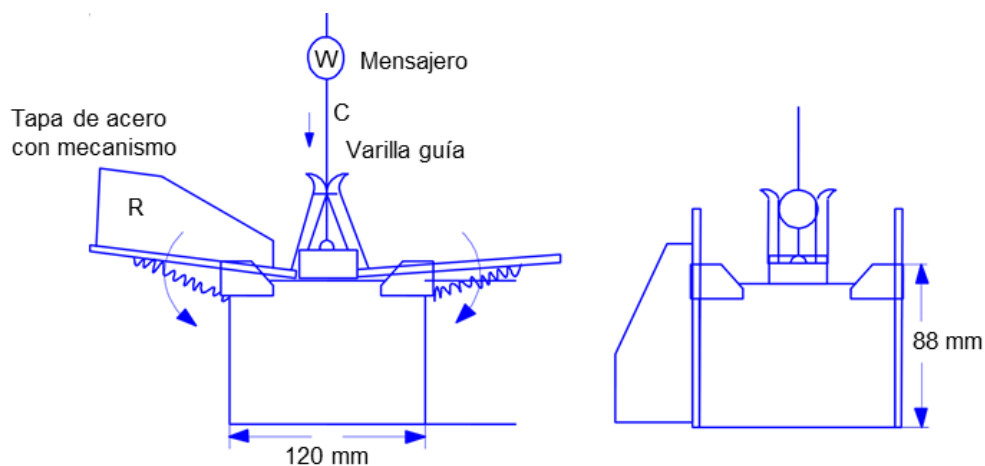


Figura 2.1 Muestreador horizontal instantáneo de sedimentos en suspensión. *Aadaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

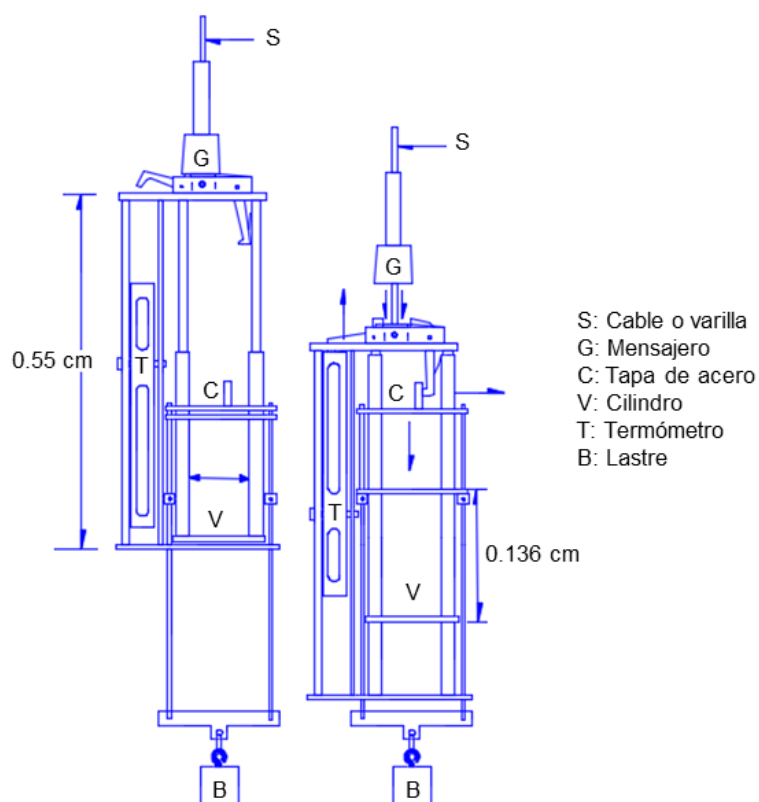


Figura 2.2 Muestreador vertical instantáneo de sedimentos en suspensión. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

– Muestreadores integrales

Existen dos tipos de muestreadores integrales. Con el primero se obtiene una muestra en un punto dado, permaneciendo en él un cierto tiempo; esta forma de muestreo se le conoce con el nombre de integración puntual. En el segundo se obtiene una muestra mientras el dispositivo recorre verticalmente una cierta distancia; a esta manera de muestreo se le conoce con el nombre de integración en la profundidad.

Los muestreadores integrales están provistos de un recipiente en el que se deposita la muestra, una boquilla por la cual ella pasa y un conducto para liberar el aire que el recipiente contenga durante el tiempo de muestreo. En ocasiones, el muestreador está provisto de algún tipo de mecanismo automático para iniciar el muestreo.

(Simons & Sentürk, 1992), presentan los muestreadores conocidos como series US-P, ver Figura 2.3, los cuales pueden ser utilizados para capturar una muestra que represente la concentración media del sedimento en cualquier punto de la corriente y que no esté cercano al lecho, y también pueden realizar el muestreo continuo en un tramo de la profundidad.

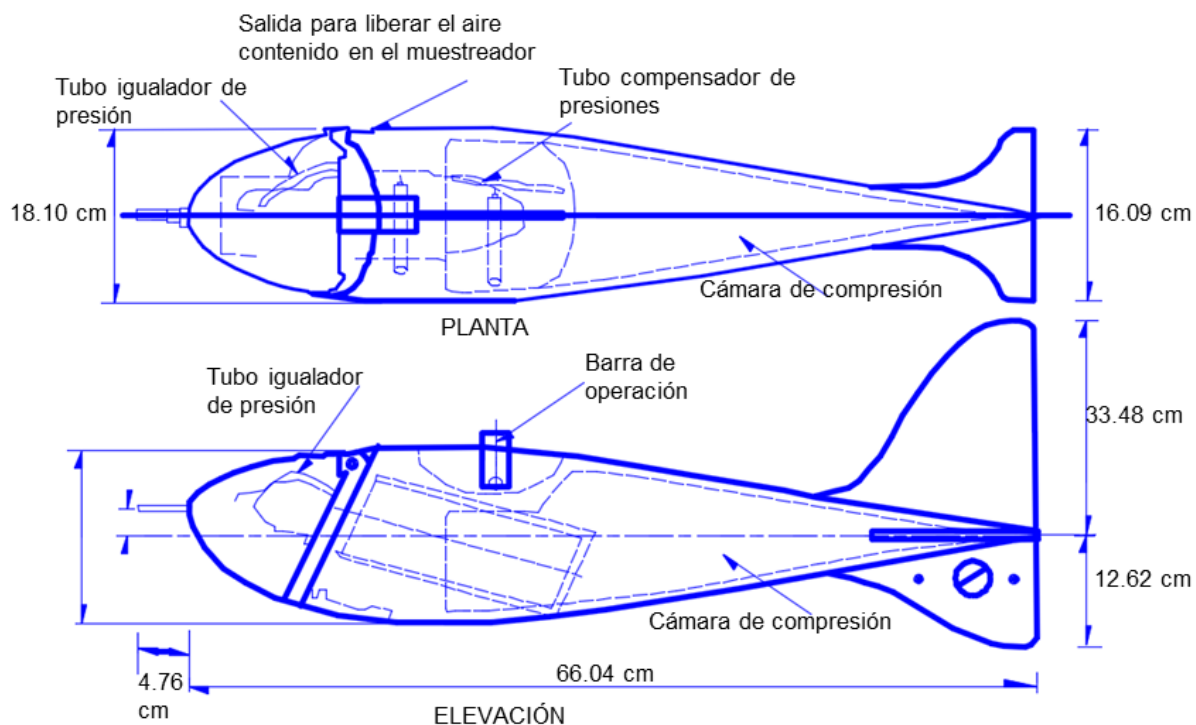


Figura 2.3 Muestreador integral en un punto, tipo US-P-46R. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

– *Del tipo simplista*

El muestreador del tipo simplista, tipo US-U, lo recomienda la *Interagency Committee on Water Resources*, para aquellos sitios donde no es posible utilizar los de la serie US-P, ver Figura 2.4.

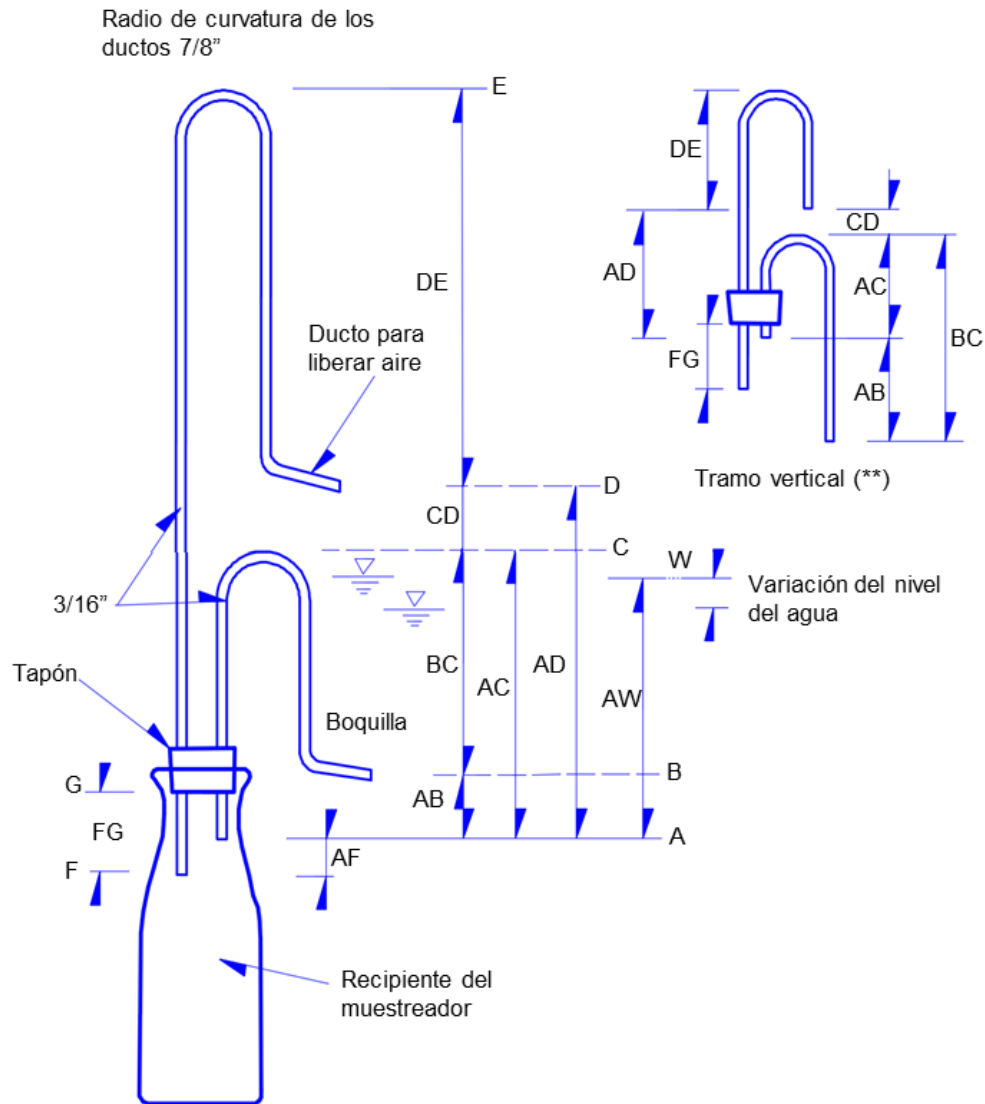


Figura 2.4 Muestreador integral de punto, tipo US-U. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

– *Muestreadores integrales de profundidad*

Los muestreadores integrales de profundidad (US-D) son similares a los puntuales, la diferencia entre ambos estriba en el hecho de que en este aparato el muestreador no dispone de una válvula de control, es decir, está diseñado para acumular agua-sedimento y libera el aire contenido en el muestreador conforme desciende hasta alcanzar el fondo.

Un equipo diferente a los del tipo US-D es el conocido como “Botella de Delft”, Figura 2.5.

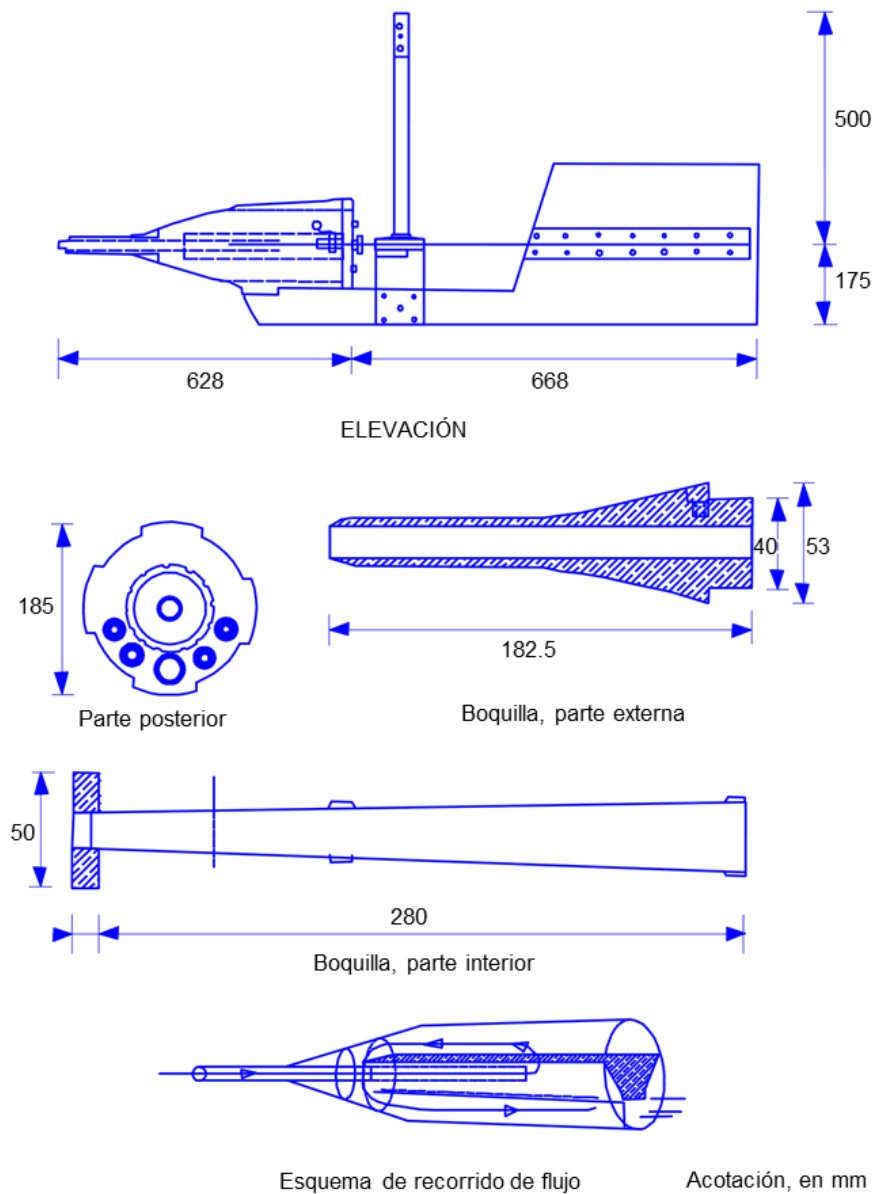


Figura 2.5 Muestreador integral de profundidad, botella de Delft. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

– *Muestreadores integrales de registro continuo*

La presencia de partículas sólidas en suspensión da lugar a que el agua no sea transparente; este efecto ha dado origen al diseño de muestreadores automáticos y de registro continuo, los más recientes son los desarrollados en Inglaterra por el *Research Department of the British Transport Docks Board*, que se emplean tanto en campo como en laboratorio.

La *Interagency Committee on Water Resources*, ha desarrollado equipos que miden la concentración del sedimento y la turbiedad del flujo con dispositivos electrónicos o ultrasónicos.

a.2) Arrastre de fondo

El arrastre en la capa de fondo, puede ser medido directamente o evaluado indirectamente, con cualquiera de los procedimientos siguientes:

- Introduciendo una muesca o trampa en el lecho del cauce, que atrape el material y posteriormente cuantificarlo.
- Colocando un equipo de medición que atrape el material de tal manera que su presencia no altere el flujo ni la intensidad de arrastre.
- A partir del conocimiento de la composición del lecho y de los parámetros hidráulicos del flujo.
- A partir de la diferencia los arrastres de fondo total y suspensión.

Para hacer la cuantificación de este gasto de fondo se usan mediciones de tipo directo; utilizando muescas o trampas; de canasta como el muestreador típico de Muhlohofer (Figura 2.6); el de Arnhem diseñado en el laboratorio del Delft, Holanda para arenas y gravas (Figura 2.7); el desarrollado en Holanda conocido como muestreador Sphinx (Figura 2.8); el de Karolyi (Figura 2.9); el de Novak 1959 conocido como VUV (Figura 2.10).

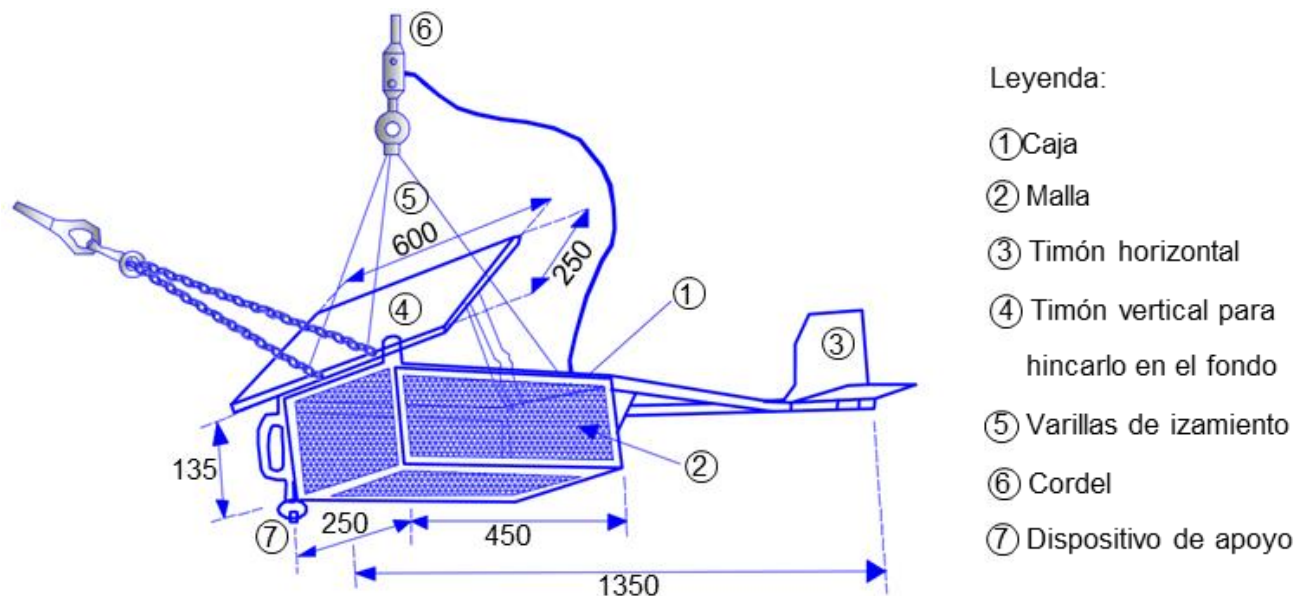


Figura 2.6 Muestreador Muhlohofer. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

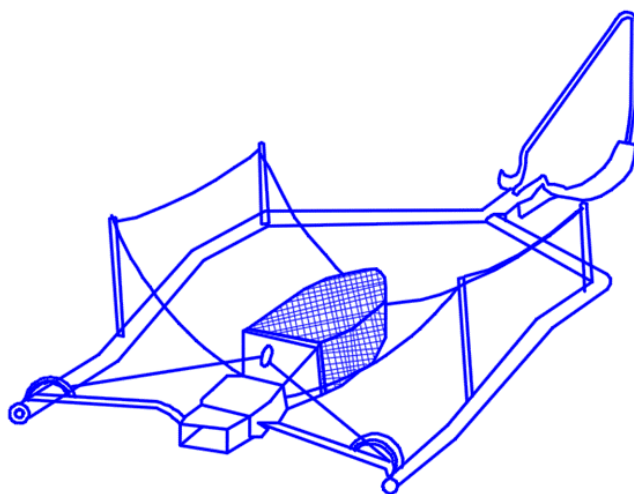


Figura 2.7. Muestreador Arnhem. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

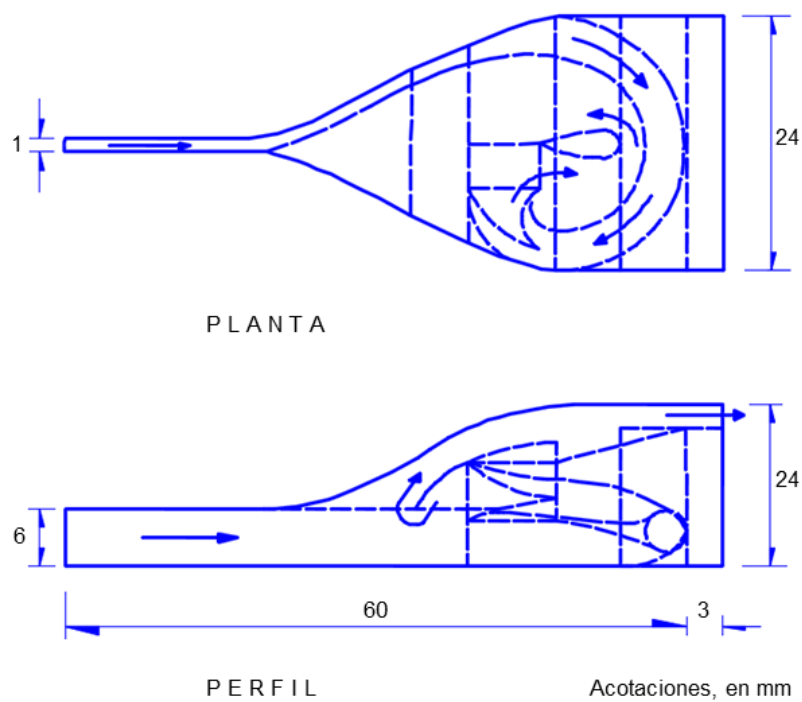


Figura 2.8. Muestreador Sphinx. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

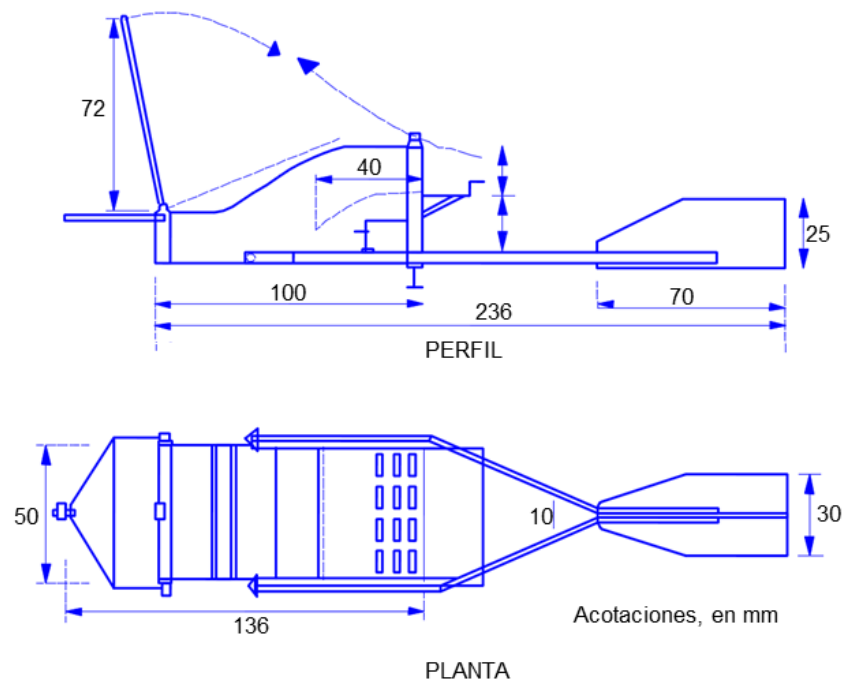


Figura 2.9 Muestreador Karolyi. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

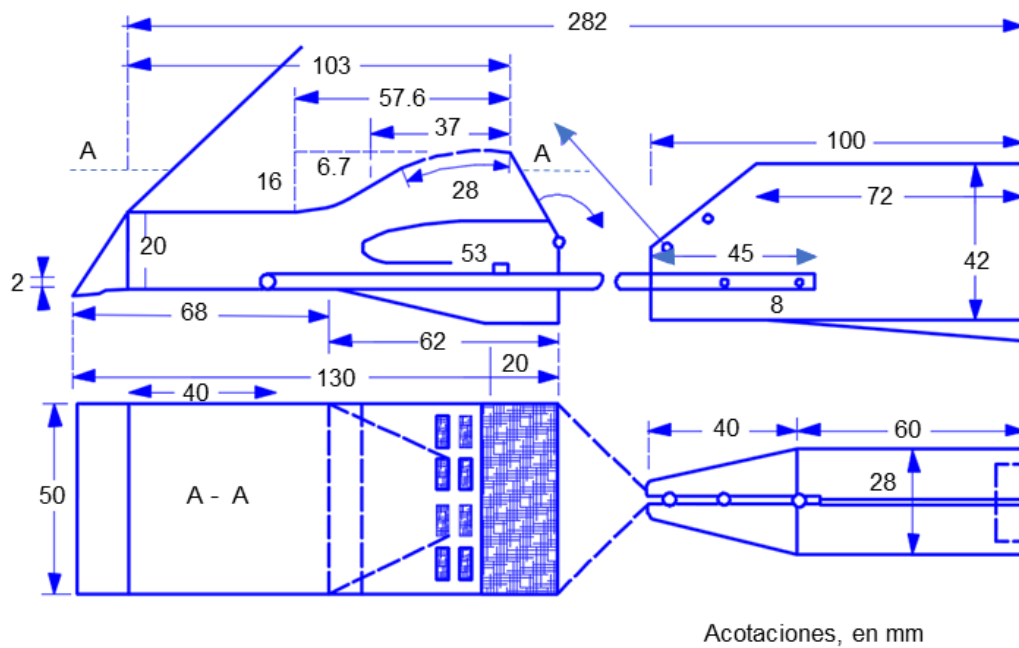


Figura 2.10 Muestreador húngaro VUV. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

Otro muestreador del mismo tipo es el desarrollado por la *Interagency Committee on Water Resources* (1993) y son del tipo US BM (Figura 2.11).

Es necesario señalar que en el tema del muestreo, hay una parte que corresponde a la recolección de datos que más tarde se traducirán en resultados al emplear diferentes criterios de cálculo, por ejemplo, los métodos como el de Einstein modificado, Laursen, Kalinske, Meyer Peter y Müller y el de (Colby, 1957) valúan sólo el arrastre de fondo, pero requieren del conocimiento de la composición del material que forma el lecho, lo cual se hace por medio del muestreo que se toma del lecho del cauce, todos los criterios mencionados están explicados ampliamente en (Maza & García, 1996).

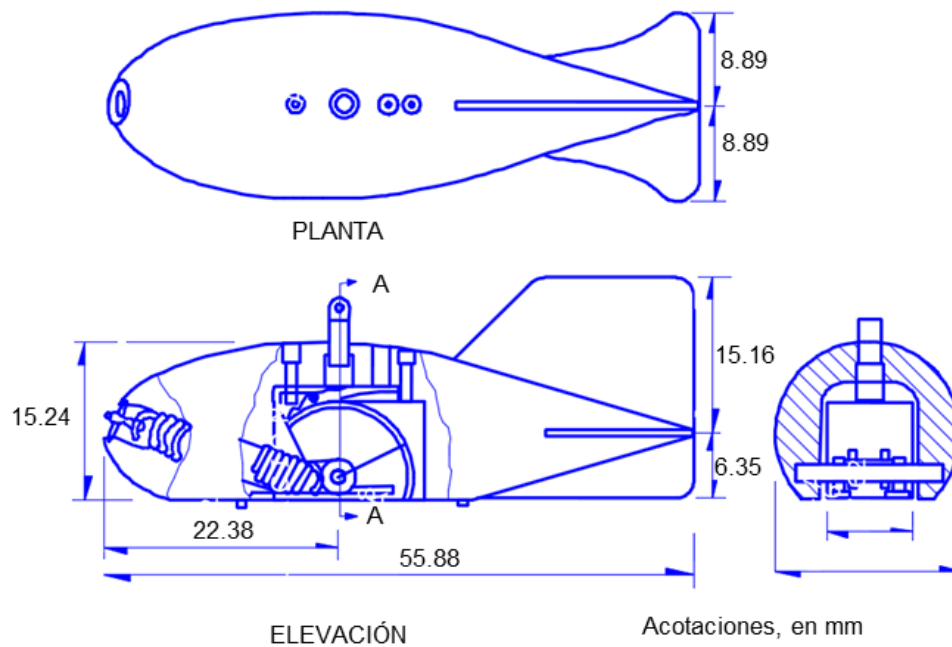


Figura 2.11 Muestreador de material tipo USBM-54. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

Los muestreadores convencionales o nucleadores utilizados para obtener los especímenes del lecho difieren de aquellos que permiten cuantificar el arrastre de fondo. Los de cucharón y de draga, ver Figura 2.12, presentan el inconveniente de que el material se pierde al izarlos a la superficie del agua. En cambio, con el desarrollado por la *Interagency Committee on Water Resources*, es posible muestrear penetrando en el lecho a diferentes profundidades.

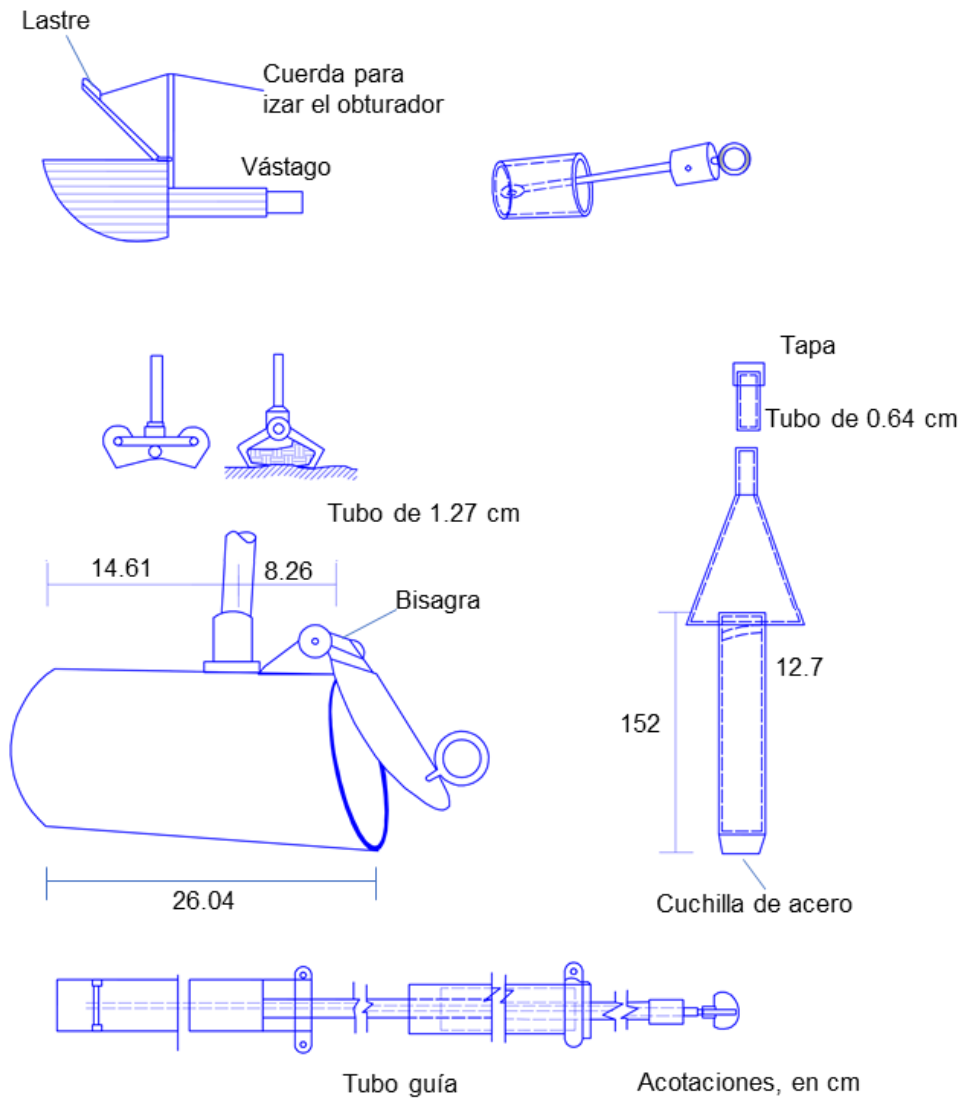


Figura 2.12 Diversos tipos de nucleadores. *Adaptado de (Rivera Trejo et al., 2005)*

b) Cuantificación de sedimentos

b.1) *Aporte de sedimento fino*

El cuantificar la cantidad de sedimentos que el flujo arrastra implica, entre otros aspectos, el contar con la información siguiente:

- Análisis granulométrico del material
- Temperatura del agua
- Concentración del sedimento
- Representación gráfica de la concentración
- Cálculo de la concentración media diaria
- Cálculo del transporte de sedimentos

– *Análisis granulométrico del material*

Para definir la distribución granulométrica del material transportado por la corriente en suspensión o en lecho del cauce se requiere, primero el realizar los muestreos en diferentes épocas del año, cubriendo diversos gastos que la corriente conduce; y posteriormente analizar los sedimentos en laboratorio; en (Maza & Garcia, 1996) se hace una descripción detallada sobre el análisis granulométrico que se realiza con una muestra de sedimento.

– *Temperatura del agua*

Como en el cálculo del transporte total de sedimentos se requiere del conocimiento de la temperatura del agua, se requiere de los registros de la temperatura máxima y mínima, estos datos pueden ser diarios u aperiódicos, con una aproximación de 0.5° C.

– *Concentración del sedimento*

La concentración de la mezcla agua-sedimento, se expresa en volumen C_v o en peso C_w , siendo más útil obtenerla en peso; las unidades de la concentración se expresan en volumen, C_v , en (ml/m^3) , (m^3/m^3) ; en peso, C_w , en (Kg_f/m^3) en partes por millón, expresada en volumen o peso; porcentaje, %; consultar sobre este tema en (García & Maza, 1998).

Generalmente, la concentración media pesada en la vertical se obtiene con muestreadores integrales de profundidad operados con una determinada velocidad de recorrido; otra forma consiste en utilizar muestreadores puntuales, al recorrer profundidades unitarias iguales (1) al asociar el peso de cada muestra y la velocidad que se tenga en cada profundidad de muestreo o (2) el registrar el tiempo de captura de cada muestreo y el utilizar el peso de la muestra capturada por segundo. La concentración media en la sección transversal se calcula a partir de las concentraciones medias de las diversas verticales muestreadas.

– *Representación gráfica de la concentración*

La representación gráfica de la concentración es relativamente fácil, si los gastos o la concentración de sedimento no presentan gran variación y/o si los muestreos de sedimento son los suficientes como para definir adecuadamente los cambios de la concentración en el tiempo. Ejemplos de la variación del caudal y sedimento para cuencas grandes se presentan en las Figs. 2.13 a 2.15.

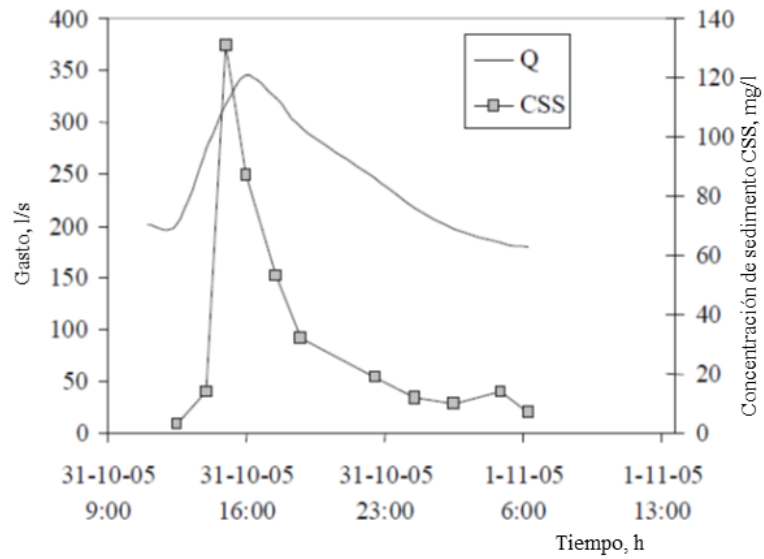


Figura 2.13 Ejemplo de la variación del gasto y del sedimento en el tiempo, para cuencas grandes. *Adaptado de (Rodríguez-Blanco et al., 2011)*

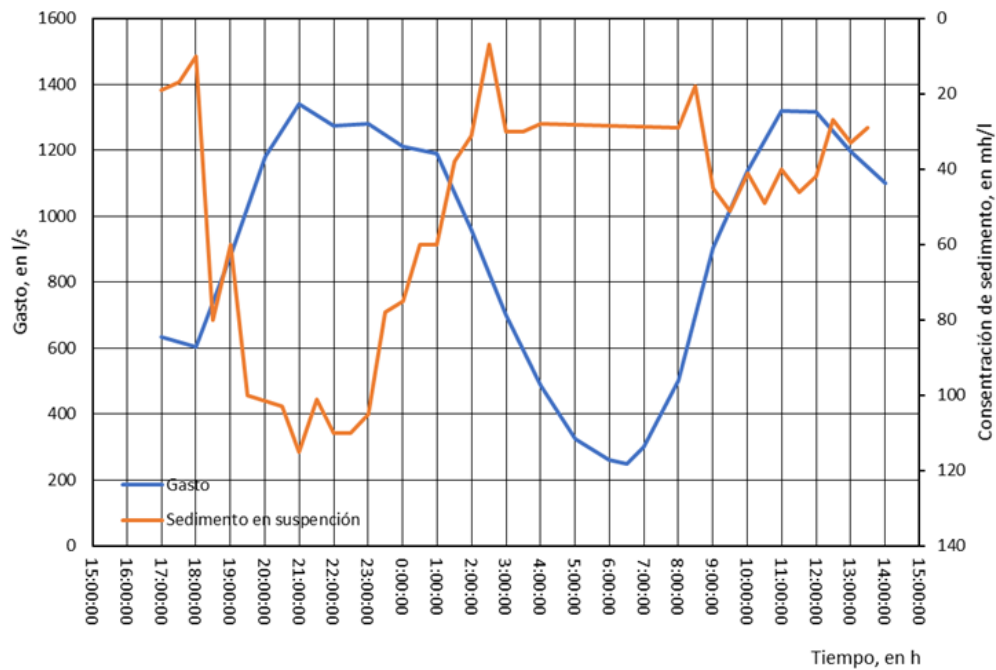


Figura 2.14 Ejemplo de la variación del gasto y del sedimento en el tiempo, para cuencas grandes. *Adaptado de (Batalla, Vericat & Palau, 2008)*

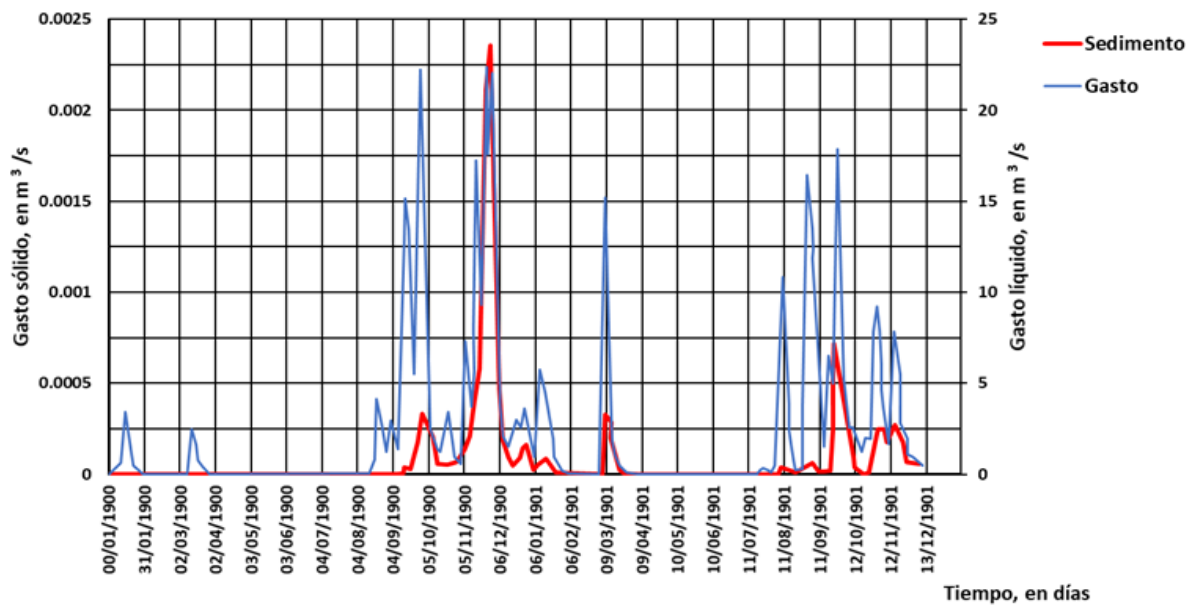


Figura 2.15 Ejemplo de la variación del gasto y del sedimento en el tiempo, registrado en la época de deshielos. *Adaptado de (Ramos Castillo & Orozco Medina, 2020)*

Cálculo de la concentración media diaria

El cálculo se hace aritméticamente o gráficamente.

- Aritméticamente se obtiene de la manera siguiente:
 - De seleccionar los valores de la gráfica de concentración que representen intervalos de tiempo uniformes y con los datos obtenidos se calcula la media aritmética
 - De seleccionar los valores de la gráfica que representen intervalos de tiempo desiguales y ponderando estos valores por los intervalos de tiempo representados por las concentraciones. Estos métodos o variaciones de éstos son también utilizados para determinar la concentración media de un periodo.
- Gráficamente se obtiene, al utilizar un integrador de área

Cálculo del transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos se determina al multiplicar el gasto líquido por la concentración media del sedimento en suspensión, se utiliza la ecuación siguiente:

$$Q_s = K C Q \quad (2.1)$$

donde

- | | |
|-------|--|
| Q_s | transporte de sedimentos, en $\text{ton}_f/\text{día}$ |
| Q | gasto líquido, en m^3/s |
| C | concentración del sedimento, en mgr_f/l |
| K | coeficiente que toma en cuenta las unidades de medición e igual a 0.0864 |

En la parte de arrastre de sedimentos en el texto de Maza y Garcia (1996), se presentan un sinnúmero de métodos para calcular numéricamente el transporte en suspensión.

b.2) Aporte de sedimento grueso

Este sedimento es más importante de cuantificar, desde el punto de vista de sedimentación en un embalse y generalmente coincide con el tamaño del material "grueso" (el tamaño del sedimento debe ser mayor a 0.062 mm). El material que viaja por el fondo, es el más difícil de medir y generalmente hay grandes discrepancias con los criterios de cálculo existentes en la literatura especializada. Su predicción es relativamente más sencilla que la del material fino, pues el transporte del sedimento sólo depende del gasto líquido. Esto significa que una vez definido las características de las avenidas, es posible determinar su magnitud y por lo tanto su efecto dentro del embalse.

Es necesario señalar, que en muchos casos se considera que existe una relación fija entre el transporte de sedimento y el gasto líquido. Esto puede ser cierto en el caso del sedimento grueso, porque su cantidad depende de la capacidad de transporte de la corriente, pero no del sedimento fino, el cual depende de las características de la lluvia. Dicho en otras palabras, en caso del sedimento fino, para dos gastos líquidos iguales, las cargas de sedimento de lavado que viajan en suspensión con la corriente, pueden llegar a ser sensiblemente diferentes y dependerán de las características erosivas de la lluvia, esto último ha dado origen al estudio de los sedimentogramas. Un sedimentograma es la representación gráfica de la carga de sedimento a través del tiempo (es el equivalente de un hidrograma para el escurrimiento, pero en este caso en particular es para el sedimento), en la Figura 2.16 se muestra un ejemplo de la relación mencionada, tanto para sedimento grueso como fino.

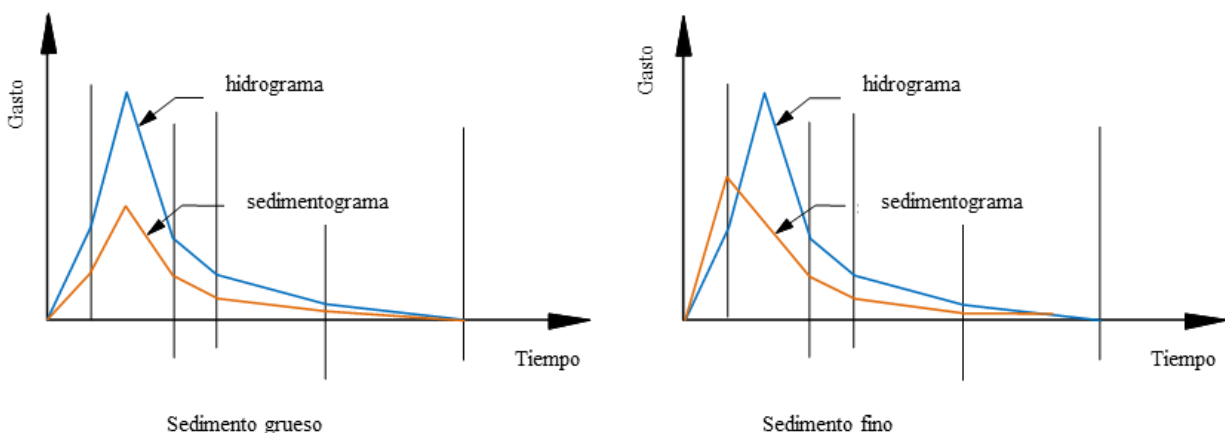


Figura 2.16 Hidrogramas y sedimentogramas de material grueso y fino (de "lavado")

Los datos recolectados en campo por si mismos no revelan mucha información acerca del fenómeno del transporte de sedimentos, por lo tanto, deben ser sometidos a un proceso analítico que arroje información útil para la solución de problemas de ingeniería de ríos.

En esta sección se describen las bases para el procesamiento de datos y la información mínima requerida para evaluar los datos de sedimentos y estimar el caudal sólido que circula por un río.

El caudal o gasto sólido que se transporta por un río se relaciona con el caudal o gasto líquido, considerando que el caudal líquido es la variable independiente y que al caudal sólido depende de este. Aunque en algunos casos existen procesos complejos que pueden perturbar esta relación, por lo que se necesita establecer un diagrama de correlación para evaluar el grado de dependencia del gasto sólido.

Debe ser muy claro que el material en suspensión que pertenece al fondo y el de fondo, dependen de las características hidráulicas de la corriente. Pero el sedimento en suspensión “fino” depende principalmente de las características de la lluvia. Esto implica que mientras para el sedimento “grueso” existe un sedimentograma que depende de las características de la corriente (p. e. el gasto líquido), el transporte del material fino genera un sedimentograma que no depende de las características de la corriente (p. e. el gasto líquido).

Generalmente, la información procesada se presenta por medio de una curva de caudal contra gasto sólido o concentración, obtenida a partir de métodos de regresión y empleando escalas logarítmicas para detectar de una manera más clara, los diferentes mecanismos del transporte de sedimentos. Durante la elaboración de dichas curvas de gasto líquido-gasto sólido, generalmente, la regresión se hace con líneas rectas. Sin embargo, se recomienda hacer un análisis para verificar que no existan puntos con discontinuidades, de igual forma pueden ocurrir comportamientos diferentes dependiendo de la época del año en que se hicieron las mediciones.

Debido a que cada cuenca es diferente y tiene sus propias fuentes de sedimento fino, se pueden producir fenómenos de histéresis, en los cuales cuando se alcanza el pico del gasto líquido, la concentración de sedimentos en suspensión puede coincidir, anteceder o suceder al pico, principalmente, esto ocurre para el caso del sedimento fino y por esta razón no es posible establecer relaciones entre el gasto líquido y el sólido.

La fuente de información primaria (datos de campo) es costosa, por lo tanto, es importante tener una buena planeación de su generación y un buen procesamiento de sus datos, que ayuden a disponer de información confiable.

La ejecución de campañas de muestreo de sedimentos en campo, generan la primera etapa del proceso, la obtención de datos primarios que se componen de muestras de sedimentos y registros de datos obtenidos en el sitio. Las muestras se obtienen mediante equipos y aparatos de diferentes tipos, dependiendo del dato que se requiere recolectar y de las características hidráulicas de la corriente, por lo tanto, su procesamiento depende a su vez del tipo de muestreador empleado. Así se pueden encontrar datos de sedimentos de diferentes tipos, que son los siguientes:

- En reposo denominado material de fondo.
- De fondo, removidos por las fuerzas de corte y movimiento de agua; rodados o empujados y en contacto casi continuo con el fondo denominados material de carga de fondo.
- Suspendidos en longitudes apreciables sin tocar el fondo, debido a la turbulencia del flujo o por movimiento Browniano, denominado sedimento en suspensión.

La ejecución de campañas de muestreo de sedimentos en campo, permiten obtener los datos primarios, que corresponden a las muestras de sedimentos y registros de los datos recolectados en el sitio. Las muestras se obtienen mediante los equipos y aparatos de diferentes tipos descritos anteriormente, el tipo de muestreador de sedimento se elige dependiendo del dato que se quiere recolectar y de las características hidráulicas de la corriente.

En la determinación de los valores de transporte de sólidos se consideran otras variables como son, entre otras, las siguientes: la ubicación de la vertical donde se extrae la muestra, profundidad de extracción y tirante total, así como observaciones que permitan conocer las características del flujo de la corriente. Aquí conviene que se considere que las corrientes pueden variar desde unos cuantos metros de ancho hasta igual o mayor de más de 1 000 m. Esto implicará emplear una estrategia, por ejemplo, en algunas corrientes de 1 000 m de ancho puede llevarse todo el día las mediciones, y por consiguiente, es posible que a lo largo del día este cambiando el gasto líquido de la corriente (p.e. aguas abajo de una hidroeléctrica).

La fuente de datos primarios por procesar, se obtienen de hojas de campo donde se registran los valores observados como son: localización de la vertical, profundidad, hora de inicio, muestreador empleado, profundidad de medición, tiempo de medición, volumen medido, número de muestra y observaciones generales.

La captura y procesamiento de los datos de campo, permite determinar los valores de las siguientes variables:

$$Q_s = K C Q \quad (2.2)$$

Q	gasto total líquido, en m ³ /s
Q_u	gasto líquido parcial unitario, en m ³ /s-m
A	área hidráulica, en m ²
V	velocidad media, en m/s
P	perímetro mojado, en m
R	radio hidráulico, en m
Y_m	tirante medio, en m
q_F	gasto de sólidos de fondo parcial unitario, en m ³ /d-m ²
q_{FS}	gasto de sólidos suspendidos parcial unitario, en m ³ /d-m
Q	gasto de sólidos suspendidos puntual unitario superficial, en m ³ /d-m ²
Q_{FS}	gasto de sólidos suspendidos total, en m ³ /d
Q_F	gasto de sólidos de fondo total, en m ³ /d
$QBD1$	gasto de sólidos suspendidos total, utilizando una botella Delft arriba de 50 cm (sin trineo) (Botella Delft 1)
$QBD2$	Gasto de sólidos suspendidos total, utilizando una botella Delft abajo de 50 cm (con trineo) (Botella Delft 2)
Q_{ST}	gasto sólido total, en m ³ /d
$D\%$	diámetro de partículas de fondo y de arrastre de fondo correspondiente a un porcentaje del material, en mm (Prueba de Mallas o Cribado)
$VD50$	diámetro de partículas de arrastre de fondo en suspensión, correspondiente al 50% del material, en mm (Prueba con Tubo Visual Acumulador de Sedimentos - VATSA)
S_s	peso específico de los sólidos

En el Ejemplo 2 se presenta la aplicación del cálculo de los hidrogramas y sedimentogramas.

b.2.1) Cálculo del gasto líquido

El cálculo del gasto de la corriente en cada sección de muestreo de sedimentos se determina sumando los gastos parciales obtenidos en cada vertical mediante el método de sección-velocidad, consultar la teoría de este criterio en el texto de (Springall, 1970). El tirante promedio se determina con las profundidades medidas a lo ancho del cauce para cada subsección y para cada uno de los cadenamamientos.

En la mayoría de las secciones se espera que el flujo escurra en forma perpendicular a la sección; sin embargo, en el caso de algunas secciones se puede observar que la trayectoria de la corriente en la sección no es paralela a la trayectoria del río, y aún más, el ángulo de desviación respecto a la perpendicular, es variable a lo largo de la sección. Es necesario corregir por inclinación de las líneas de flujo a la velocidad medida (Springall, 1970). La velocidad media se determina a partir de las velocidades puntuales, como un promedio de todas ellas.

El cálculo del área, ancho y tirante promedio, se determina de acuerdo a la configuración geométrica generada por los sondeos registrados.

El cálculo del transporte promedio de sedimentos de fondo unitario lineal parcial se determina considerando el promedio de los gastos de fondo puntuales.

b.2.2) Cálculo del gasto sólido Q_B

El transporte total de sedimentos de fondo en la sección del cauce, Q_B se determina considerando cada gasto unitario q_u

El transporte parcial de sedimentos de fondo en la vertical, se determina considerando el ancho b y el transporte promedio de sedimentos de fondo de cada subsección de muestreo de arrastre de fondo.

El transporte de sedimentos de fondo puntual en la vertical, se determina a partir del tiempo (t) y volumen (V) observado en campo, así como el ancho (b) de la entrada del muestreador.

De igual manera que en el cálculo de la velocidad, se debe hacer la corrección por el ángulo de inclinación de la perpendicular a la sección (Springall, 1970).

b.2.3) Cálculo del transporte de sedimentos de fondo en suspensión total Q_{BS}

El transporte de sedimentos de fondo en suspensión en una sección transversal del cauce se determina al sumar cada valor del transporte de las subsecciones, suponiendo un comportamiento lineal entre valores medidos de los gastos puntuales.

El transporte de sedimentos suspendidos por unidad de ancho q_{BS} ($m^3/d-m$) en una subsección, se calcula sumando el transporte en cada uno de los segmentos en los que se ha dividido el tirante.

Es evidente que en la medida que los segmentos sean más pequeños, el cálculo tendrá mayor aproximación, de tal forma que se tiene la opción de generar una correlación del perfil y obtener un valor integrado.

La ecuación resultante del transporte de sedimentos suspendidos por unidad de ancho $q_{BS}(m^3/d-m)$ estará en función del transporte puntual y las alturas de observación.

b.2.4) Cálculo de perfiles

Los gráficos de las variables a lo largo de la sección son una herramienta para el análisis de datos, para lo cual se necesita la elaboración de tablas auxiliares que concentren los resultados más significativos. La construcción de los gráficos dependerá de las variables que son de interés en los análisis.

Se calcula el transporte puntual de sedimentos de fondo en suspensión por unidad de área ($\text{m}^3/\text{d}-\text{m}^2$) observado en cada altura en que se dividió el tirante.

De igual manera que en el cálculo de la velocidad, se debe hacer la corrección por el ángulo de inclinación de la perpendicular a la sección (Springall, 1970).

b.2.5) Cálculo del diámetro de partículas de arrastre de fondo en suspensión

La determinación de los diámetros de partículas de arrastre de fondo en suspensión a partir de los resultados de pruebas en laboratorio, empleando medidores por ejemplo los de acumulación visual tipo VATSA, lo cual permite determinar curvas de sedimentación. Comúnmente este tipo de estudios se envían a un laboratorio de Mecánica de Suelos, donde se determinan las diferentes velocidades de sedimentación.

b.2.6) Curvas de gasto sólido y concentración de sedimento contra gasto líquido

Los procedimientos descritos anteriormente, se realizan por cada día de registro que se disponga en gabinete. En la construcción de curvas de gasto sólido vs gasto líquido, o bien concentración de sedimentos vs gasto líquido, se requiere disponer de registros de un periodo de tiempo largo y que contengan información de eventos durante épocas de estiaje y de avenidas. Se relaciona el caudal sólido medido contra su correspondiente caudal líquido. De cada registro diario se obtiene un punto que sirve para la construcción de la curva, conteniendo en el eje de las abscisas al caudal líquido y en el de las ordenadas al caudal sólido.

Se dibujan los puntos y se genera una gráfica que contiene información obtenida a partir de puntos discretos. Se hace un análisis de regresión a estos puntos y se encuentra una curva que relaciona al caudal líquido contra el caudal sólido transportado. Resulta claro que a medida que se cuente con más datos de registro, esta curva será más confiable.

Con este procedimiento es posible conocer al caudal de sólidos total transportado por el río y también obtener curvas separando al caudal sólido total, en las fracciones medidas con los distintos tipos de muestreadores (de fondo, en suspensión o cerca del fondo).

3. APOORTE DE SEDIMENTOS DE LA CUENCA

3.1. Introducción

Ante la carencia de mediciones del ingreso de sedimento a un embalse, es necesario disponer de criterios para el cálculo del aporte de sedimento (material) grueso como el fino. La entrada del material grueso al vaso de almacenamiento está condicionada por las características hidráulicas de la corriente de entrada al vaso, en cambio el ingreso del material fino depende de características aleatorias debido a la lluvia; por lo tanto, el transporte del sedimento grueso se calcula con los criterios de Hidráulica Fluvial que están descritos ampliamente en (Maza & Garcia, 1996), pero el sedimento fino requiere de otros enfoques como los que se presentan en este subcapítulo.

La primera fuente de aporte de sedimento fino de una cuenca, es producida por la lluvia que cae sobre la superficie de la cuenca, este proceso se llama pérdida de suelo. Los primeros estudios realizados para cuantificar la pérdida de suelo fueron realizados en parcelas; recientemente se ha empezado a abordar el aporte de sedimentos de una cuenca, consultar el texto de (Randle & et al., 2006). Los principales factores que influyen en la pérdida de suelo son la lluvia y su intensidad, el tipo de suelo, sus pendientes y longitudes de recorrido, la cobertura vegetal y las prácticas de conservación de suelos.

En la literatura especializada sobre el tema se encuentra que existe una diferencia entre el cálculo de la erosión de suelos y el aporte de sedimentos. El primero generalmente se designa con la letra " A " y corresponde a la cuantificación del material sólido que se pone en movimiento en un cierto período (tormenta, mes, año, etc.) como producto de la erosión hídrica. El segundo, designado como " AS ", corresponde al material sólido real que aporta una cuenca en su salida (en un cierto periodo). La diferencia entre estos dos conceptos estriba en que en el segundo se toma en cuenta el redepósito de material sólido dentro de la cuenca y en el primero no, por lo tanto, $A > AS$. En ambos casos (A y AS) las unidades son las mismas y pueden ser expresados en m^3/km^2 -año, ton_m/km^2 -año, o en otras equivalentes.

Existen varios criterios empíricos para calcular el aporte de sedimento, entre otros, en este trabajo se presentan tres criterios, que son los siguientes: el del USBR, mediciones en embalses de la Comisión Federal de electricidad (CFE) y la Fórmula Universal de Pérdida de Suelos (FUPS).

3.2. Criterio del USBR

El USBR propone un criterio para evaluar el aporte de sedimentos (AS), que se basa en mediciones realizadas en varias cuencas del suroeste de los EUA. La ecuación propuesta es la siguiente

$$AS = 1421.8 (A_c)^{-0.229} \quad (3.1)$$

donde

AS aporte de sedimento, en m^3/km^2 -año

A_c área de la cuenca, en km^2

3.3. Embalses de la CFE

En la Figura 3.1 se muestra la gráfica presentada por (Gracia, Rosete, & Mendoza, 2004), donde se dibujan los aportes de sedimento medidos en cinco embalses de la CFE (Tabla 3.1) contra su correspondiente área de la cuenca. La manera de emplear este criterio es la siguiente: conocida el área de la cuenca, a los cuales se les ajusto una recta, se determina con la Figura mencionada el volumen de sedimento que entra en un año a un embalse. Nótese que el procedimiento no ofrece información sobre el tipo de sedimento almacenado (grueso o fino), ni de su ubicación en el embalse; en cambio, tiene la gran ventaja de acercarse a la realidad de los embalses mexicanos.

Tabla 3.1 Tasas de sedimentación en embalses de la CFE

Embalse	Sedimentación $10^6 m^3/año$
Caracol, Guerrero	29.00
Santa Rosa, Jalisco	9.00
La Soledad, Puebla	0.86
Tuxpango, Veracruz	0.22
La Venta, Guerrero	0.60

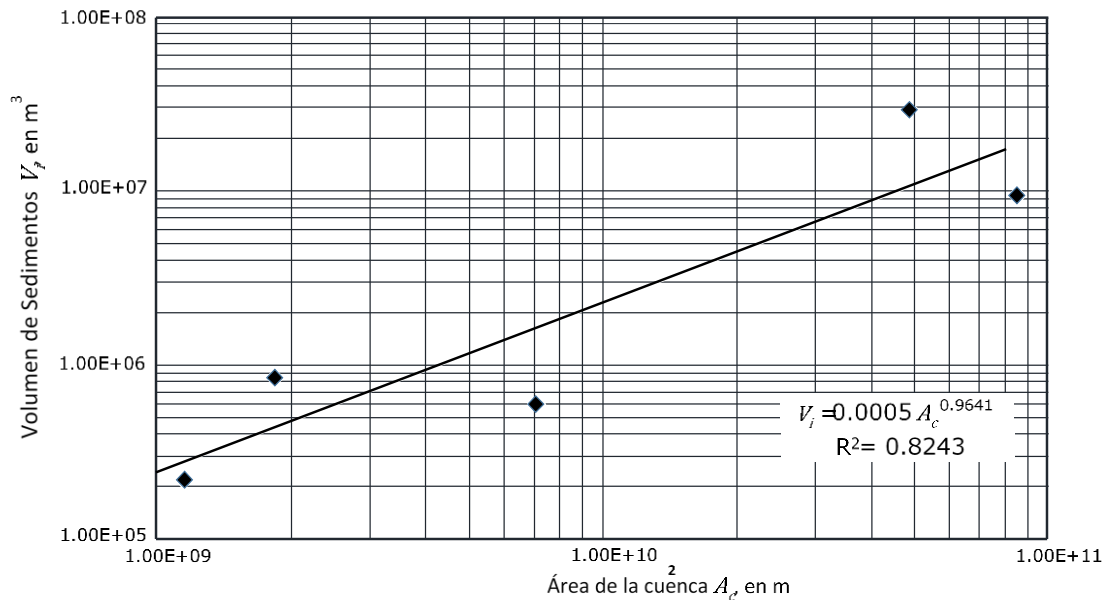


Figura 3.1 Volúmenes anuales de sedimentación asociados al área de la cuenca de presas de la CFE

3.4. Fórmula universal de pérdida de suelo (FUPS)

La Fórmula Universal de Pérdida de Suelos (FUPS), propuesta por Wischmeier y Smith (1978), se ha utilizado para determinar el aporte de sedimento en pequeñas extensiones del terreno, llamadas parcelas, no obstante, ello, ha sido modificado para emplearse en cuencas.

Conviene hacer notar que la erosión de una cuenca no puede ser nula, pues es un fenómeno natural de carácter geológico. Sin embargo, si es posible reducirla a niveles en que se preserve la fertilidad y regeneración del suelo. Existen diversos trabajos donde se han intentado establecer límites permisibles de la erosión en una cuenca; por ejemplo, (Ecologic Institute and SERI, y otros, 2010), proponen los rangos de la erosión tolerable entre 1 y 2 ton ha/año, pero en realidad presentan una reflexión sobre tales valores. El lector fácilmente entenderá que ello dependerá del punto de vista, es decir, por ejemplo, para zonas de cultivo donde el suelo es de muy alta calidad, el índice aceptable será diferente que para un suelo empobrecido de gran espesor. Pero desde el punto de vista de la sedimentación de embalses el problema es el mismo. Con la reflexión anterior el lector podrá considerar los valores de la Tabla 3.2, pero se entenderá lo relativo de la clasificación.

Para determinar la erosión permisible es necesario emplear la Fórmula Universal de Pérdida de Suelos (FUPS) en su forma original, es decir debe aplicarse a pequeñas áreas, ya que su cuantificación en cuencas podría ser engañosa, ya que podrían existir pequeñas zonas con erosión muy acentuada, que estarían compensadas con una erosión más baja que se presenta en grandes áreas.

Tabla 3.2 Rangos de erosión de suelos

Erosión	Rango (Ton _m /ha – año)
Baja	< 50
Media	50 - 100
Considerable	100 - 150
Alta	150 - 200
Muy alta	200 - 250
Extrema	>250

Adaptado de (Montes-León et al., 2011)

La pérdida de suelo ocurre en tres fases: Remoción de suelo, transporte y depósito de material sólido (sedimento).

El sedimento viaja de las partes altas de las cuencas hacia las más bajas. En algunos casos, el material sólido llega hasta los océanos, o bien se deposita en zonas interiores de las cuencas, o en los embalses.

La remoción o erosión de las partículas del material suelto, se clasifica en: erosión laminar, de canalillos, en cárcavas y en canales. En la Figura 3.2 se muestra un esquema donde se ilustra el comportamiento del material sólido.

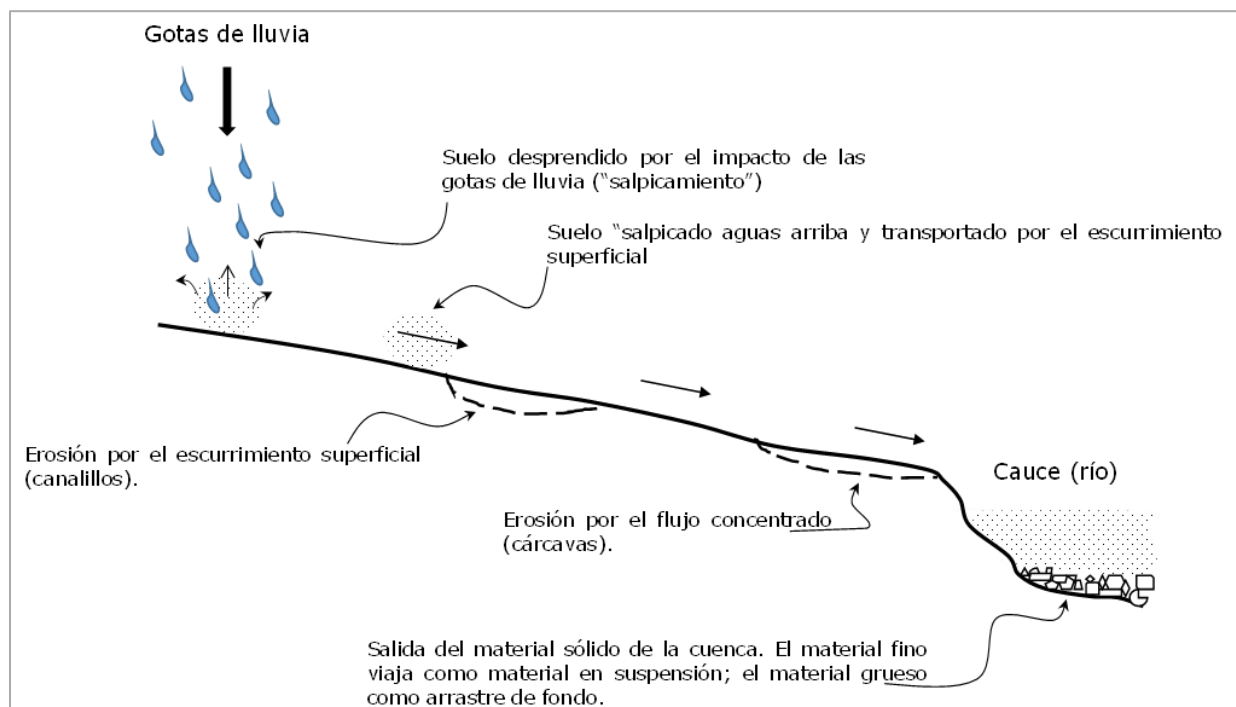


Figura 3.2 Esquema que muestra el comportamiento del material sólido desde su remoción por erosión hasta su llegada a un río. (Gracia S. J., 1997a)

Se presenta la descripción de cada uno de los tipos de erosión indicados en la Figura 3.2.

- Erosión laminar
Es la remoción de una capa de suelo delgada y relativamente uniforme. Aporta principalmente material fino que será transportado en los ríos como “carga de lavado”, hasta salir de la cuenca o llegar a un embalse.
- Erosión de canalillos
Una vez que se inicia el flujo superficial, el escurrimiento produce canalillos de varios milímetros de ancho y profundidad. Estos cambian de una tormenta a otra o bien desaparecen con las labores agrícolas. Este tipo de erosión produce material fino y un poco de grueso.
- Erosión de cárcavas
Este tipo de erosión va desde pequeños agrietamientos, hasta grandes barrancas. Su característica distintiva es su crecimiento hacia aguas arriba y el deslizamiento de las márgenes. Este tipo de erosión produce material fino y grueso.
- Erosión en canales
Este tipo de erosión se produce por el flujo concentrado de las corrientes y generalmente ocurre en ríos cuando estos no son estables. El esfuerzo cortante que se produce sobre las paredes y en el fondo, son los principales factores que produce este tipo de erosión.
- Erosión eólica
En algunos casos, el viento es un factor importante de pérdida de suelos; esto se presenta en zonas desérticas, áreas de dunas costeras, regiones montañosas, etc.

3.4.1. Transporte del material sólido

El material más grueso siempre es transportado por el fondo, el menos grueso puede ir por el fondo o en suspensión (rodando o saltando) y su concentración es función del gasto líquido. El material fino (de lavado) siempre viaja en suspensión y no depende del gasto líquido sino de las características de la lluvia.

Los principales factores que influyen en la pérdida de suelo son:

- Hidrología: la lluvia (al caer sobre el suelo rompe la estructura de este) y el escurrimiento (arrastra el material sólido).
- Topografía: influye la pendiente y longitudes recorridas por el escurrimiento superficial.
- Erosionabilidad del suelo: Disgregación del material sólido
- Cobertura vegetal: vegetación que cubre el suelo, incluyendo raíces y residuos de plantas muertas.
- Prácticas de cultivo (agrícola) y de conservación de suelos (terrazas, vías vegetadas, cultivo en fajas).

El aporte de sedimentos puede incrementarse en el corto plazo por la construcción de carreteras, presas y durante los procesos de urbanización.

La *Fórmula Universal de Pérdida de Suelos (FUPS)* es un criterio empírico, y por la generalidad de su concepción, es el mejor enfoque disponible para la cuantificación de la pérdida de suelo en las parcelas. En este criterio, originalmente propuesto por (Wischmeier & Smith, 1978), la ecuación principal es la siguiente:

$$A = R K SL C P \quad (3.2)$$

donde

- A pérdida anual de suelo, en $\text{ton}_i/\text{ac-año}$
- R factor que toma en cuenta el potencial erosivo de la lluvia (ton_i/ac) (in/h)
- K factor que toma en cuenta el tipo de suelo, en $\text{ton}_i/\text{ac}-EI_u$
- SL factor de longitud y pendiente del terreno, adimensional
- C factor de cobertura vegetal, adimensional
- P factor de prácticas de cultivo y conservación de suelos, adimensional

Una de las principales dificultades para emplear la Ecuación 3.2, radica, en la inconsistencia de las unidades empleadas, ya que en el criterio original ha sido propuesto en unidades inglesas, la transformación a sistema métrico no es trivial, pues se debe tomar en cuenta que los únicos factores que determinan las unidades de pérdida de suelo, son R y K , por lo cual ambos deben de emplearse en unidades compatibles. Evidentemente una alternativa para resolver este problema sería determinar todos los factores en unidades inglesas y calcular la pérdida de suelo empleando la Ecuación 3.3.

$$A = (224.2) R K SL C P \quad (3.3)$$

Al emplear la Ecuación 3.3, A se obtiene en $\text{ton}_m/\text{km}^2\text{-año}$, sin embargo, esto implica que como se indica en el texto original los valores de R y K , se utilicen en unidades del sistema inglés. Se ha tratado de presentar (en lo posible) la versión en sistema métrico, aunque en algunos casos, se reconoce, que sería más expedito realizar los cálculos en el sistema original propuesto por los autores; se presentan los criterios disponibles en la literatura especializada para la selección de cada factor que aparece en la Ecuación 3.3.

Factor R

La determinación de este factor es difícil y como es uno de los más importantes, ya que las unidades de aporte de material sólido aquí están incluidas (en K), los errores cometidos en su determinación repercuten de manera importante en la cuantificación final. Desafortunadamente, no existen criterios generales ni completamente probados para su determinación. Este factor depende del producto de la energía cinética de la lluvia por la intensidad máxima en 30 min (EI_{30}).

En sistema métrico y para una sola tormenta, R se determina con la ecuación siguiente:

$$R = \frac{[\sum (1.213 + 0.890 \log I_j) (I_j T_j)] I_{30}}{173.6} \quad (3.4)$$

donde

- R índice de erosividad por precipitación pluvial, en EI_u
- I_j intensidad de la precipitación pluvial para un incremento específico seleccionado de la intensidad, en mm/h
- T_j periodo del incremento seleccionado de la tormenta específica, en h
- I_{30} intensidad máxima de la tormenta durante 30 min, en mm/h

Para obtener el valor de R (que está en El_u) a N/h, es necesario multiplicar el valor de R , dado por la Ecuación 3.4, por 1.702. Cuando la duración de la tormenta es menor de 30 min, I_{30} , se toma igual al doble de la precipitación.

Para los Estados Unidos de América (EUA), existen mapas que permiten obtener (para períodos anuales) el valor de R ($50 < R < 550$) en la zona Este (en unidades El_u). Desafortunadamente, no existe esta información para otros sitios, salvo calibraciones particulares.

Una forma alternativa de valuar R (para una sola tormenta) es emplear el criterio de (Foster, 1982), quien propone la ecuación:

$$R_1 = 0.5 (R) + 0.35 \forall_u \sigma pu^{1/3} \quad (3.5)$$

donde

R_1 factor hidrológico, en N/h

R índice de erosividad de la tormenta (Ecuación 3.4), en N/h

$\forall_u$ volumen de escurrimiento, en mm

σpu gasto de pico de escurrimiento, en mm/h

Los factores que se describen a continuación se han obtenido de la publicación del (USBR, 2006).

Williams (1975), propuso valuar este factor para cuencas empleando la ecuación siguiente:

$$Rw = 9.05 [\forall Qp]^{0.56} \quad (3.6)$$

donde

Rw índice de erosividad de Williams

$\forall$ volumen de escurrimiento, en m^3

Qp gasto del pico, en m^3/s

En este caso Rw se obtiene en N-ha/h, y por lo tanto K deberá ser empleado en $ton_m\text{-}h/ha\text{-}N$. Para obtener K en las unidades anteriores, se puede multiplicar el valor correspondiente en unidades inglesas, por 1.317.

Debe observarse que al aplicar la Ecuación 3.6 en la FUPS, el resultado se obtiene en ton_m por avenida, ya que las unidades de la ecuación serían:

$$Ton_m = (N - ha/h) (Ton_m - h/ha - N)$$

Factor K

Los valores propuestos en la versión original de Wischmeier, varían de 0.05 a 0.60 (ton/acre-Elu). Para transformar los valores de K a sistema métrico ($Kg\text{-}h/N\text{-}m^2$) es necesario multiplicar el valor por 0.1317.

En la Tabla 3.3, se muestran los valores de K (en unidades inglesas) para diferentes tipos de suelo, estos valores son promedios, por lo cual si el lector desea mayor aproximación puede consultar los nomogramas respectivos que aparecen en la referencia original.

Tabla 3.3 Valores generales del factor K (unidades en sistema inglés)

Textura	Contenido de materia orgánica		
	0.5%	2%	4%
Arena	0.05	0.03	0.02
Arena fina	0.16	0.14	0.10
Arena muy fina	0.42	0.36	0.28
Arena migajonosa	0.12	0.10	0.08
Arena fina migajonosa	0.24	0.20	0.16
Arena muy fina migajonosa	0.44	0.38	0.30
Migajón arenoso	0.27	0.24	0.19
Migajón arenoso fino	0.35	0.30	0.24
Migajón arenoso muy fino	0.47	0.41	0.33
Migajón	0.38	0.34	0.29
Migajón limoso	0.48	0.42	0.33
Limo	0.60	0.52	0.42
Migajón arcilloso arenoso	0.27	0.25	0.21
Migajón arcilloso	0.28	0.25	0.21
Migajón arcilloso limoso	0.37	0.32	0.26
Arcilla arenosa	0.14	0.13	0.12
Arcilla limosa	0.25	0.23	0.19
Arcilla	0.13-0.29		

Fuente: (Gracia S. J., 1997a)

Factor SL

Es posible determinar separadamente el factor S (de pendiente) y L (de longitud); sin embargo, como se ha observado que ambos factores están íntimamente relacionados, se acostumbra determinarlos simultáneamente. La longitud, L , se define como la distancia desde el punto de origen del flujo (sobre la superficie de aporte) hasta el punto donde la pendiente disminuye lo bastante como para que ocurra el depósito, o bien, hasta el punto en que el escurrimiento entra en un cauce bien definido. La pendiente será la que tenga dicha longitud (L) o la del terreno y, generalmente, se expresa como un porcentaje.

La ecuación para determinar SL es la siguiente:

$$SL = \left[\frac{x}{22.13} \right]^m (0.065 + 0.045S + 0.0065 S^2) \quad (3.7)$$

donde

- x longitud del tramo con pendiente S , en m
- S pendiente, en porcentaje (por ejemplo, 5, 10, 20 %)
- m constante del terreno, se determina considerando lo siguiente:
 - $m = 0.5$, si $S \geq 5\%$
 - $m = 0.4$, si $5\% < S < 3\%$
 - $m = 0.3$, si $3\% \leq S \leq 1\%$
 - $m = 0.2$, si $S < 1\%$

Cuando no se dispone de información detallada para estimar los valores de SL , la Tabla 3.4 permite tener una buena aproximación de SL , si se conocen el uso del suelo y el valor de la pendiente.

Tabla 3.4 Valores generales de SL

del suelo, pero no el depósito de sedimentos, y que no considera el aporte de material sólido que procede de las cárcavas, son concavidades en el suelo y que se forman por la erosión que produce una corriente de agua, por lo que para su empleo en una cuenca es necesario efectuar algunas consideraciones adicionales.

En algunos textos especializados, se proponen variantes de la FUPS para calcular AS en lugar de A en cuencas, ello implica valuar algunos parámetros de manera diferente a los del criterio original, como son, por ejemplo, S y L ; sin embargo, los criterios no son uniformes ni están completamente probados.

Tabla 3.6 Valores del factor P

Pendiente (%)	Contorneo	Cultivo en fajas	Terrazas y contorneo
1.1 - 2	0.6	0.30	-
2.1 - 7	0.5	0.25	0.10
7.1 - 12	0.6	0.30	0.12
12.1 - 18	0.8	0.40	0-16
18.1 - 24	0.9	0.45	-

Adaptado de (Gracia S. J., 1997a)

Para una cuenca, los factores K , SL , C y P pueden tomarse en cuenta siguiendo el mismo procedimiento de la fórmula original, y solamente el factor R sería motivo de una reevaluación.

3.4.2. El coeficiente de entrega de sedimentos de la pérdida de suelo

La *FUPS* calcula fundamentalmente la cantidad de suelo erosionado, pero no da información en cuanto a su posible tránsito o movimiento dentro de la cuenca, donde es susceptible de ser depositado; lo mencionado depende fundamentalmente de las características y tamaño de la cuenca. Para tomar en cuenta este hecho, se ha propuesto el concepto del Coeficiente de Entrega de Sedimentos (CES), con el cual se pretende tomar en cuenta el depósito dentro de la cuenca. Dicho coeficiente está definido de la manera siguiente:

$$CES = 100 (AS/ET) \quad (3.8)$$

donde

CES coeficiente de entrega de sedimentos, adimensional

AS aporte de sedimentos de la cuenca en un cierto periodo, por ejemplo, un año, en ton_m/km^2 o equivalentes

ET erosión total de la cuenca, en un periodo igual al de AS , en ton_m/km^2 o equivalente; también

ET se considera igual a A , y se calcula con la Ecuación 3.2

Otro criterio para valuar CES , es el propuesto por el *US Soil Conservation Service (USSCS)*, que calcula con la ecuación siguiente:

$$CES = 0.51 (A_c/2.59)^{-0.11} \quad (3.9)$$

donde

CES	coeficiente de entrega de sedimentos, en porciento
A_c	área de la cuenca en estudio, en km^2

El volumen anual retenido por el embalse sería igual a:

$$V_{\text{anual real sed}} = V_{\text{anual}} \frac{CES_1}{100} \quad (3.10)$$

$$CES_1 = 10^{1.9354 - 0.1419 \log\left(10 \cdot \frac{A_c}{10^6}\right)} \quad (3.11)$$

donde

CES_1	coeficiente de entrega de sedimentos, en porciento
A_c	área de la cuenca en estudio, en m^2
V_{anual}	volumen anual de sedimento que ingresa al embalse, en m^3
$V_{\text{anual real sed}}$	volumen real de sedimento depositado, en m^3

3.4.3. Simulación del proceso de erosión en cuencas

A partir de los años 60's, se incrementó sustancialmente la investigación, en sus diferentes aspectos, sobre el proceso de erosión en una cuenca. Esto ha originado una gran cantidad de aportaciones teóricas, cuya aplicación requiere de la modelación numérica, ya que en su mayoría estos criterios están apoyados en modelos hidrológicos complejos. La presentación y discusión de dichos trabajos salen del alcance de este texto; sin embargo, considerando las posibles necesidades del lector de aplicar tales procedimientos (a problemas de erosión de suelos, no de sedimentación en embalses), las aportaciones realizadas en este tema se pueden consultar, por ejemplo, en (Gracia S. J., 1997a) o en Internet.

En la mayor parte de los casos existe el interés de plantear, lo más completo posible, el fenómeno de erosión, tomando en cuenta la creación de canalillos, cárcavas, el salpicamiento, etc.; es necesario hacer notar que el sedimento que esencialmente se está calculando es, principalmente, el material fino.

Para el material grueso, es necesario emplear las ecuaciones de transporte de fondo y de suspensión, que son de uso común en la Hidráulica Fluvial, las cuales se pueden consultar, por ejemplo, en (Maza & García, 1996). Por supuesto, estas ecuaciones dependerán de la generación de los hidrogramas para estimar el transporte total de sedimento.

En algunos casos, se requiere definir el índice de erosión en una cuenca (IEC), con la ecuación siguiente:

$$IEC = \frac{ATS}{A_c} \quad (3.12)$$

donde

IEC	índice de erosión de la cuenca
ATS	aporte anual total de sedimento fino
A_c	área de la cuenca

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco

4. CONTROL DEL APORTE DE SEDIMENTO

Para fines prácticos el suelo es un recurso no renovable que requieren de cientos de años para su formación, motivo por el cual se tiene la necesidad inmediata de atenuar y controlar la erosión de un suelo, independientemente de la importancia de reducir la sedimentación en un embalse.

Debido a las características de cada tipo de erosión, se ha considerado conveniente dividir la presentación de los métodos de control del aporte de sedimento en dos grandes grupos:

- a) El control del escurrimiento superficial que no se presenta concentrado
- b) El manejo de los escurrimientos concentrados.

En la práctica estos dos tipos de erosión ocurren simultáneamente.

4.1. Control del sedimento fino

Si bien es cierto que la erosión es, desde un punto de vista geomorfológico, un fenómeno natural, lo acelerado de la pérdida de suelo, causado principalmente por la eliminación o cambio de la cobertura vegetal natural, es un problema causado por el hombre. En consecuencia, es fácil entender que la reposición o implantación de coberturas vegetales son un control efectivo de la erosión. Las prácticas de conservación más comunes son:

a) Rotación de cultivos

Consiste en emplear alternativamente, en un mismo terreno, diferentes cultivos que preserven la fertilidad y aseguren un buen establecimiento vegetal.

b) Cultivos en franjas

Consiste en plantar alternativamente fajas (franjas) de diferentes cultivos o plantas. Por ejemplo, se pueden sembrar fajas de cereales alternadas con fajas de pasto. Generalmente, estas fajas se realizan en contorno y, en algunos casos, también sirven para la protección de la erosión por viento. Su principal

función es aumentar la infiltración, interceptar el escurrimiento superficial no concentrado y retener al suelo removido.

c) Pastizales

En los casos en que el suelo ya está muy dañado por la erosión y no es posible emplearlo en labores agrícolas o forestales, es recomendable dedicarlos a pastizales perennes. Este tipo de cobertura es muy eficiente en el control de la erosión, pero las condiciones climáticas y de suelo deben ser favorables al tipo de pasto empleado para que este pueda ser estable en el largo plazo. Es conveniente señalar aquí que el sobrepastoreo es un factor muy importante en el incremento de la erosión.

d) Cortinas de árboles

Esta medida de control es aplicable a zonas no aptas para la agricultura y, generalmente, se emplean para proteger de la erosión por viento. Sin embargo, en muchos casos se emplean como "fajas de protección", en el control de cárcavas o en suelos con pendientes muy pronunciadas. Su principal función es la de retener al suelo y propiciar las condiciones más favorables para la generación de la cobertura natural.

e) Reforestación

Es una de las medidas más efectivas siempre que sea correctamente realizada y, posteriormente, bien administrada. Principalmente, es aplicable, en las partes altas de las cuencas, conocidas como zonas de montaña de los ríos, donde las pendientes del terreno son fuertes y el suelo es pobre. Siempre se debe considerar, por ejemplo, que en un bosque es, primero, una medida de protección, y después una zona de explotación maderera.

Existen casos como las laderas de caminos o las pendientes del terreno muy pronunciadas, donde también se pueden emplear eficientemente protecciones vegetales. El lector interesado en profundizar sobre las medidas de control antes señaladas, puede recurrir a consultar, por ejemplo, el trabajo de (Musetter, 2008).

f) Contorneo

Consiste en realizar las operaciones agrícolas siguiendo las curvas de nivel del terreno, con lo cual se logra una disminución acentuada de la energía del agua. Esta es una práctica ya establecida y comprobada su eficiencia.

g) Intercepción con zanjas de infiltración

Consiste en construir zanjas protegidas con vegetación a intervalos regulares en una pendiente. Dichas zanjas pueden ser de pendiente nula o no, y sirven para aumentar la infiltración. Se emplean en los casos donde el suelo es profundo con buena permeabilidad.

h) Intercepción con zanjas de desvío

Cuando se necesita proteger alguna zona de aguas abajo o se requiere detener el avance de las cárcavas, es necesario construir zanjas para recolectar y desviar escurrimientos. Este tipo de zanjas deben estar protegidas con alguna cubierta vegetal para evitar su deterioro.

i) Terrazas

Sirven para cambiar una ladera larga con pendiente alta, en varias cortas con pendientes bajas, que recogen y regulan el escurrimiento superficial. El agua recolectada en las terrazas puede entonces

llevarse a una zona protegida en la que no cause daños; o si el suelo es muy permeable, la misma terraza propiciara la infiltración.

Finalmente, conviene recordar que todas las medidas anteriores, principalmente, contribuyen al control del sedimento fino, pero no así del grueso que son la principal causa del problema de sedimentación en embalses.

4.2. Control del sedimento grueso

Por sus características, el escurrimiento superficial concentrado produce la erosión más evidente a simple vista, siendo un caso típico las cárcavas. Para controlar dichos escurrimientos se pueden considerar tres tipos básicos de protección:

a) Represas

Estas estructuras disminuyen la energía del escurrimiento y propician el depósito de sedimento grueso (pero no el fino).

b) Control de cárcavas y barrancos

En estos casos, primero se deben proteger las cabeceras para evitar su crecimiento hacia aguas arriba y después el lecho de los cauces para evitar su profundización. Luego se protegen las laderas tratando de estabilizarlas con vegetación. En algunos casos, cuando el daño es muy acentuado, es conveniente construir zanjas de intercepción antes de la cárcava o barranco, y descargar en otro sitio más protegido

c) Rectificación de cauces

Una vez que el escurrimiento superficial concentrado, se encuentre bien definido y es permanente (se tiene un río), puede existir erosión en las márgenes y en el fondo (erosión en canales). En estos casos también es necesario proteger las márgenes y disminuir la pendiente del fondo. Las represas (hechas de madera, gaviones, mampostería, etc.), el revestimiento de las márgenes y los espigones, han sido las mejores alternativas en la rectificación de cauces.

d) Otros métodos

Recientemente se han empleado algunas sustancias químicas que permiten, al menos en el tiempo que tarda en estabilizarse la cubierta vegetal, proteger al suelo de la erosión. Dichas sustancias son polímeros y copolímeros que inducen procesos en el suelo que se traducen en la formación de agregados estables. Estos procedimientos han sido empleados principalmente en la protección de taludes y laderas de obras de ingeniería como canales, caminos y cortinas de tierra.

Existen técnicas probadas para el diseño de estructuras para el control de azolve, sin embargo, ello sale fuera del alcance de este texto, pero el lector interesado en este tema para mayor información puede consultar, por ejemplo, el trabajo de (Mussetter, 2008), o cualquier otra publicación para el diseño de estructuras en el control de la erosión de cauces.

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco

5. RETENCIÓN DE SEDIMENTOS EN EL EMBALSE

Predecir la cantidad de sedimentos que son depositados en el embalse, ya sea en la entrada en forma de delta o en el interior del mismo, es un problema difícil de resolver, debido al tipo de variables relacionadas y que están involucradas en él problema, entre las variables están, entre otras, las siguientes: tamaño y cantidad de los sedimentos, tipo de operación del embalse y condiciones hidráulicas del tramo de llegada al embalse.

5.1. Ubicación del delta

Para predecir la forma de los deltas en la entrada del embalse, se han desarrollado procedimientos empíricos y analíticos, los primeros suelen utilizarse cuando se considera que el delta no tendrá mucha importancia, pero en caso contrario es más recomendable utilizar un método analítico.

Entre los principales criterios empíricos para determinar la formación del delta están, los de Borland, Pemberton y Harrison (USBR, 2006), siendo el primero de los tres, el más sencillo de emplear. Entre los criterios analíticos existe una gran cantidad de trabajos que se han ocupado de simular la evolución del delta.

Los estudios analíticos se ocupan de resolver las ecuaciones de continuidad, energía y transporte de material sólido empleando esquemas de diferencias finitas. En la práctica, se ha observado que el problema es aún más complejo, que el que hasta el momento ha sido posible representar analíticamente. La presencia de material cohesivo, la formación de multi deltas estacionales y el efecto transitorio de las avenidas configuran la complejidad del problema. Esto, aunado a la escasez de información de campo, por ejemplo, las granulometrías, que limitan el alcance de las simulaciones que se realicen.

El método de Borland (USBR, 2006), utiliza los registros de 27 embalses de los E.U. y el procedimiento de aplicación se presenta a continuación.

1. La pendiente superior del delta (S_s)

- Empleando los resultados de los 27 embalses que se sintetizan, Figura 5.1.
- Aplicando las fórmulas de transporte de fondo, como la de Schoklitsch y Meyer Peter y Müller para condiciones de transporte nulo, (Maza & Garcia, 1996).
- Medir la pendiente superior en varios embalses similares al estudio.
- Considerar el 50% de la pendiente original del cauce.

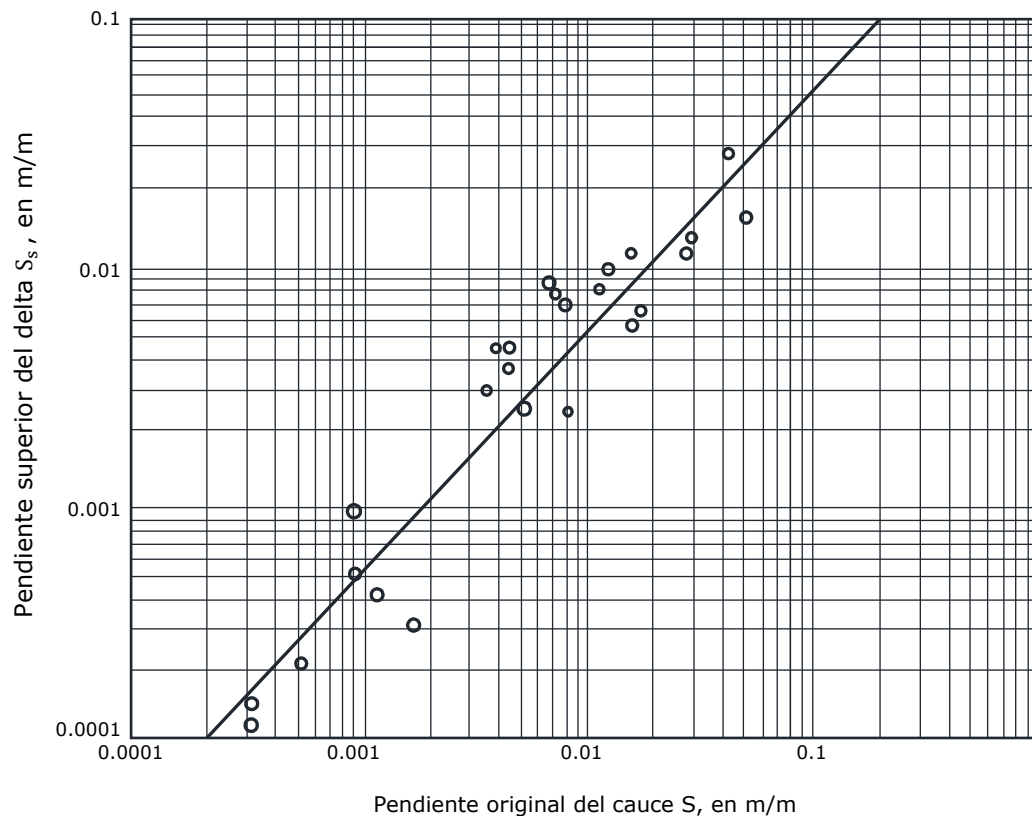


Figura 5.1 Relación entre pendientes, en la formación de deltas. *Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)*

2. Pendiente frontal del delta (S_f)

Se obtiene multiplicando la pendiente superior por una constante. Un valor promedio de la constante, obtenido de las mediciones realizadas en los embalses de los E.U., es de 6.5.

3. Límite superior del delta

Suele situarse donde la elevación máxima del embalse corta al fondo original del cauce.

4. *Punto pivote (PP)*

Su ubicación depende de la operación del embalse y de las pendientes existentes en la zona del delta. Se utilizan la elevación de operación normal del embalse, cuando es operado en este nivel la mayor parte del tiempo, y la elevación media de operación, cuando el embalse tiene fluctuaciones constantes y el cauce entra al embalse por medio de un tajo profundo, es decir, al 50% de almacenamiento útil.

5. *Forma del delta*

La forma definitiva del delta, se obtiene por medio de aproximaciones sucesivas, de tal manera que el volumen de diseño, sea semejante al volumen aportado por el transporte de fondo del río en el período de diseño. Si estos dos volúmenes no coinciden (aceptando una pequeña diferencia), se puede cambiar la pendiente frontal, pero si la diferencia es considerable se debe recorrer el punto pivote hacia adelante o hacia atrás según sea el caso, pero siempre conservando su elevación.

Hay que señalar que la forma del embalse es muy importante, ya que cuando la forma de este es de tipo lago, el depósito del sedimento ocurre más como un abanico fluvial; sin embargo, en la mayoría de los casos los cauces son "encañonados" y el flujo es sensiblemente bidimensional. En la Figura 5.2 se muestra la "cola" del embalse de la presa El Caracol de la CFE, donde se observa la sedimentación ocurrida a la entrada del embalse (2008). Nótese lo estrecho del cauce, en este caso, la consideración de flujo bidimensional es adecuada.

En la Figura 5.3 se muestra la sección transversal del embalse de la presa El Caracol de la CFE, donde se observa la sedimentación ocurrida en el transcurso del tiempo. Nótese que el escurrimiento ocurre de derecha a izquierda.



Figura 5.2 Sedimentación a la entrada del embalse de la presa El Caracol de la CFE

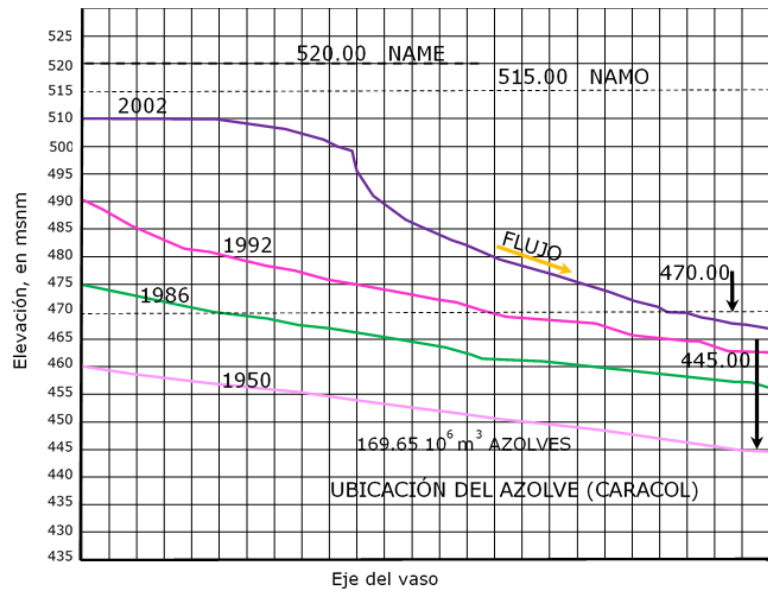


Figura 5.3 Sedimentación del embalse de la presa El Caracol de CFE (En el eje horizontal la separación de las coordenadas es aproximadamente de 1 km)

5.1.1. Distribución del sedimento dentro del embalse

El criterio fue desarrollado por Eugene A. Cristófano, cuya ecuación básica es la siguiente.

$$S = A_o (H - Y_o) + V_o \quad (5.1)$$

donde

- S volumen total de sedimento que será depositado y distribuido en el embalse, en m^3
- A_o factor de corrección del área, el cual corresponde al área original del embalse a la nueva elevación del mismo, en m^2
- H profundidad máxima del embalse, en m. Es la diferencia de elevaciones entre la original del fondo del embalse y el nivel de aguas normales (NAMO)
- Y_o profundidad alcanzada por el volumen total de sedimento, S , en m
- V_o volumen de sedimentos depositados bajo la elevación Y_o , en m^3

Este método consiste en simular la pérdida de área y por consiguiente de capacidad o volumen; según la elevación de los niveles del agua en el embalse en una cantidad fija, y después por medio de tanteos igualar el volumen perdido con el volumen aportado de sedimentos.

Para la aplicación de este método se requieren los datos siguientes:

- a) Elevación del punto más bajo del embalse y del nivel de agua a capacidad normal, en m
- b) Volumen de sedimentos que serán depositados en el embalse, durante cierto número de años, en m^3
- c) Curvas elevaciones - áreas y elevaciones - volúmenes originales del embalse

El procedimiento de aplicación es el siguiente:

Se supone un valor de Y_o , y se obtienen A_o y V_o de las curvas elevaciones áreas - capacidades, respectivamente. Se sustituyen en la Ecuación 5.1 y se obtiene un valor de S , el cual debe coincidir con el volumen de sedimentos que será depositado, de no ser así, se propone otro valor de Y_o y se repite el cálculo hasta que dichos valores sean semejantes

Los valores finales de Y_o , A_o y V_o servirán para realizar los cálculos siguientes:

I. Se procede a llenar la Tabla 5.1, con la información siguiente:

Tabla 5.1 Método área-incremento

Elev. m	Prof. m	Área embalse m ²	Capacidad embalse m ³	A_o m ²	V m ³	Áreas m ²	Cap. m ³
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)

Columna 1. Se proponen las elevaciones que se desean estudiar, en m. Se recomienda que sean al menos diez, cubriendo toda la altura hidráulica de la cortina, es decir hasta la elevación que corresponde al NAME.

Columna 2. Se obtienen las profundidades de cada elevación de la Columna 1, como la diferencia entre cada elevación del agua y la cota mínima del embalse.

Columna 3. Se obtienen las áreas correspondientes a las elevaciones seleccionadas

Columna 4. Se obtienen las capacidades del embalse en las elevaciones seleccionadas.

Columna 5. Factor de corrección de áreas. Para las elevaciones superiores a la dada por Y_o , se tomará el valor de A_o del paso 1 y para elevaciones menores se tomarán los valores correspondientes de la Columna 3.

Columna 6. Factores de corrección de volúmenes para las elevaciones superiores a la dada por el valor Y_o . Para obtener dichos factores se utiliza la ecuación siguiente:

$$V = A_o (H - Y_o) + V_o \quad (5.2)$$

donde V es el volumen corregido.

Los valores A_o , V_o y Y_o son los obtenidos en el paso 1, y los valores de H se toman de la Columna 2. Cuando se tienen valores menores a la elevación dada por Y_o se toman los valores correspondientes de la Columna 4.

Columna 7. Áreas nuevas. Resultan de la diferencia entre los valores de las columnas 3 y 5.

Columna 8. Capacidades nuevas. Resultan de la diferencia entre los valores de las columnas 4 y 6.

II. Se dibujan los valores de las cols. 7 y 8, con los valores originales, para determinar las variaciones por el efecto del depósito de sedimentos.

Se presenta en el Ejemplo 4 “Distribución del sedimento depositado en el embalse”, la aplicación de la metodología descrita.

5.1.2. Método trigonométrico (Gracia, 1997)

El método consiste en repartir proporcionalmente el sedimento dentro del embalse, procediéndose de la manera siguiente:

Dada la curva elevaciones - capacidades iniciales del embalse (ver Figura 5.4), se trazan rectas de la elevación máxima a diferentes puntos de la curva elevaciones - capacidades (rectas OA, OB, OC, etc.). Posteriormente, con la capacidad del embalse después de un cierto período en que haya ocurrido la sedimentación (O_a), se calcula $R = O_a/OA$. A continuación, se multiplican OA, OB, OC, etc. por R, y se obtienen O_a , O_b , O_c , etc.. Uniendo los puntos a, b, c, etc., se obtiene la nueva curva elevaciones - capacidades.

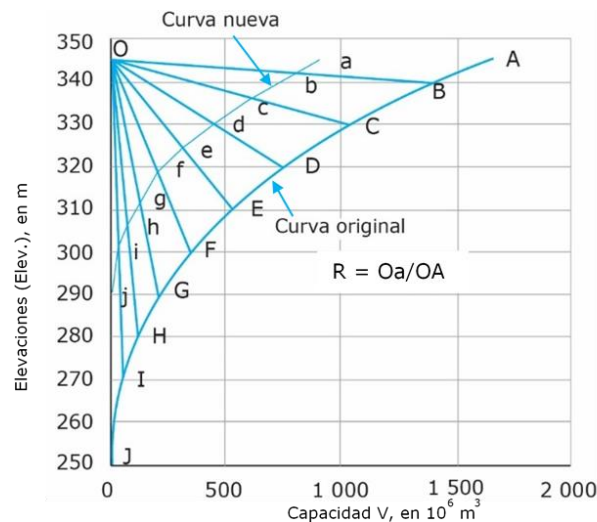


Figura 5.4 Método trigonométrico Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)

5.1.3. Método área-reducción (Gracia 1997)

El método fue desarrollado por (Borland, W, & Miller, 1960), con base en mediciones obtenidas en 30 embalses, cuya capacidad variaba entre 1.36 y 38547 Hm^3 .

El procedimiento de aplicación es el siguiente:

1. Clasificar el embalse en uno de los cuatro tipos propuestos en el método.

Dibujar en papel logarítmico la curva elevaciones capacidades del embalse. Generalmente, se obtiene una recta, de la cual se obtiene la pendiente y posteriormente su recíproco al cual se designa con la letra M, el que permite clasificar al embalse según la Tabla 5.2.

Existen casos en los que el tipo de operación del vaso puede cambiar la clasificación de éste. Por ejemplo, si un vaso se ha clasificado tipo III, pero recibe sedimento predominantemente arcilloso; si el embalse tiene frecuentes y severos descensos de nivel, se clasifica como tipo IV, la mayor parte de

los sedimentos serán depositados cerca de la cortina, como en los embalses tipo cañada. En otras palabras, una operación con maniobras muy radicales, aunada al predominio de un material sólido con comportamiento especial, puede requerir de una reclasificación del tipo de embalse.

2. Calcular la elevación del sedimento depositado en el embalse.

Con el formato presentado en la Tabla 5.3, se procede de la manera siguiente:

Columna 1. Seleccionar elevaciones del nivel de agua dentro del embalse, $Elev_i$ en m

Columna 2. Profundidades del embalse, P_i , en m

$$P_i = Elev_i - Elev_{min} \quad (5.3)$$

donde

P_i profundidad del embalse, en m

$Elev_i$ elevación del fondo del embalse, en m

$Elev_{min}$ elevación mínima, corresponde al fondo del embalse, en m

Tabla 5.2 Clasificación de un embalse

Tipo de embalse	Nombre descriptivo	M
I	De lago	3.5 - 4.5
II	Planicie de inundación, Pie de montaña	2.5 - 3.5
III	De colina	1.5 - 2.5
IV	De cañada	1.0 - 1.5

Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)

Columna 3. Profundidades relativas PR_i

$$PR_i = P_i / H \quad (5.4)$$

donde

PR_i profundidad relativa, adimensional

P_i profundidad que corresponde a la $Elev_i$, en m

H elevación mínima, en m

Columna 4. Capacidad del embalse C_i para cada $Elev_i$, se obtiene utilizando la curva Elev. – áreas - capacidades

Columna 5. Obtener las diferencias de capacidades para una elevación en particular

$$\Delta V_i = S - C_i \quad (5.5)$$

donde

ΔV_i diferencia de capacidades, en m^3

S volumen total de sedimentos, en m^3

C_i capacidad del embalse para una elevación en particular, en m^3

Columna 6. Se obtiene el valor del área del embalse, A_i , que le corresponde a la $Elev_i$; para hacer este cálculo se utiliza la curva Elev. – áreas - capacidades

Columna 7. Se calcula el producto $H A_i$

Columna 8. El valor de $h'(p)$, se calcula de la manera siguiente:

$$h'(p)_i = \frac{S - C_i}{H A_i} \quad (5.6)$$

donde

$h'(p)_i$ profundidad de referencia, en m

S volumen de sedimentos que entra al embalse, en m^3

C_i capacidad del embalse para una elevación en particular, en m^3

H elevación mínima, en m, ver Ecuación 5.4

A_i área del embalse para una elevación en particular, en m^2

Se dibujan los valores de las columnas 3 (PR_i) y 8 ($h'(p)_i$) de la Tabla 5.3, en la Figura 5.5. El punto donde ésta curva corte a la correspondiente a la del tipo en que se clasificó al embalse, indicará el valor de P_0 correspondiente al piso del embalse. Este valor permitirá calcular el valor de Y_0 con la ecuación siguiente:

$$Y_0 = P_0 H \quad (5.7)$$

donde

P_0 tirante relativo, en m

Y_0 elevación de referencia, en m

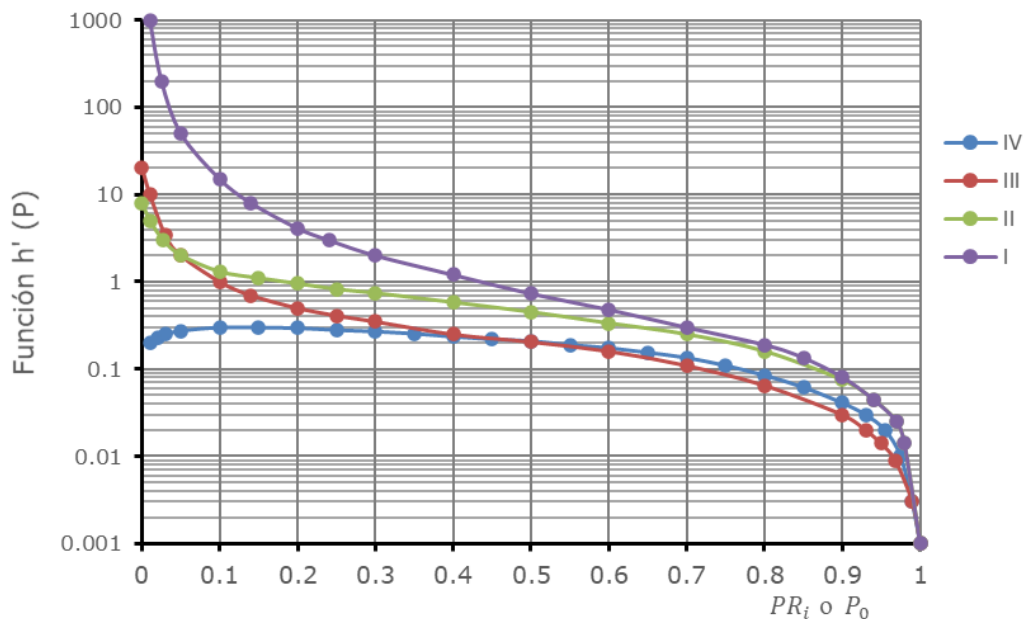


Figura 5.5 Función $h'(p)$ y tirante relativo P_0 . Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)

La elevación del sedimento depositado será igual a:

$$Elev(Y) = Elev_{min} + Y_0 \quad (5.8)$$

Tabla 5.3 Elevación del sedimento depositado en el embalse

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
$Elev_i$	P_i	PR_i	C_i	ΔV	A_i	$H(A_i)$	$h'(p)$
m	m	m/m	m ³	m ³	m ²	m ³	m ³ /m ³
--	--	--	--	--	--	--	--
--	--	--	--	--	--	--	--
--	--	--	--	--	--	--	--
--	--	--	--	--	--	--	--
--	--	--	--	--	--	--	--

Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)

3. Cálculo de la distribución de sedimentos en el embalse

Con el formato presentado en la Tabla 5.4, se procede de la manera siguiente:

Columna 1. Seleccionar elevaciones del nivel de agua dentro del embalse, $Elev_i$ en m.; una de ellas debe corresponder a la del nivel Y_0

Columna 2. Profundidades del embalse, P_i , ver la Ecuación 5.3

Columna 3. Área del embalse para cada una de las $Elev_i$, se utiliza la curva elevaciones-áreas-capacidades

Columna 4. Capacidad del embalse C_i para cada una de $Elev_i$, se utiliza la curva elevaciones-áreas-capacidades

Columna 5. Profundidades relativas PR_i , ver la Ecuación 5.4

Columna 6. Áreas relativas. Con la ayuda de la Figura 5.6 se obtiene para cada $Elev_i$ el área relativa AR_i , para cada profundidad relativa PR_i . Las áreas y tirantes relativos de la Figura 5.6 fueron obtenidos de mediciones realizadas en distintos tipos de embalse. Cada área relativa es aquella obtenida de la curva de diseño, asociada al tirante relativo dentro del embalse.

De requerir una mayor aproximación, se utiliza la Ecuación 5.9.

$$a = CP^m (1 - P_0)^n \quad (5.9)$$

donde

P_0 tirante relativo

C, m, n constantes para el cálculo de áreas relativas, se obtienen de la Tabla 5.5

Tabla 5.4 Distribución de sedimentos, Método Área – Reducción

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(7a)	(8a)	(9)	(10)	(11)
						Primera iteración factor K_1		Segunda iteración factor K_2				
$Elev_i$ m	P_i m	A_i m ²	C_i m ³	PR_i m/m	AR_i m ²	A_{Real} m ²	V_i m ³	A_{Real} m ²	V_i m ³	Vol acumulado m ³	As m ²	Vs m ³
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
							$S_1=\Sigma V_i$			$S_2=\Sigma V_i$		

Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)

Tabla 5.5 Coeficientes para el cálculo de áreas relativas

Tipo de embalse	C	m	n
I	5.047	1.85	0.36
II	2.487	0.57	0.41
III	16.967	-1.15	2.32
IV	1.486	-0.25	1.34

(Gracia S. J., 1997b)

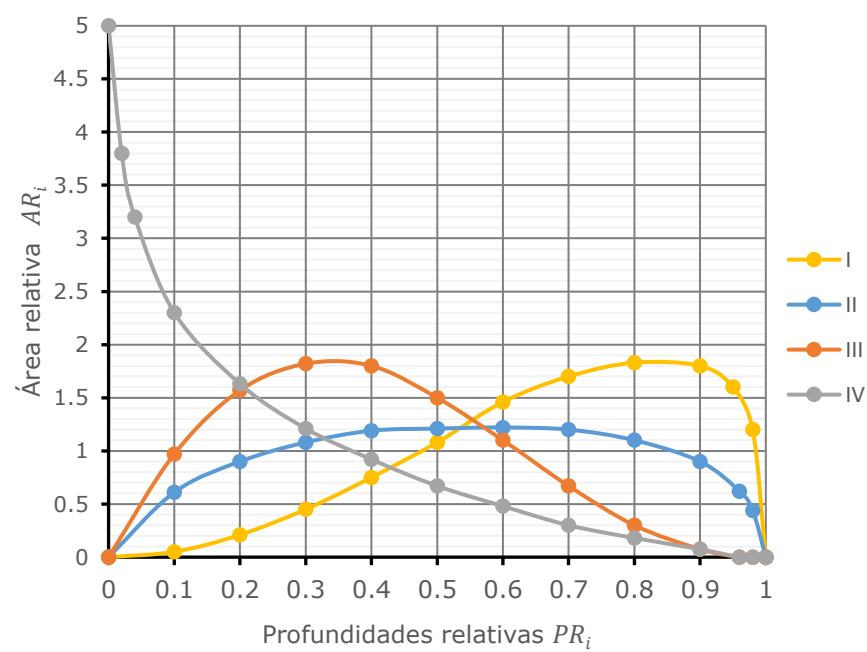


Figura 5.6 Relación entre tirantes relativos, PR_i y áreas relativas AR_i . Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)

Columna 7. Área real, A_{Real} , se obtiene a través del factor de proporcionalidad, K_1 , definido por la ecuación siguiente:

$$A_{Real} = K_1 AR_i \quad (5.10)$$

$$K_1 = \frac{A_i}{AR_i}$$

donde K_1 es un factor de proporcionalidad.

Columna 8. Volúmenes de sedimento depositado en el embalse

Se obtiene utilizando, la ecuación siguiente:

$$V = \frac{(A_1 + A_2) D}{2} \quad (5.11)$$

donde

- V volumen de sedimento depositado en el embalse, en m^3
- A_1, A_2 áreas de sedimento, que corresponden a las elevaciones inicial y final, respectivamente, en m^2
- D diferencia entre elevaciones consecutivas, en m

Si la suma de los valores de la Columna 8, $\sum V_i$, no coincide, o no se asemeja lo suficiente, al valor del volumen de sedimentos que se acumulará en el vaso, se calcula una K_2 de la forma siguiente:

$$K_2 = K_1 \left(\frac{S}{S_1} \right) \quad (5.12)$$

donde

- K_1 nuevo factor de proporcionalidad primera iteración
- K_2 nuevo factor de proporcionalidad segunda iteración
- S volumen de sedimentos que entra al embalse, en m^3/s
- S_1 suma de sedimentos, Columna 8.

Con la nueva K_2 se repite el cálculo de las columnas 7 y 8. Este procedimiento se sigue hasta que los volúmenes S y S_1 sean semejantes en un 95%.

Columna 9. Volumen del embalse sedimento acumulado de la última iteración, de la Columna 8.

Columna 10. Área del embalse con sedimentos, diferencia entre las columnas 3 y la 7 de la última iteración.

Columna 11. Volumen del embalse con sedimentos, diferencia entre las columnas 9 y 4 de la última iteración.

4. Se dibuja la nueva curva elevaciones – áreas - capacidades.

5.1.4. Eficiencia de atrape

La eficiencia de atrape o retención de sedimentos de un embalse, está determinado por el cociente entre la cantidad de sedimentos depositados y la cantidad total de material que entra al embalse. Existen varios criterios empíricos para su cálculo, por ejemplo, los de Brune, Brown y Churchill (USBR, 2006).

No existen en la literatura evidencias claras de la bondad de dichos procedimientos, pero sí están identificados los principales factores siguientes:

1) Características del sedimento

La velocidad de caída de las partículas, forma y viscosidad de la mezcla agua- sedimento.

2) Tiempo de permanencia de los escurrimientos dentro del embalse

Depende principalmente de la capacidad del embalse y de la magnitud de las extracciones.

3) Tipos de obra de toma

El tamaño y su ubicación tiene influencia en la extracción del sedimento en suspensión, en particular, cuando son profundas.

4) Otros

Como son, por ejemplo, la forma y la política de operación del embalse, su antigüedad y la posible formación de corrientes de densidad.

a) Criterio de G. M. Brune (1953)

Empleando datos de 44 embalses operando con niveles altos del embalse, se estableció una relación entre la eficiencia de atrape (ER , en %) y el cociente entre el volumen (capacidad) total del embalse y el volumen del escurrimiento medio anual, ambos expresados en las mismas unidades; en la Figura 5.7 se muestra la relación mencionada.

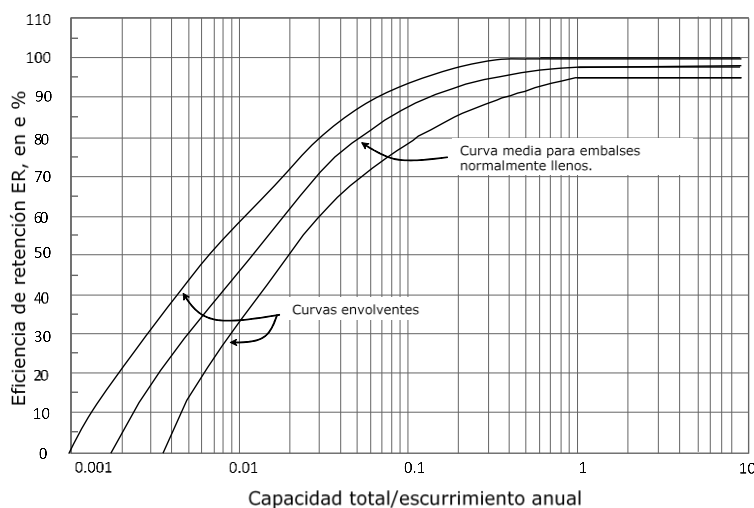


Figura 5.7 Curva de retención de G M Brune. *Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)*

Como puede observarse, existe una envolvente superior que se recomienda en el caso de que predomine el sedimento grueso, una inferior cuando lo sea el fino, y una curva media para diseño.

La eficiencia de retención (ER) se define como el porcentaje del sedimento total que ingresa al embalse y que es sedimentado, mientras que la diferencia ($1-ER$) corresponde al sedimento que transita hacia aguas abajo.

b) Criterio de Brown (1944)

Este criterio permite determinar la eficiencia de atrape, en función del área de la cuenca, el volumen (capacidad) total del embalse y de las características del escurrimiento y del tipo de sedimento. La “habilidad” del embalse para atrapar y retener sedimentos es conocido como eficiencia de retención y se calcula de la manera siguiente:

$$ER = 100 \left[1 - \frac{1}{1 + K(2.1(10^3)) \frac{C}{A_c}} \right] \quad (5.13)$$

donde

ER eficiencia de retención, en %

C volumen (capacidad total) del embalse, en 10^6 m^3

A_c área de la cuenca en km^2

K coeficiente del criterio de Brown, que puede tomar los valores siguientes: 0.046 para la envolvente inferior, 0.10 para la de diseño y 1.0 para la curva envolvente superior

Se sugiere emplear la envolvente superior cuando se tenga alguna de las características siguientes:

- Regiones con escurrimientos pequeños y variables en comparación con la capacidad del embalse (por ejemplo, 5% de la capacidad total).
- Longitud, forma y operación del embalse que propicien tiempos de permanencia altos.
- Cuando el material transportado sea principalmente grueso o altamente floculante. En caso contrario se puede emplear la curva envolvente inferior.

c) Criterio de Churchill (Churchill, 1948)

Con este criterio se determina la eficiencia de retención en función del gasto y velocidad media del flujo, con la ecuación siguiente:

$$TE_{CH} = 112 - 800 \left[\frac{9610000 \tau}{u} \right]^{-0.2} \quad (5.14)$$

$$\tau = \frac{V}{Q} \quad (5.15)$$

$$u = \frac{317000000 Q}{A} \quad (5.16)$$

donde

TE_{CH}	eficiencia de retención, en %
τ	tiempo de residencia en años
V	volumen (capacidad total) del embalse, en m^3
Q	gasto medio anual, en $m^3/año$
u	velocidad media anual, en m/s
A	área de la superficie del embalse, en m^2

El valor de 317000000, que aparece en la Ecuación 5.16, representa la conversión de la entrada por año a segundos.

5.2. Consolidación de sedimentos

En la mayor parte de los embalses, se presenta la consolidación del sedimento, disminuyendo el volumen depositado después de cierto tiempo. Esto depende, principalmente, del tipo de sedimento y del secado - humedecimiento alternado del material. La grava y arena normalmente se consolidan en muy corto tiempo, en tanto que las arcillas requieren de periodos muy largos.

Conviene aquí hacer una aclaración técnica: la consolidación es un proceso acoplado de flujo y deformación producida en suelos totalmente saturados; por lo tanto, no es posible hablar de consolidación en terrenos en los que el grado de saturación es inferior a 1 ya que en este caso se trata de compactación.

Los métodos más comúnmente empleados para determinar el grado de compactación de sedimentos son el de (Pemberton & Lara J L, 1984), el de Lane y Koelzer y el de Miller (USBR, 2006). Empleando el peso promedio de los sedimentos en diferentes embalses después de T años de operación, durante los cuales hubo acumulación de sedimento. Este criterio permite calcular la compactación del sedimento en el transcurso del tiempo, con la ecuación básica siguiente:

$$WN = W_0 + 0.4343 K \left[\left(\frac{N}{N-1} \right) \ln(N) - 1 \right] \quad (5.17)$$

donde

WN	peso específico del sedimento después de N años de consolidación, en Kg_f/m^3
W_0	peso específico inicial del sedimento, es decir, al final del primer año, en Kg_f/m^3 , ver Tabla 5.6
K	factor de consolidación que depende del tipo de operación del embalse y del tamaño del sedimento, ver Tabla 5.6

Cuando se tienen diferentes materiales, W_0 y K se obtienen calculando el promedio pesado de cada parámetro, según el tipo de material.

Tabla 5.6 Peso específico inicial del sedimento (Criterio de Miller)

Operación del embalse	W_o	K	W_o	K	W_o	K
Embalse con sedimento siempre sumergido	1450	0	1050	91	344	256
Embalse con descensos normales o moderados	1450	0	1240	29	848	134
Embalses normalmente vacíos	1450	0	1320	0	1250	0

Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)

Consolidación de sedimentos en un embalse

El peso específico del sedimento depositado en un embalse está sujeto a cambios debidos a la consolidación progresiva en el tiempo. Los depósitos de aguas arriba están formados por cuarzo, mientras los depositados aguas abajo están compuestos más bien por material más fino. Los sedimentos depositados son función de su tamaño, forma y peso específico. Las partículas demasiado finas permanecen en suspensión por un tiempo largo.

Lane & Koelzer (1943; 1953) propusieron un criterio para estimar el peso específico del sedimento depositado en un embalse.

$$\gamma_m = \gamma_1 x_1 + (\gamma_2 + B_2 \log t) x_2 + (\gamma_3 + B_3 \log t) x_3 \quad (5.18)$$

donde

- γ_m peso específico del sedimento depositado en el embalse después de t años, en Kg_f/m^3
 $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ peso específico inicial de la arena y material grueso (1), de limo (2) y de las arcillas (3), ver Tabla 5.7, en Kg_f/m^3
 B_1, B_2, B_3 constante del grado de compactación, ver Tabla 5.7, en Kg_f/m^3
 x_1, x_2, x_3 porcentaje de cada material depositado en el embalse
 t número total de años de compactación

Tabla 5.7 Peso específico inicial del sedimento depositado en el embalse y constante del grado de compactación

Operación embalse	Arena $\gamma_1 - B_1$	Limo $\gamma_2 - B_2$	Arcilla $\gamma_3 - B_3$
Sedimento sumergido	1490 - 0	1041 - 91	481 - 256
Embalse moderadamente vacío	1490 - 0	1185 - 43	735 - 171
Embalse considerablemente vacío	1490 - 0	1265 - 16	961 - 96
Embalse normalmente vacío	1490 - 0	1314 - 0	1249 - 0

Adaptado de (Lane & Koelzer, 1943)

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco

6. CORRIENTES DE DENSIDAD

Al ingresar una corriente a un embalse, es posible que el sedimento fino < 0.062 mm, forme una corriente de densidad, que viaje a través del embalse y condicione el depósito de sedimento.

El cálculo de la evolución de una corriente de densidad en el interior de un embalse es aún tema de estudio, ya que en el laboratorio son fáciles de simular, en cambio en los prototipos son un fenómeno que esta aún en discusión, ver (De Cesare, 1998), ya que su existencia depende de una gran cantidad de factores.

En este capítulo se presenta un procedimiento de cálculo simplificado, para determinar la posible formación de una corriente de densidad y su tránsito a través del embalse, el cual está basado en resultados experimentales, empleando sedimentos de laboratorio. Se supone que el fenómeno es bidimensional, esto es, el embalse es alargado (encañonado) y predomina la dimensión longitudinal sobre la transversal. En las secciones transversales del cauce original, predomina el ancho sobre el tirante, y es posible asemejar la forma de la sección transversal a una rectangular.

Como se observa, estas condiciones son muy comunes que se presenten en una gran cantidad de embalses, ya que, generalmente, las cortinas de las presas cierran los cauces naturales, donde estas hipótesis son válidas, no así en los lagos naturales donde esta hipótesis no siempre se cumple.

La evolución general de una corriente de densidad producida por una avenida, se puede resumir de la manera siguiente: al penetrar el río al embalse, se forma una zona denominada de inmersión o de estancamiento (fase I), que es realmente una zona de control que da origen a la formación de la corriente de densidad (Figura 6.1a). Esta zona que, generalmente, coincide con la ubicación del delta y se caracteriza porque existe una rápida disminución de la velocidad de la corriente de llegada y un mezclado intenso con el agua embalsada, en esta zona el sedimento ocupa toda la sección transversal del cauce del río y avanza así dentro del embalse hasta un cierto punto denominado de inmersión (plunge point); en este punto es donde repentinamente se produce un flujo de sedimento por la parte baja (Figura 6.1b) y se forma una corriente de densidad (fase II), que viajará por el fondo del embalse, hasta que se suspende el gasto de entrada, ya que termina la avenida (Figura 6.1c), entonces, la corriente se frenará paulatinamente (fase III), hasta detenerse o llegar a la cortina (Figura 6.1d).

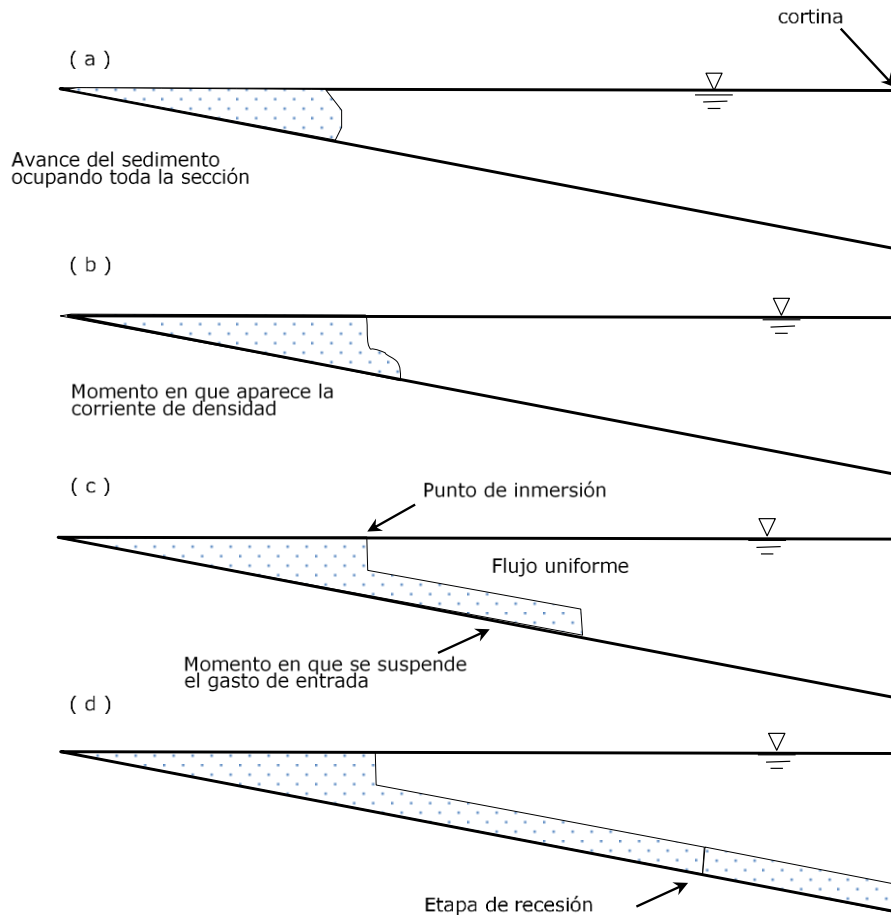


Figura 6.1 Evolución de una corriente de densidad. *Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)*

La descripción anterior tiene muchas variantes, entre las que destacan las siguientes:

- a) En algunos casos, sólo se presenta la fase I, pues las corrientes de densidad no se alcanzan a formar. En estos casos el agua avanzará dentro del embalse como una turbidez generalizada.
- d) La estratificación de temperaturas en el interior del embalse, causan una densidad mayor en el agua embalsada que en la entrada del río, y como consecuencia las corrientes de densidad viajan por la superficie del embalse o por alguna zona intermedia.

En los casos anteriores (a y b), normalmente el sedimento no es importante para fines de pérdida de capacidad del embalse y se recomienda tratarlos como problemas de calidad del agua a través de las ecuaciones de turbidez.

- c) Si la pendiente del fondo es muy baja, al suspenderse el gasto de entrada, la corriente de densidad se frena inmediatamente y el material se deposita en el fondo.
- d) Hay casos donde la fase III no se presenta, porque la corriente llega a la cortina y se produce entonces una corriente de densidad que viaja en sentido contrario, es decir, hacia aguas arriba.

Se recuerda que la cantidad de sedimentos que es transportada por una corriente de densidad es precisamente el sedimento fino, que es producto de la erosión en la cuenca.

Para profundizar más sobre el estudio de la hidráulica de la densidad de corrientes y las leyes de resistencia del flujo laminar y turbulento, se recomienda consultar, por ejemplo, los trabajos de Wood (1967) y Fietz (1967).

6.1. Zona de inmersión

Para calcular el tirante en el punto de inmersión, se puede emplear la ecuación propuesta por (Shing & Shah, 1971) y (Ford & Johnson , 1983), que esta dada por la expresión siguiente:

$$Y = 0.0185 + 1.3 \left[\frac{q^2}{g'} \right]^{1/3} \quad (6.1)$$

$$g' = \left(\frac{(W_m - W)}{W_m} \right) g \quad (6.2)$$

$$W_m = W + C_s \left(1 - \frac{W}{W_s} \right) \quad (6.3)$$

donde

- Y tirante en el punto de inmersión, en m
- q gasto unitario de entrada, en $m^3/s\cdot m$
- g' gravedad densimétrica, en m/s^2
- W_m peso específico de la mezcla, en Kgf/m^3
- W_s peso específico del sedimento entrante, en Kgf/m^3
- W peso específico del agua embalsada, en Kgf/m^3
- C_s concentración de material sólido, en Kgf/m^3
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2

El tiempo en que se forma el punto de inmersión está dado por la ecuación siguiente:

$$T_c = \frac{Y^2 b}{2 Q S_o} \quad (6.4)$$

donde

- T_c tiempo en que se forma la zona de inmersión, en s
- b ancho promedio del cauce, en m
- Q gasto promedio de entrada, en m^3/s
- S_o pendiente del fondo del cauce, en m/m

La longitud de la zona de inmersión está dada por la ecuación siguiente:

$$L = \sqrt{\frac{2Q}{bS_0}} \sqrt{T_c} \quad (6.5)$$

donde

L longitud de la zona de inmersión, en m.

El que se forme o no la corriente de densidad, dependerá de que el tiempo que dura la avenida (T_a) sea mayor que el tiempo en que se alcanza a formar el punto de inmersión (T_c).

Los cálculos anteriores son válidos, siempre y cuando el régimen de escurrimiento sea lento (subcrítico), lo cual es muy común que se presente en los embalses reales, no así en los dispositivos de laboratorio, donde se suele tener régimen rápido a la entrada, y por lo tanto salto hidráulico; en cuyo caso sería necesario incluir un factor de mezclado en las formulaciones anteriores (Gracia S. J., 1997b).

6.2. Régimen establecido de las corrientes de densidad

Para definir el tirante, y , y la velocidad, V , de la corriente de densidad, se establece lo siguiente:

$$y = \left[\frac{2 Q^2}{C^2 b^2 \frac{W_m - W}{W_m} S_0} \right]^{1/3} \quad (6.6)$$

$$V = C \left[\frac{W_m - W}{W_m} \frac{y}{2} S_0 \right]^{1/2} \quad (6.7)$$

donde

y tirante de la corriente de densidad, en m

V velocidad media del flujo, en m/s

C coeficiente de Chezy, en $m^{1/2}/s$

Las otras variables ya se definieron en los párrafos anteriores.

Conocida la velocidad y el tiempo que dura la avenida, es entonces posible determinar el avance de la corriente.

6.3. Etapa de recesión

En el caso de que la corriente de densidad no llegue hasta la cortina al término de la avenida, es necesario calcular la fase de recesión, es decir, la disminución de la velocidad y la concentración de la corriente. Para esto se pueden emplear las ecuaciones siguientes:

$$C_{i+1} \Delta X_{i+1} = P C_i \sum_0^i \Delta X_i - C_{i+1} \sum_0^i \Delta X_i \quad (6.8)$$

$$\Delta X_{i+1} = C \left(\frac{y_{i+1}}{2} \right)^{1/2} \left[\frac{C_{i+1} \left(1 - \frac{W}{W_s} \right)}{W + C_{i+1} \left(1 - \frac{W}{W_s} \right)} \right]^{\frac{1}{2}} S_o^{1/2} \Delta t \quad (6.9)$$

Como se puede observar es un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas C_{i+1} y ΔX_{i+1}

donde

$i, i + 1$	indican el instante inicial y el siguiente, respectivamente
C_{i+1}	concentraciones promedio, en gr/lt
ΔX_{i+1}	incremento en el avance de la corriente de densidad ($L_{i+1} - L_i = \Delta X_{i+1}$), en m
P	factor de decaimiento, igual a 0.8
L	longitud de avance de la corriente, en m

Para aplicar las ecuaciones anteriores, hay que tomar en cuenta los aspectos siguientes:

- $\sum_0^i \Delta X_i$ es la distancia recorrida desde el momento en que empieza la avenida.
- Para realizar el cálculo a partir del momento en que se suspende el gasto; C_i es la concentración de entrada al embalse
- C es el factor de Chezy
- Puede hacerse el término $\left[W + C_{i+1} \left(1 - \frac{W}{W_s} \right) \right] = W$, sin cometer graves errores, en el denominador de la Ecuación 6.7
- El cálculo se termina cuando la corriente de densidad llega a la cortina o bien, cuando la velocidad y la concentración son muy bajas.

El cálculo de las tres fases permite realizar el tránsito del sedimento a través del embalse. Con lo cual es posible determinar desde la posible formación de la corriente de densidad hasta su eventual llegada a la cortina, además es posible conocer el tirante promedio y las concentraciones durante el tránsito.

Este procedimiento simplificado permite tener una idea rápida del comportamiento de la corriente de densidad, con lo cual se puede juzgar la bondad de los métodos empíricos, tanto en la determinación de la ubicación del sedimento, como en el cambio de la eficiencia de retención.

6.4. Efectos prácticos de la corriente de densidad

Uno de los factores más importantes a considerar en cuanto a la formación de una corriente de densidad, es la estratificación de temperaturas del agua en el embalse. Se ha observado que si dicha estratificación es muy acentuada y la carga de sedimento es baja ($< 3 \text{ gr/l}$), las corrientes pueden viajar por alguna zona intermedia, o aún por la superficie del embalse. Generalmente, en estos casos, su longitud de recorrido no es muy grande, pero producen una gran turbidez al sedimentarse el material; este tipo de corrientes, son más importantes en los problemas de calidad del agua, que en los de sedimentación.

Algunas conclusiones adicionales respecto a la estratificación de temperaturas, son las siguientes:

- a) Concentraciones mayores de 3 gr/l , producen corrientes de fondo, independientemente de la estratificación de temperaturas.
- b) La estratificación de temperaturas más importante, es la que ocurre en la entrada del embalse y no cerca de la cortina, ya que ambas son muy diferentes entre sí.
- c) La corriente de densidad intermedia penetra donde la densidad del agua embalsada es similar a la del agua entrante.
- d) Pueden existir algunos casos donde simultáneamente se presenten corrientes de fondo e intermedias.

A pesar de la gran cantidad de trabajos que se encuentran disponibles en la literatura especializada sobre las corrientes de densidad, este fenómeno aún presenta aspectos no claros que limitan su aplicación a casos prácticos. Es muy probable que la gran diversidad de casos reales y las suposiciones simplificadoras que se han hecho para su estudio, sean la principal razón de dichas diferencias.

Estudios más a fondo de las corrientes de densidad, permitirán mejorar los aspectos prácticos siguientes:

- a) La adecuada instalación y operación de compuertas, que permitan conservar el buen estado de las obras de toma.
- b) La predicción y el manejo de la calidad del agua (turbidez).
- c) Aliviar el problema de sedimentación, a través del tránsito de las corrientes por el embalse.

7. SIMULACIÓN NUMÉRICA

7.1. Introducción

Para representar la hidrodinámica y el transporte de sedimentos mediante modelos numéricos, existen diferentes enfoques que pueden ser planteados según el número de dimensiones a representar. En un breve resumen, algunos de ellos son los siguientes:

- 1) Modelos unidimensionales (1D)
 - HEC-6, para flujo establecido, que permite simular las curvas de remanso y el transporte de sedimento grueso. Es de uso libre.
 - MIKE 11, para flujo transitorio, simula la hidrodinámica, transporte de sedimento, morfología de ríos y calidad del agua. Es de uso no libre.
- 2) Modelos bidimensionales (2D)
 - MIKE 21C, simula la hidrodinámica, erosión de márgenes, transporte de sedimentos y calidad del agua. Es de uso no libre.
- 3) Modelos tridimensionales (3D)
 - SSIIM, simula la hidrodinámica con transporte de sedimentos y calidad del agua. Es de uso libre.

Es obvio que mientras más dimensiones se utilicen, mejor será la aproximación; sin embargo, también es más difícil su implementación y mayor la información necesaria. Esto implica que el modelo más adecuado dependerá de las necesidades del problema por analizar.

7.2. Simulación del comportamiento del sedimento grueso

El procedimiento requiere considerar diferentes secciones del tramo que se va a analizar y formar un sistema de ecuaciones, donde las incógnitas son los tirantes y las elevaciones del fondo del cauce. Conforme transcurre el tiempo, se calcula la evolución de los niveles del agua y del fondo.

Al resolver con un esquema de diferencias finitas las ecuaciones de continuidad, la dinámica o de energía y la de continuidad del gasto sólido para régimen no permanente, es posible formar un sistema de ecuaciones, que al ser resuelto, se obtiene la evolución del fondo en el tiempo de simulación deseado. Las condiciones de frontera típicas son: aguas arriba un hidrograma y aguas abajo, por ejemplo, los niveles de descarga del vertedor.

Información empleada

Para determinar el comportamiento del sedimento grueso se requiere la sección transversal en el cauce de entrada al embalse y las avenidas representativas para simular el comportamiento del material sólido, las avenidas grandes son las que introducen la mayor parte del sedimento a los embalses.

Para realizar la simulación del sedimento grueso, se generan hidrogramas de entrada sintéticos respetando la distribución de gastos y el tamaño de la cuenca de la corriente. De no ser posible disponer de información sobre el aforo del material sedimentable transportado por la corriente, se considera, por ejemplo, utilizar el criterio de Einstein-Brown, descrito en (Maza & Garcia, 1996).

Para representar sólo el comportamiento del sedimento grueso, aquel sedimento cuyo tamaño es mayor de 0.065 mm, inicialmente se emplearon modelos unidimensionales que si bien no representan bien el comportamiento del sedimento, ofrecen una idea suficientemente buena para el uso práctico. El mejor ejemplo de un modelo unidimensional comúnmente difundido en la actualidad, es el HEC-6, que es un modelo que predice la erosión y el depósito en los ríos (Gee, 1995) y que permite simular en el ancho de la sección transversal los cambios en la elevación del fondo, que se producen por los fenómenos de erosión o depósito que produce el régimen subcrítico. El modelo no puede simular cambios laterales como es, por ejemplo, la migración de meandros. Las ecuaciones empleadas en el HEC-6 incluyen la ecuación de energía, y conservación de la masa para el agua y sedimento. La ecuación de momentum no se emplea en el HEC-6, por lo cual las fluctuaciones entre el régimen rápido y lento no se pueden representar. Además, el HEC-6 supone un aporte de sedimento y la demanda se satisfacen en cualquier instante de cálculo. Es uno de los modelos más empleados en los problemas de transporte de sedimentos. La aplicación de este modelo permite obtener, principalmente, información cualitativa, aunque, en algunos casos, sí es confiable el resultado cuantitativo. El uso de una sección transversal media y considerar flujo unidimensional, en primera instancia ambas son una buena aproximación, aunque tosca, y es útil en muchas aplicaciones.

De los mejores enfoques tridimensionales para simular el comportamiento del sedimento está el modelo *Simulation of Sediment movements In wáter Intakes with Multiblock* (SSIIM), cuyo uso es accesible en Internet de forma libre. Este modelo permite analizar el comportamiento del sedimento grueso, fino, de calidad del agua y en las últimas versiones se aborda el problema de las corrientes de densidad. Es un modelo en continua evolución y que promete ser muy útil para resolver problemas de tipo práctico.

Conviene hacer la aclaración de que el material presentado en este texto, permite abordar la mayoría de los problemas de sedimentación en embalses de una manera rápida y confiable, pero sí se desea profundizar en algún aspecto en especial, entonces es necesario el uso de modelos numéricos que permitan obtener información más detallada. Se invita al lector de este texto a consultar en Internet los avances al respecto, ya que existen una gran cantidad de modelos disponibles adicionales a los indicados.

Con el programa computacional HEC-RAS (versión 4.1.0) del *U.S. Army Corp of Engineers* (USACE, 2010), se simula el flujo no permanente unidimensional, a través de una red de canales o cauces.

Martin J Teal ha trabajado en el Modelado del transporte de sedimentos con HEC-RAS, teniendo un gran desarrollo en la aplicación a embalses.

Las leyes físicas que gobiernan estos escurrimientos son: el principio de conservación de masa (continuidad) y el principio de conservación de momentum (cantidad de movimiento).

La solución numérica de las ecuaciones diferenciales parciales, aplicadas a un volumen de control, se realiza a través de un esquema de diferencias finitas implícito, donde la función y sus derivadas son evaluadas al interior de cada celda de cálculo. Al final, se resuelve un sistema de ecuaciones simultáneas para el tramo de río analizado.

El programa está orientado al cálculo de perfiles hidráulicos para flujo permanente gradualmente variado, fundamentado en las ecuaciones de la energía y la de Manning. La presencia de una ampliación/contracción del cauce produce una pérdida de carga que se considera a través de un coeficiente de pérdida de carga multiplicado por la carga de velocidad.

Al modelar grandes tramos del río, el análisis puede incluir la presencia de pilas, puentes, vertedores, compuertas, etc., donde el flujo varía rápidamente y el software utiliza en estas condiciones en el cálculo la ecuación de Momentum. Adicionalmente, el programa utiliza el método Exner 5 para la definición de capas o acorazamiento del fondo del río; y el método del Report 12 (método predeterminado en HEC-6) para calcular la velocidad de caída de las partículas; ambos métodos son adecuados para el cálculo de transporte de sedimentos.

7.3. Parámetros morfológicos, hidráulicos y sedimentológicos

a) Morfológicos

Geometría del río: la pendiente y las secciones transversales que caracterizan el tramo del río a ser analizado.

b) Hidráulicos

Coeficiente de rugosidad “*n*” de Manning; por ejemplo, 0.11 y 0.07 para el fondo y las márgenes, respectivamente.

c) Sedimentológicos

Relaciones entre gasto-líquido y gasto-sólido (curva de descarga sólida). Curvas granulométricas del material del fondo y del sedimento en suspensión.

d) Condiciones iniciales

En cada sección: su geometría, la granulometría del material y la ecuación de transporte de sedimentos; la primera condición, está definida por los niveles o profundidades, determina la mínima elevación o la máxima profundidad del volumen de control para el análisis de sedimentos, y los límites laterales de erosión o sedimentación requeridos para especificar el ancho de dicho volumen de control; la segunda condición, identifica la composición granulométrica del material existente en el cauce para cada sitio donde fue obtenida la sección transversal; la tercera condición corresponde a la función de transporte de sedimentos representativa (ecuaciones de Meyer Peter, Engelund - Hansen, Yang, etc., consultar sobre todas estas ecuaciones en Maza y García, 1996).

7.4. Condiciones de frontera

a) Gasto líquido

Aguas arriba, el hidrograma continuo del flujo; aguas abajo, la curva de descarga o niveles de agua asociados a un tiempo de duración.

b) Gasto sólido

Curva de descarga de sedimentos y la granulometría de la misma

7.5. Simulación del comportamiento del sedimento en suspensión (*turbidez en embalses*)

En este trabajo no se detallan los problemas de turbidez, pero al lector interesado en los problemas de calidad del agua, se le sugiere profundizar sobre el tema del aporte de sedimento fino, ya que en ese caso es muy importante el fenómeno de erosión en la cuenca y luego el comportamiento del sedimento dentro del embalse depende de factores físicos, químicos y biológicos, con ayuda de ellos habrá que seleccionar cuidadosamente el modelo numérico a emplear.

Hay que señalar que en algunos casos se enfrentan problemas con "sedimento" que en esencia no es tal cosa, por ejemplo, la presa Ing. Fernando Hiriart Balderrama (Zimapán) de Comisión Federal de Electricidad, en el estado de Hidalgo (Gracia & et al, 1992), donde el material sólido que llega al embalse son los desechos de las aguas negras de la Ciudad de México; en este caso, en particular, interesó el problema de turbidez, para simular las concentraciones de salida del material "sólido".

La simulación tiene como finalidad determinar las tasas de sedimentación, ubicar las principales zonas de depósito y definir la calidad del agua (turbidez) dentro del embalse y a la salida por la obra de toma o descargador de fondo. Los resultados servirán para definir y proponer las posibles medidas de mitigación dentro y fuera del embalse.

7.6. Información general del embalse

a) Ubicación topográfica

Implica el tener un esquema detallado de las principales corrientes de aporte y, si existen, los almacenamientos ubicados aguas arriba del sitio en estudio, sus áreas tributarias, los perfiles del embalse.

b) Características del embalse

Entre los datos más importantes del embalse se considera su capacidad a las elevaciones que corresponden al NAME, NAMO y NAMÍN o NAMINO.

c) Batimetría del embalse

Con curvas de nivel, por ejemplo, a cada 20 m, además de las secciones transversales en las colas del embalse.

d) Gastos líquidos de entrada

Gastos medios mensuales de los escurrimientos líquidos.

e) Sólidos transportados por la corriente

Valores medios mensuales de las concentraciones de llegada al embalse, material fácilmente sedimentable con una velocidad máxima de caída de W_0 de 0.0003 m/s, en tanto, que para el material no sedimentable W_0 es de $1(10^{-12})$, en m/s.

f) Operación del embalse

Niveles de operación del embalse, en una primera aproximación, un nivel representativo de operación es el correspondiente al NAMO.

g) Aporte de material sólido al embalse

Conocer el aporte de sedimentos producto de la erosión de la cuenca, y, de ser posible, comparar los aportes de material sólido fino con las mediciones de concentración de sedimentos existentes, para estimar el coeficiente de entrega de sedimentos.

h) Mediciones del aporte de material sedimentable

A la falta de información sobre el aporte de sedimento, se opta por recabar información, si está disponible, sobre el material depositado en diferentes embalses de la región; se dibujan los volúmenes anuales de sedimentación-área de la cuenca.

7.7. Discretización del embalse de almacenamiento

Para estudiar la evolución de la concentración de sedimentos en el embalse, este se discretiza con una malla, asignando en cada nudo de la malla, la pareja de valores elevaciones-anchos, de tal forma que las áreas de las superficies que confinan cada celda, se pueden calcular a partir de las parejas de valores en esos nudos.

En la planta del embalse se señala la ubicación de las secciones empleadas en el cálculo, que no necesariamente están igualmente espaciadas, esto se hace para obtener una mejor aproximación en el cálculo, más bien se ubican las secciones de acuerdo con los cambios importantes que se encuentran en cada una de las secciones. Haciendo lo mencionado se calcula el volumen de sedimento almacenado y, en caso de ser necesario, se reubican algunas secciones para mejorar la representación del volumen de sedimento depositado en el embalse.

7.8. Hidrodinámica del embalse

Para modelar la turbidez, es necesario primero determinar la distribución de velocidades (hidrodinámica) del agua dentro del embalse. Para calcular estas velocidades existen varios procedimientos que serán aplicables según sea el caso de que se trate, esto lo menciona (Kikkawa, 1978). Si fuere el caso, cuando la sección transversal es muy estrecha en relación con la longitud del cauce, el flujo puede considerarse bidimensional en el sentido vertical

En la confluencia de los ríos de aporte, dado que el volumen almacenado es pequeño, se puede suponer que el mezclado es completo y por lo tanto es posible considerar sólo una entrada de la turbidez, que será el promedio ponderado de las concentraciones de las corrientes respecto a los gastos.

Con base a lo anterior se supone que la distribución de velocidades es uniforme en todas las secciones del embalse, con una componente vertical que dependerá de la variación del nivel del fondo y las características de la sección transversal. Este tipo de modelo se emplea en (Kikkawa, 1978), donde se hacen comprobaciones con mediciones de campo que ayudan a justificar su empleo. Una ventaja adicional para el uso de este tipo de modelo es la posibilidad de lograr generar un modelo general cuasi-permanente que permita simular el comportamiento del embalse con variaciones mensuales de la hidrodinámica, es decir, que mes a mes sea posible variar los gastos y las concentraciones de entrada. Generalmente, lo mencionado no es posible hacerse con otro tipo de modelos, por el gran tiempo de simulación que requieren.

7.9. La malla de cálculo

La malla se fija de acuerdo con el perfil longitudinal del embalse, constituida por celdas de diferente longitud con una determinada profundidad, por ejemplo, de 5 m, pero siempre respetando la condición de mantener el volumen de almacenamiento hasta la elevación que corresponde al NAMO.

7.10. El manejo de la información de las secciones transversales

Implica en contar con todos los anchos de cada sección transversal y a diferentes elevaciones. Con los anchos característicos de cada sección, se genera el ancho promedio de cada celda (en los lados derecho e izquierdo, arriba y abajo). Empleando los anchos promedios de cada celda, se determinan las secciones transversales de cada una de ellas. La determinación del patrón de velocidades dentro del embalse, dado lo estrecho de las secciones en relación a su longitud, se considera una de las hipótesis de flujo bidimensional, lo que implica que las velocidades principales sólo serán en las direcciones horizontal y vertical. Para determinar las velocidades horizontales, se emplea el criterio de (Kikkawa, 1978), considerando que la distribución es notablemente uniforme; en cada sección transversal se cumple la ecuación de continuidad de flujo permanente. La velocidad vertical abajo de cada celda se determina considerando los gastos que ingresan o egresan de las celdas derechas e izquierda y el gasto de la celda superior y por continuidad se obtiene la velocidad. La integración de los gastos y por ende las velocidades, se hace horizontalmente, de la cola del embalse hacia la cortina y de arriba hacia abajo para la integración vertical y la convención de signos será positivos para las velocidades que van hacia la derecha y hacia abajo y negativas en caso contrario.

7.11. Concentración de los sedimentos

Para calcular la evolución de la concentración de sedimentos del material en el embalse, se utiliza la teoría propuesta por (Kikkawa, 1978), la cual se basa en la teoría de la difusión; esta teoría considera la información de las temperaturas en el sitio; si, por ejemplo, durante el año, la temperatura varía entre 17 y 27 °C con una oscilación diaria entre 2 y 4 °C, no se justifica considerar la posible estratificación del embalse por temperaturas para los estudios de sedimento.

En la ecuación de la difusión la convección está en las direcciones “x” y “y”; la difusión de la concentración considera un coeficiente de difusión; en la sedimentación del material sólido se considera a la velocidad de caída del material que entra al embalse. En términos generales, el procedimiento de solución consiste en resolver la ecuación general de la concentración, para cada celda en cada intervalo de tiempo, hasta finalizar el periodo de modelación deseado.

Un aspecto importante a definir es el valor de la difusión vertical, lo que implica en recurrir a las referencias sobre el tema; en (Gracia et al., 1992), se señalan como límites generales, considerar que el coeficiente varía entre 10^0 a 10^{-2} cm²/s. Otras investigaciones (Embalse de Ryan Lake) indican que el coeficiente varía de 10^{-1} a 10^{-3} cm²/s. Para facilitar el cálculo se considera que este coeficiente permanece constante en todo el embalse. Es evidente que una vez que el embalse esté en operación será necesario comprobar esto último con mediciones en el campo.

7.12. Simulación numérica

En una primera parte se proporcionan los anchos de cada sección transversal, se calculan los anchos promedio de cada celda de cálculo; empleando los anchos promedios y los gastos mensuales, se calcula la hidrodinámica del embale, determinando las áreas y velocidades en cada celda. Empleando los datos de velocidad de caída del material, el coeficiente de difusión y las concentraciones de partida, se determinan las condiciones para iniciar la simulación. Finalmente, resolviendo para cada celda las ecuaciones planteadas en la concentración de sedimentos se calcula la evolución de la turbidez en el embalse para cada intervalo de tiempo durante todo el periodo requerido de simulación.

Al no conocer las condiciones iniciales de concentración para realizar la simulación del año representativo, se requiere realizar una etapa preliminar para definir tales condiciones. En esta etapa se realiza una simulación donde las concentraciones iniciales son cero en todas las celdas, después de varios años de simulación cuando las concentraciones de salida no varían sensiblemente, se considera que son las condiciones iniciales como representativas y se realiza la simulación del año característico.

8. MANEJO DE SEDIMENTOS EN EL EMBALSE

Para almacenar los sedimentos que ingresen durante la vida útil de una presa, se consideran, en promedio, 50 años, es usual destinar un volumen para su acumulación, llamado volumen o capacidad de azolves; habitualmente, este volumen es igual o mayor al aporte esperado durante el periodo de diseño de la presa.

Bajo este criterio, el volumen de almacenamiento de sedimentos en el embalse puede requerir la construcción de cortinas de gran altura, de modo que se pueda destinar parte del volumen total del embalse a la retención de los sedimentos durante la vida útil de la presa; una vez que ese volumen haya sido colmatado o alcanzado, será necesario realizar acciones para evacuar los sedimentos almacenados por algún método, ya sea de tipo mecánico o hidráulico, generalmente, esto se logra alcanzar con costos altos y problemas ambientales asociados.

Como se ha señalado la mejor manera de evitar la sedimentación en un embalse es el evitar que éste llegue al mismo, pero en la práctica esto no ocurre, porque aún en las condiciones más favorables siempre existe transporte de sedimento en las corrientes de manera natural; evidentemente mientras menos llegue al vaso de almacenamiento será mejor.

La regla general es que no es rentable extraer el sedimento de los embalses, ya que muchas veces es más barato construir uno nuevo que desazolvar el existente. Sin embargo, existen casos, aunque pocos, donde si resulta rentable su extracción. Dicho lo anterior, se desea evaluar la conveniencia del desazolve, para ello existen diferentes alternativas para disminuir la sedimentación de un embalse, pero es conveniente señalar que la solución no está en la aplicación de una sola técnica, sino en la combinación de varias, esto dependerá de cada problema en particular.

8.1. Medidas preventivas

8.1.1. *De cultura*

Detener la pérdida de suelo en una cuenca, implica, no sólo atenuar el problema de sedimentación en embalses, sino también impedir que se pierda el suelo normalmente útil para fines agrícolas y forestales, y además no renovable desde un punto de vista práctico. Sin embargo, en los casos de las grandes cuencas, los trabajos de conservación de suelos pueden ser difícilmente realizables en el corto tiempo, sobre todo si se piensa que en muchas ocasiones se necesita de un trabajo de reeducación de las personas usuarias, además de un apoyo inicial económicamente importante y que requiere de tiempo para revertir los beneficios sobre los usuarios.

Sólo se concluye, de ser posible, se recomienda el control del suelo, pero se reconoce la existencia de problemas en la práctica que limitan esta solución, por lo cual en los incisos siguientes, se presentan otras posibles soluciones.

8.1.2. *De diseño*

Conviene señalar que las soluciones a nivel de diseño, no se refieren únicamente a un nuevo proyecto, ya que aún en los casos de embalses en operación, es posible, revisar y rediseñar algunos aspectos que contribuyan a evitar el problema de sedimentación. Las principales sugerencias son las siguientes:

a) Selección adecuada del sitio para ubicar al embalse.

Esto implica tratar de seleccionar sitios donde el aporte de sedimentos no sea alto. Esta solución en la actualidad es utópica, ya que muy probablemente los mejores sitios ya han sido empleados, en tanto que los menos adecuados serán los que en el futuro deberán aprovecharse.

b) Determinar adecuadamente la capacidad reservada para azolve

La mayor parte de los trabajos realizados sobre el problema de sedimentación de un embalse, tienen como objetivo final calcular o predeterminar con la mayor aproximación posible, la probable ubicación del sedimento dentro del embalse y, por lo tanto, definir la capacidad que deberá reservarse para este fin. Sin embargo, conviene señalar que en un caso extremo, esto implicaría construir una presa con una gran capacidad para almacenar una gran cantidad de azolve, lo cual evidentemente no sería aceptable desde el punto de vista práctico y tendría que plantearse otro tipo de solución.

c) Reducir la capacidad de retención de azolve

En este caso se pretende que el sedimento que entra al embalse no tenga tiempo suficiente para depositarse; esto puede alcanzarse, por ejemplo, con la construcción de una presa por etapas. El interés fundamental que tiene estudiar las corrientes de densidad proviene que al menos teóricamente, si se forman, existe la posibilidad de que dichas corrientes puedan ser extraídas del embalse antes de que se depositen. Para ello, son necesarias las condiciones siguientes: i) que la

corriente se forme y logre llegar hasta la cortina o a la obra de toma, ii) que la obra de toma sea capaz de extraer una gran parte de la corriente de densidad y iii) que la concentración de la corriente sea lo suficientemente alta para que convenga su extracción.

Por ejemplo, en el diseño del embalse Oued Nekor en Marruecos (Althaus & De Cesare, 2006), se consideró la instalación de muros sumergidos para encauzar a las corrientes de densidad hacia la toma de fondo y con ello aumentar la eficiencia en la extracción de sedimento.

En el caso de embalses pequeños (volumen total menor de 200,000 m³, o una cortina con altura estructural menor de 10 m), es posible instalar descargas o aún sifones automáticos en la cortina, que toman agua del fondo del embalse y descargan aguas abajo de la cortina. De esta manera, durante las avenidas el agua clara se conserva en la parte superior del embalse y se descargan importantes cantidades de sedimento antes de que puedan depositarse en el embalse. Hay que decir que muchas de estas propuestas si bien no están sustentadas por numerosas experiencias, si permiten generar alternativas a considerar (Durgunoglu & Singh, 1983).

d) Intercepción del sedimento antes del embalse.

Cuando se considera que el sedimento grueso será el principal problema dentro del embalse, es posible diseñar pequeñas represas aguas arriba del embalse, que permitan la sedimentación del material. En Japón, este procedimiento ha sido muy empleado, e incluso el material depositado se ha empleado como agregado para concreto.

En China se han implementado "cortinas" vegetales a la entrada del embalse, para retener sedimento. Estiman que el 90% del sedimento puede ser atrapado en esa zona, con lo cual se evita su depósito dentro del embalse.

Por ejemplo, en algunos casos, puede considerarse la opción de construir represas aguas arriba, en el caso de un aprovechamiento hidroeléctrico con el propósito de desviar, en época de avenidas, los caudales líquido y sólido son conducidos mediante túneles descargando aguas abajo del aprovechamiento mencionado.

8.2. Medidas correctivas

La sedimentación en los embalses produce una reducción paulatina de su capacidad de almacenamiento, la cual incide en su volumen útil. Se estima que en el mundo se pierde alrededor del 1 % del volumen útil total cada año.

Para almacenar los sedimentos que se prevé ingresarían durante la vida útil de la presa, es usual destinar un volumen para su acumulación. Habitualmente, este volumen es igual o mayor al aporte esperado durante el periodo de diseño de la obra.

Bajo este criterio, el volumen de almacenamiento de sedimentos en el embalse puede requerir la implantación de presas de gran altura, de modo que se pueda destinar parte del volumen total del embalse a la retención de los sedimentos durante la vida útil del proyecto; y, una vez que ese volumen

haya sido colmatado o alcanzado, será necesario realizar acciones para evacuar los sedimentos almacenados por algún método, mecánico o hidráulico, generalmente con altos costos y problemas ambientales asociados.

Por otro lado, por ejemplo, en el caso de un proyecto hidroeléctrico, además de la reducción de la capacidad de almacenamiento del embalse, durante la vida útil del proyecto se incrementa gradualmente el porcentaje de sedimentos que fluyen por el embalse y que, al ingresar a la obra de toma, pueden ocasionar daños en las turbinas de la central de generación.

En el caso particular del embalse de una hidroeléctrica, debido al importante aporte anual de sedimentos que ingresarían al embalse y a su limitada capacidad, el mantener un embalse de acumulación de sedimentos a través del volumen muerto no resulta viable, pues este se colmataría en pocos años. Consecuentemente, es necesario prever el manejo y control de la sedimentación en el embalse.

Existen diferentes enfoques para el control de la sedimentación en los embalses, entre ellos, se encuentran, por ejemplo, la construcción de canales o túneles ByPass, el dragado, la limpieza por lavado hidráulico con vaciado (*flushing*), limpieza por las compuertas (*sluicing*) o la retención de los sedimentos aguas arriba. De estas medidas de control de sedimentos, la limpieza por lavado hidráulico constituye un método eficiente; esta técnica hidráulica de extracción de sedimentos permite restaurar el volumen de almacenamiento de forma periódica y es adecuada para los embalses ubicados en serie en un mismo río; con una acción concertada de lavado de los sedimentos es posible minimizar los impactos ambientales sobre las zonas de aguas abajo y obtener una eficiente remoción de sedimentos.

Existen experiencias exitosas de este tipo de limpieza, que se encuentran documentadas en Europa, EEUU, Japón, China, Centro América y Australia, por ejemplo, en Europa, la limpieza de sedimentos concertada mediante lavado hidráulico se ha utilizado para los embalses de *Verbois*, *Chancy*, *Pougny* y *Génissiat*, ubicados sobre el río Ródano, entre Suiza y Francia. Asimismo, en EE.UU., para la protección del entorno ecológico, los sedimentos de lavado de los embalses ubicados en el río Colorado, aguas abajo de la Presa Glen Canyon, han sido lavados de manera concertada desde principios de 1990.

Pueden catalogarse como soluciones correctivas aquellas en las que se hace una remoción del sedimento depositado dentro del embalse, éste es el caso del dragado (limpieza mecánica) y del lavado (limpieza hidráulica).

8.2.1. Dragado

Este procedimiento es muy costoso, sin embargo, el continuo incremento de la demanda de agua y el decremento de sitios para ubicar nuevos embalses, probablemente harán que este tipo de soluciones deje de ser antieconómico. En Austria se han desarrollado maquinarias especiales para el dragado de gravas y boleas. En Alemania, se han diseñado cortadores mecánicos (dragas), que a la vez succionan el material removido. En Holanda y Japón, se han instalado conductos de más de 16 km de longitud para transportar sedimento (grava y arena) a fábricas de concreto. El avance en la tecnología es tan rápido que seguramente el lector encontrará una gran cantidad de alternativas (compañías especializadas) aunque seguramente serán costosas.

Es muy importante sensibilizar al lector sobre la importancia de analizar a fondo los costos de dragado y remoción mecánica, ya que es fácil confundirse con los conceptos. Por ejemplo, existen máquinas que a la vez que cortan succionan con gran eficiencia, si el dragado se realiza desde una margen, podrá ser realista el costo del dragado, ya que el depósito se hace en tierra firme; pero si el dragado se realiza en la parte media del embalse, entonces el costo de bombeo a las orillas puede ser muy alto, por la profundidad de bombeo y lo largo de la línea de conducción o se hace el transporte del sedimento dragado en barcazas o balsas. Adicionalmente, hay sistemas que trabajan con gran capacidad de bombeo, pero realmente lo que extraen es agua con muy poco sedimento, por lo que más bien se paga por el bombeo de agua.

8.2.2. *Lavado de los sedimentos (flushing)*

Bajo estos criterios, existen varias estrategias operativas posibles para la limpieza del embalse mediante el lavado hidráulico conocido en inglés como “*flushing*”, (Qamar, Verma, Meshram, & Pawar, 2012), presentan las principales técnicas, que incluyen el abatimiento parcial del embalse o su vaciado total; el esquema incluye algunas técnicas adicionales para mejorar la efectividad de la limpieza en el caso del vaciado del embalse. Existen tres maneras de este tipo de lavado, que se describen a continuación:

- a) Técnicas adicionales con abatimiento completo con canal auxiliar lateral, longitudinal y en ambas direcciones. También con medio mecánico a base de tractores para empujar los depósitos al canal de lavado.
- b) Con vaciado con más efectos a lo largo y a través del embalse (canal de lavado), que pueden ser completo o parcial, el primero con vaciado durante la temporada de avenidas o en estiaje, y el segundo con flujo a presión a nivel mínimo de operación o con flujo a través del vertedor. En este caso se obtienen efectos a largo plazo y a lo largo del embalse (canal de lavado), esto puede ser completo o parcial. Si es completo el vaciado se puede hacer en la época de crecientes y algunos casos también fuera de la estación húmeda. Cuando es parcial se trata de flujo a presión con el nivel mínimo de operación, aunque en algunos casos se puede tener descarga libre a través de la obra de excedencias o vertedor.
- c) Sin vaciado, con abatimiento parcial con un efecto localizado (cono de lavado), el desagüe o descarga de fondo abierto por muy corto tiempo; no se tiene un descenso completo de niveles. En este caso el abatimiento de los niveles solo produce un efecto local (llamado cono de lavado) y se realiza normalmente con aberturas en las descargas mantenidas por poco tiempo. Estos objetivos generales se enmarcan en la definición de una adecuada operación desde el punto de vista técnico, económico y ambiental, de modo que se extienda la vida útil del proyecto (presa y embalse), se reduzca o elimine la necesidad de costosos dragados, se reduzca el riesgo de bloqueo de las obras de captación y de regulación, así como el riesgo de daños en las turbinas por efecto de los sedimentos; y se procure un manejo ambientalmente sustentable del embalse. Este procedimiento, a diferencia del dragado, consiste en arrastrar el material depositado en el embalse, haciendo descender el nivel del agua hasta vaciarlo, es decir, se produce el arrastre del material depositado debido a la fuerza tractiva del agua.

Este procedimiento, ha mostrado ser eficiente en muchos casos, sobre todo donde los embalses son "encañonados", implica necesariamente que el embalse no sea grande, que exista una toma profunda de gran capacidad y que sea posible "desperdiciar" una cantidad importante de agua para efectuar el lavado. En estos casos el empleo de modelos físicos puede ser importante, especialmente cuando es posible extraer el material del delta. Este procedimiento es atractivo porque se puede inducir el fenómeno de la erosión retrógrada o retrogresiva, que causa un acelerado movimiento del material sólido. El fenómeno se puede entender fácilmente al observar el cambio de pendientes del delta donde se pasa de una pendiente fuerte en el frente a una más baja en la superficie; esto causa la aceleración del flujo produciendo un gran movimiento del material sólido. Evidentemente, en la medida de que el sedimento se encuentre más cerca de la obra de toma el procedimiento tendrá más posibilidades de servir.

Los objetivos fundamentales de este tipo de manejo de los sedimentos en un proyecto específico están orientados a minimizar el volumen de sedimentos atrapados aguas arriba de la presa, maximizar el transporte de sedimentos a través del embalse, el desagüe a través de descargas de fondo medio de la presa, y de los desarenadores; en lo posible, mantener la distribución estacional de los sedimentos transportados hacia aguas abajo.

8.3. Acciones para evacuar sedimentos

Conviene aquí señalar que muchas veces existe la ilusión de que se puede extraer sedimento al abrir simplemente una descarga de fondo. Efectivamente al principio se puede transportar una gran cantidad de sedimento, pero este efecto es local y no se extiende al resto del embalse, sobre todo cuando la descarga se hace con un nivel alto de agua en el embalse; para extraer el sedimento depositado en el embalse los niveles del agua deben ser lo más bajo posibles.

Para una primera estimación del lavado de los sedimentos en un embalse se han adoptado los criterios propuestos por (Atkinson, 1996), quien estudió la factibilidad de lavado de sedimentos en embalses y estableció como requisitos básicos para que este sea efectivo, que el volumen lavado sea menor o igual al volumen de sedimentos depositados entre operaciones de limpieza; y, que el volumen útil que se puede mantener corresponda a un porcentaje importante de la capacidad original del embalse (al menos el 50 %). Además, el mismo estudio establece que el procedimiento de lavado de sedimentos es efectivo únicamente en embalses ubicados en el río de montaña, que se caracteriza por tener cañones estrechos.

El procedimiento de lavado previsto requiere transitar un volumen importante de agua a través del embalse de la presa, por este motivo, es necesario dimensionar los desagües de fondo con suficiente capacidad de evacuación de gastos altos, un lavado es efectivo cuando el gasto de lavado tiene una magnitud del orden de dos veces el gasto medio anual del río.

Asimismo, para un lavado más eficiente de los sedimentos, se requiere el vaciado total del embalse; este proceso puede llevar varios días, que deben ser definidos en los análisis del embalse; este tiempo deberá ser tomado en cuenta en los análisis de la producción energética. El vaciado parcial o abatimiento del nivel

del embalse es también una medida que puede ser efectiva si se realiza por varias semanas o incluso meses, durante la estación húmeda; este procedimiento, tiene además como objetivo, permitir que los sedimentos que ingresan al embalse como producto de las altas concentraciones que se presentan durante la época de avenidas transiten a lo largo del embalse y sean evacuados a través del desagüe de fondo de la presa.

8.3.1. Criterio de evacuación de sedimentos (Atkinson, Annadale)

Según Annandale (1987), el lavado es efectivo cuando se cumple el requisito siguiente:

$$\frac{V_T}{V_{QM}} \leq \frac{1}{50} \quad (8.1)$$

donde

V_T volumen o capacidad total del embalse, en m^3

V_{QM} volumen medio anual de agua que ingresa al embalse, en m^3

Un lavado efectivo se obtiene cuando el nivel del embalse es abatido hasta la mitad de la altura estructural de la cortina y la capacidad del desagüe o descarga de fondo es de al menos dos veces el gasto medio anual.

El estudio de Atkinson establece criterios adicionales para estimar la factibilidad de lavado de sedimentos en embalses, según ellos, el lavado es factible bajo las condiciones siguientes:

- Cuando las cantidades de sedimento transportadas a través de los desagües de fondo durante el lavado sean suficientes para permitir un balance de largo plazo entre el sedimento que ingresa y el que sale.
- Cuando el volumen de depósitos que permanece en el embalse, después de que el balance de los sedimentos ha sido alcanzado, sea suficientemente pequeño para permitir disponer del almacenamiento requerido por el proyecto.
- Cuando el costo del lavado no exceda los beneficios; los costos son, principalmente, entendidos como los rubros atribuibles al agua utilizada para el lavado (si existieren), pero pueden incluir también los costos de reparación de las compuertas o los eventuales daños ambientales que se pudieran presentar por la descarga de gastos con altas concentraciones de sedimentos en el cauce del río localizado inmediatamente aguas abajo.

8.3.2. Gasto, duración y frecuencia de lavado de un embalse

La estimación del gasto mínimo, duración y frecuencia de limpieza del embalse se realizó en una primera aproximación utilizando como parámetros, los establecidos en base al método presentado por (White, 2001), que define un índice de Balance de Sedimentos (SBR). Esta primera aproximación sirvió de base para definir el esquema de análisis a ser llevado a cabo mediante la modelación matemática del proceso de sedimentación y socavación que se presenta más adelante. El balance de los sedimentos se establece mediante la relación siguiente:

$$Q_s n T_f = N M_{in} T E \quad (8.2)$$

donde

Q_s	gasto de sedimento de lavado, en ton/s
n	número de segundos en un día (86 400 s)
T_f	tiempo de lavado, en días
N	número de operaciones de lavado en el año
M_{in}	volumen de sedimento anual de ingreso al embalse, en ton/año
$T E$	eficiencia de retención de sedimentos en el embalse, en %

El gasto de sedimento de lavado (Q_s) depende del ancho del canal de lavado, su pendiente y las propiedades del sedimento depositado. Este parámetro puede ser estimado con la ecuación siguiente:

$$Q_s = \varphi \frac{Q_f^{1.6} S^{1.2}}{W_f^{0.6}} \quad (8.3)$$

donde

Q_s	gasto del sedimento de lavado, en ton/s
Q_f	gasto de lavado, en m ³ /s
S	pendiente del canal
W_f	ancho del canal que se formaría durante el lavado, en m
φ	constante del tipo de material depositado.

En el inciso iv del balance de sedimentos se indican los valores de este parámetro φ , por lo cual según el caso deberá ser escogido de esa tabla.

El ancho del canal empírico de lavado está dado por Ecuación 8.4, obtenido del ajuste de datos registrados en varios embalses, se calcula con la ecuación siguiente:

$$W_f = 12.8 Q_f^{0.5} \quad (8.4)$$

Finalmente, el índice de balance de sedimentos SBR, está dado por la relación entre el volumen de sedimento de lavado y el volumen de sedimento que ingresa al embalse.

$$SBR = \frac{Q_s n T_f}{N M_{in} T E} \quad (8.5)$$

donde

SBR	índice del balance de sedimento
Q_s	gasto del sedimento de lavado, en ton/s
n	número de segundos en un día (86400 s)
T_f	tiempo de lavado, en días
N	intervalo entre operaciones de lavado, en el año
M_{in}	volumen de sedimento anual de ingreso al embalse, en ton/año
$T E$	eficiencia de retención de sedimentos en el embalse, en %

La relación SBR debe ser mayor que 1, para obtener un balance de largo plazo y consecuentemente para que el lavado sea exitoso.

Un criterio simplificado para calcular la conveniencia de la extracción de sedimento, es el propuesto (Atkinson, 1996), que a continuación se resume; mismo que se ejemplifica en el Ejemplo 6 “Factibilidad de desazolve de un embalse por gravedad”.

a) Balance de sedimentos (SBR)

El balance de sedimentos consiste en determinar la relación entre el material sólido que entra a un embalse y el que es posible extraer por el método de lavado. En la Figura 8.1 se muestran diferentes formas de operaciones del embalse. La operación más exitosa en el lavado es el descenso de los niveles dentro del embalse.

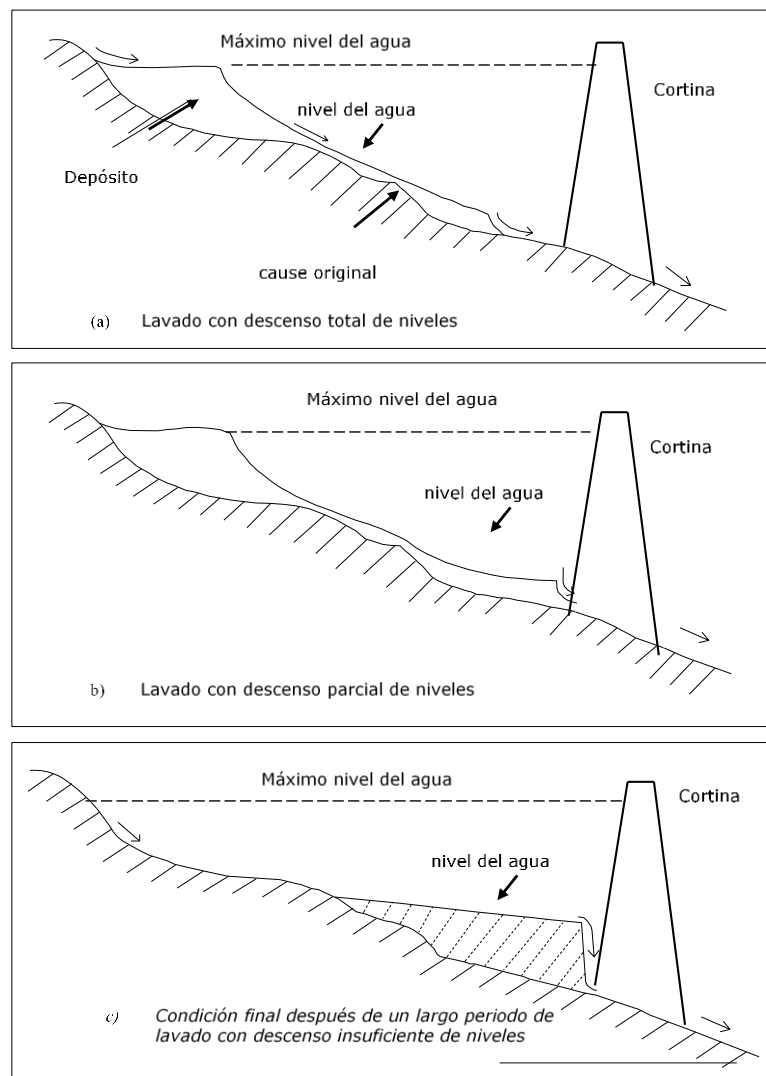


Figura 8.1 Perfil longitudinal en el lavado de sedimento. *Adaptado de (Atkinson, 1996)*

Cuando es posible vaciar el embalse y operarlo como canal con tirantes bajos, se tendrá la máxima capacidad de transporte sólido. Si por alguna razón no es posible bajar totalmente los niveles dentro del vaso, se tendrá un lavado parcial, ya que parte del material sólido aún quedará dentro del embalse.

Datos iniciales:

C_o	capacidad original del embalse, en m^3
V_{in}	volumen medio anual de entrada de agua, en m^3
M_{in}	entrada media anual de sedimento, en ton

Obviamente el gasto de lavado dependerá también de la política de operación del embalse, es decir, se puede hacer anualmente o cuando las condiciones de sedimentación lo ameriten. Conviene señalar aquí, que, en ocasiones, no se logra formar un canal de arrastre de sedimento (a largo plazo) y sólo se forma un cono cerca de la descarga, esto dependerá fundamentalmente del nivel dentro del embalse durante el lavado.

El índice del balance de sedimento SBR se define como el cociente entre la cantidad de sedimento lavado anualmente (M_s) y la cantidad de sedimento depositado anualmente (M_{dep}) dentro del embalse.

$$SBR = \frac{M_s}{M_{dep}} \quad (8.6)$$

donde

SBR	índice del balance de sedimento
M_s	cantidad de sedimento lavado anualmente, en ton
M_{dep}	cantidad de sedimento depositado anualmente que ingresa al embalse, en ton

Sí $SBR > 1$ entonces el lavado es exitoso. El cálculo de SBR se realiza como se indica a continuación:

- i. Determinar un ancho representativo (W_{res}) del embalse asociado a al gasto de lavado (flushing), ver Figura 8.2

$$W_{res} = W_{bot} + 2 SS_{res} (El_f - EL_{min}) \quad (8.7)$$

$$W_f = 12.8 Q_f^{0.5} \quad (8.4)$$

donde

Q_f	gasto de lavado, en m^3/s
W_f	ancho del canal que se formará durante el lavado, en m
W_{bot}	ancho representativo del fondo del embalse, en m
W_{res}	ancho representativo del embalse, en m
SS_{res}	talud de las paredes del embalse (por ejemplo, 1: SS_{res})
El_f	elevación del agua durante el lavado, en m
EL_{min}	elevación mínima del fondo del embalse, que usualmente es la del fondo del río, inmediatamente antes de la cortina, en m

La elevación de la superficie del agua durante el lavado, tomando en cuenta la extracción de Q_f , la elevación de la salida y el diseño de la obra de toma, estará dada por la ecuación:

$$El_f = EL_{min} + El_f C + \frac{\left(\frac{Q_f}{C}\right)^2}{2g} \quad (8.8)$$

donde

C	gasto de entrada, en m ³ /s
$El_f C$	elevación del fondo de la descarga, en m
g	aceleración de la gravedad, en m/s ²

- ii. Considerar el menor valor entre W_{res} y W_f , como el ancho representativo para las condiciones de lavado.
 iii. Calcular la pendiente hidráulica durante el lavado con la ecuación siguiente:

$$S = \left(\frac{El_{max} - El_f}{L} \right) \quad (8.9)$$

donde

S	pendiente longitudinal del cauce, adimensional
El_{max}	elevación máxima de la superficie del agua, en m
L	longitud del embalse, en m

- iv. Determinar el valor del parámetro φ , para evaluar el gasto de lavado, ver la Ecuación 8.3

$\varphi = 180$ si el gasto de lavado es bajo (< 50 m³/s)

$\varphi = 300$ para $D_{50} > 0.1$ mm

$\varphi = 650$ para $D_{50} < 0.1$ mm

$\varphi = 1600$ para material predominante fino

- v. Calcular la carga de sedimento durante el lavado

$$Q_s = \frac{\varphi Q_f^{1.6} S^{1.2}}{W_f^{0.6}} \quad (8.3)$$

donde Q_s es el gasto del sedimento de lavado, en ton/s.

Nota: Si el embalse no se encuentra en China, dividir el valor de Q_s entre 3

- vi. Calcular el sedimento anual de lavado con la expresión siguiente:

$$M_f = 86400 T_f Q_s \quad (8.10)$$

donde

T_f	duración del lavado, en días
M_f	cantidad del sedimento lavado anualmente, en ton

vii. Concentración del material en suspensión

Obtener la eficiencia de retención, utilizando el criterio de Brune (1953), con la ayuda de la Figura (5.7).

viii. Calcular el material depositado en el embalse con la ecuación siguiente:

$$M_{dep} = \frac{M_{in} TE}{100} \quad (8.11)$$

ix. Calcular el balance de sedimentos SBR, con la Ecuación 8.6

$$SBR = \frac{M_f}{M_{dep}} \quad (8.6)$$

SBR debe ser al menos igual a uno para que el embalse no se azolve.

b) Capacidad de lavado a largo plazo (LTCL)

La secuencia de cálculo del LTCL, definido como la relación entre el área transversal de remoción del material sólido del cauce labrado y el área de la sección transversal del embalse, se presenta a continuación.

$$LTCL = \frac{A_f}{A_r} \quad (8.12)$$

donde

$LTCL$	capacidad de lavado a largo plazo, adimensional
A_f	área de la sección transversal de remoción del material sólido del cauce labrado, en m ²
A_r	área de la sección transversal del embalse, en m ²

i. Calcular el ancho del cauce labrado (W_{tf}) al nivel más alto del agua.

$$W_{tf} = W + 2 SS_s (El_{max} - El_f) \quad (8.6)$$

donde

SS_s	pendiente del talud de las paredes del embalse (por ejemplo, 1: SS_s)
W	ancho del cauce en donde inicia el embalse (llamado “cola del vaso”), en m
W_{tf}	ancho del cauce en el nivel más alto de las paredes del embalse, en m

ii. Determinar el ancho del embalse (W_t) a la elevación del nivel más alto del agua para la geometría simplificada.

$$W_t = W_{bot} + 2 SS_{res} (El_{max} - El_{min}) \quad (8.14)$$

donde

W_t	ancho del embalse, en m
W_{bot}	ancho representativo del fondo del embalse, en m
SS_{res}	talud de las paredes del embalse (por ejemplo, 1: SS_{res})
El_{max}	elevación máxima de la superficie del agua, en m
El_{min}	elevación mínima del fondo del embalse, que usualmente es la del fondo del río, inmediatamente antes de la cortina, en m

- iii. Si $W_{tf} < W_t$, la geometría del embalse no condiciona el ancho del cauce labrado; por lo tanto, el área de la sección transversal A_f se calcula con la ecuación siguiente:

$$A_f = \left[\frac{W_t + W}{2} \right] (El_{max} - El_f) \quad (8.15)$$

- iv. Si $W_{tf} > W_t$ el cauce labrado estará condicionado y entonces hay que utilizar la ecuación siguiente (ver Figura 8.2):

$$h_m = \left[\frac{W_{res} + W}{2 (SS_s - SS_{res})} \right] \quad (8.16)$$

$$h_l = El_{max} - El_f - h_m \quad (8.17)$$

donde

h_l	tirante de agua, medido sobre el valor de h_m , ver Figura 8.2, en m
h_m	altura equivalente, en m
El_{max}	elevación máxima de la superficie del agua, en m
El_f	elevación del agua durante el lavado, en m

$$h_f = El_{max} - El_f \quad (8.18)$$

donde h_f es la diferencia entre las elevaciones máxima y durante el lavado, en m.

$$A_f = W h_f + (h_f + h_l) h_m SS_s + h_l^2 SS_{res} \quad (8.19)$$

- v. Calcular la sección transversal del embalse

$$A_r = \left[\frac{W_t + W_{bot}}{2} \right] (El_{max} - El_{lf}) \quad (8.20)$$

donde

A_r	área de la sección transversal del embalse, en m ²
El_{max}	elevación máxima de la superficie del agua, en m
El_f	elevación del agua durante el lavado, en m
W_{bot}	ancho representativo del fondo del embalse, en m

vi. Calcular la capacidad de lavado a largo plazo ($LTCR$)

$$LTCR = \frac{A_f}{A_r} \quad (8.21)$$

c) **Descenso de niveles (DDR)**

$$DDR = 1 - \left[\frac{El_f - El_{min}}{El_{max} - El_{min}} \right] \quad (8.22)$$

donde DDR es la relación de descenso de niveles, adimensional

Nótese que en el cálculo de SBR , si este se refiere al descenso total (SBR_d), entonces la expresión se transforma en:

$$SBR_d = SBR \quad (8.23)$$

donde

SBR_d	índice de balance de sedimentos con descenso total
SBR	índice de balance de sedimentos

La elevación del agua durante el lavado, El_f , se calcula con la ecuación siguiente:

$$El_f = El_{min} \quad (8.24)$$

d) **Relación del ancho de lavado (FWR)**

$$FWR = \frac{W_f}{W_{bot}} \quad (8.25)$$

donde

FWR	relación de ancho de lavado, adimensional
W_f	ancho del canal que se formará durante el lavado, en m
W_{bot}	ancho representativo del fondo del embalse, en m

e) Relación de los anchos de los cauces (TWR)

$$TWR = \frac{W_{td}}{W_t} \quad (8.26)$$

donde

TWR	relación de los anchos de los cauces, adimensional
W_{td}	ancho del cauce labrado, para un descenso total de niveles, en m
W_t	ancho del embalse con el nivel máximo del agua para la geometría simplificada, en m

Secuencia de cálculo

i. Determinar W_{td}

Se emplea el valor mínimo entre W_{bot} y W_t , calculado en el inciso a), balanceo de sedimentos SBR .

ii. Calcular W_t

$W_t = W_{td}$, empleando SS_s , como se indicó en el inciso b), de la capacidad de lavado al largo plazo $LTCR$.

$$W_{td} = W_{td} + 2 SS_s (El_{max} - El_{min}) \quad (8.27)$$

iii. Calcular FWR , con la Ecuación 8.25

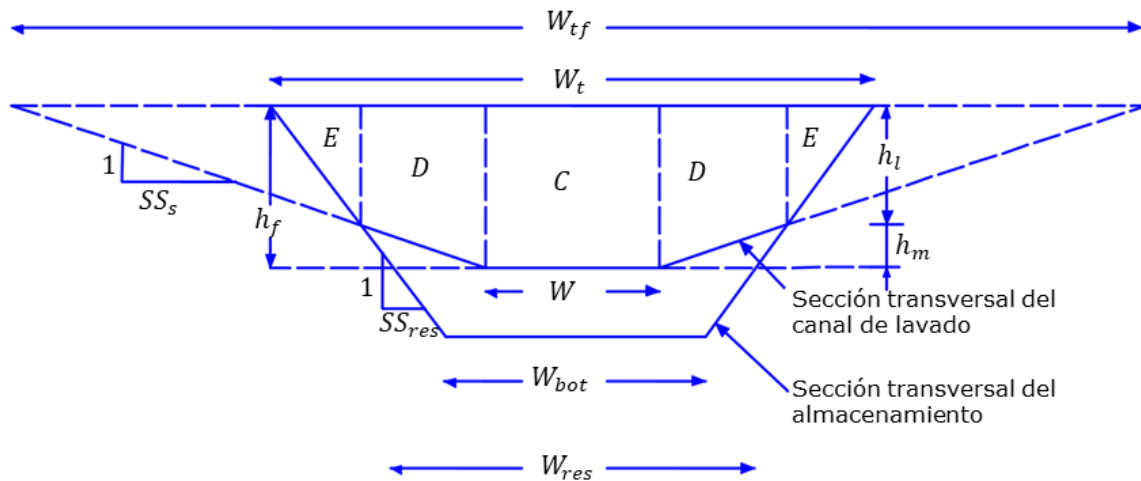


Figura 8.2 Sección transversal inmediatamente aguas arriba de la cortina para la geometría simplificada del embalse y el canal labrado y confinado por las márgenes del embalse. *Adaptado de (Atkinson, 1996)*

8.4. Análisis mediante modelación matemática

En los últimos años, la modelación numérica ha tenido un desarrollo importante para modelar el transporte de sedimentos en ríos, el depósito y la socavación. La aplicación de los modelos matemáticos al transporte de sedimentos tiene por objeto estimar el comportamiento de los sistemas fluviales como respuesta a los cambios introducidos en el mismo. En general, todos los modelos, matemáticos o físicos, son representaciones simplificadas de sistemas extremadamente complejos y, por lo tanto, no pueden dar una respuesta “exacta” de la respuesta del sistema; sin embargo, el uso de un modelo numérico permite obtener criterios aceptables para el diseño cuando se introducen ciertos factores de seguridad en su concepción.

La literatura técnica disponible sobre los modelos numéricos, presenta algunos ejemplos de aplicaciones de varios modelos matemáticos para estudiar la sedimentación en embalses y su limpieza mediante lavado hidráulico, consultar, por ejemplo, (Gee, 1995), Althaus J J, (2006) y (USBR, 2006)). Entre los modelos numéricos unidimensionales más conocidos y utilizados, se pueden mencionar, entre otros, los modelos HEC-6 y HEC-RAS del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EEUU, el modelo MIKE 11 del DHI, el modelo FLUVIAL, CFX-4, GSTARS del USBR, SSIIM.

8.5. Operaciones de limpieza del embalse

La evolución de la sedimentación de un embalse a lo largo de varios años de operación es analizada en dos fases; la primera, se refiere a la sedimentación y la segunda al lavado de los sedimentos atrapados en el interior del embalse.

En la simulación del lavado de sedimentos, se deberá tener conocimiento el sitio donde se ubican los depósitos, cómo avanza el sedimento, la elevación del nuevo fondo del río, la reducción del volumen del embalse y las características del material retenido.

La eficacia de los procesos de limpieza en un embalse, varía en función de la duración del proceso, de la cantidad de sedimentos depositados en el embalse, y, especialmente, de los gastos naturales que se presenten en el río durante el lavado.

Después de la primera operación de lavado, se deberán recuperar los niveles de agua en el embalse y continuar con la operación del proyecto hasta la siguiente operación de limpieza, esto implica la presencia de un nuevo proceso de sedimentación, cuya simulación se realiza sobre el material depositado en el ciclo anterior y que no fue evacuado durante la limpieza del embalse.

Para definir un calendario de lavado adecuado se establecen restricciones derivadas de consideraciones económicas y ambientales e hidráulicas, particulares del proyecto. Para que el lavado sea eficiente, se debe procurar que las operaciones de limpieza del embalse se lleven a cabo en un periodo con gastos suficientes.

En la práctica, se ha observado que es difícil tomar la decisión del lavado de un embalse, porque se estima que el valor del gasto de agua es muy importante y no se desea "tirar (vaciar)" el agua para realizar el lavado con tirantes bajos, que es el modo más eficiente de lavado. Nótese que lo ideal, es que primero habría que vaciar el embalse, realizar el lavado (sí esto es eficiente) y por último volver a llenarlo; no siempre es permisible realizar la operación mencionada por la gran cantidad de agua empleada en ella. Por supuesto, una alternativa extrema, consiste en dejar que el embalse se sedimente totalmente y luego intentar desazolvarlo, pero esto en la práctica, a la fecha, no ha funcionado, ya que, la mayor parte de las veces es más económico construir una nueva presa que desazolvar la existente, por ejemplo, la presa La Venta (Ambrosio Figueroa), Gro., ubicada sobre el río Papagayo, que ya está totalmente azolvada y por ello se propuso construir la presa La Parota, localizada aguas abajo de la primera, ambas presas son de la CFE .

8.6. Sistema de monitoreo y evaluación

Para la adecuada operación de un embalse es necesario contar con información suficiente y oportuna de los parámetros hidrológicos, sedimentológicos y de calidad del agua que pueden incidir en la vida útil del embalse y en la calidad ambiental del entorno. Cabe destacar que los estudios y el monitoreo de los recursos hídricos no terminan con la culminación de las obras físicas y el inicio de la operación, sino que más bien, a partir de ese momento, se inicia una nueva etapa, cuya implementación permitirá la correcta utilización del proyecto, la optimización de su operación y la prolongación de su vida útil.

En este contexto, existen dos niveles de información a ser obtenida para la evaluación del estado del embalse; la primera, de tipo general, ligada al monitoreo del estado de los recursos hídricos de la cuenca hidrográfica; y la segunda, en particular, está relacionada con las mediciones directas a ser realizadas en cada embalse que se éste estudiando.

Para ello se deberá evaluar de manera periódica y continua el estado de los recursos hídricos a través del levantamiento de información básica y mediante la elaboración de balances hídricos periódicos, conjuntamente con el monitoreo continuo y regular de los parámetros hidro-meteorológicos, sedimentológicos, de la calidad del agua y de los usos del recurso.

Por otro lado, el monitoreo para determinar el estado de sedimentación en el embalse, se debe realizar mediante levantamientos batimétricos en el embalse para medir y actualizar los datos de área y capacidad de almacenamiento del mismo. Tales parámetros deben medirse periódicamente, ya que ellos cambian conforme los sedimentos se depositan en el embalse. Asimismo, es necesario realizar inspecciones periódicas para identificar eventuales zonas de deslizamientos o desestabilizaciones de los taludes que rodean al vaso de almacenamiento.

En lo posible, las mediciones batimétricas se llevarán a cabo mediante levantamientos con equipos electrónicos que utilizan tecnologías acústicas u ópticas y que incorporan sistemas de posicionamiento GPS; tales mediciones se realizarán en conjunto con levantamientos de superficie (Randle & et al., 2006).

Se recomienda que las mediciones batimétricas se lleven a cabo con el embalse lleno (previo al inicio del lavado) y las mediciones superficiales del terreno, se lleven a cabo mediante aerofotogrametría, topografía scanner (por ejemplo, utilizando el sistema LIDAR) u otro método, con el embalse vacío (durante las operaciones de lavado).

Los datos obtenidos después de cada campaña de mediciones permitirán, mediante comparación con la topografía inicial, evaluar la evolución de la sedimentación en el embalse. Asimismo, durante las operaciones de limpieza del embalse se deben monitorear las concentraciones de los gastos transitados tanto en el interior del embalse como hacia aguas abajo de la presa, de modo que la concentración no exceda los parámetros máximos de concentración que defina el estudio ambiental.

9. DESARENADORES

9.1. Introducción

Un problema que normalmente se presenta en el interior de un embalse, es el que ocasiona el depósito del sedimento; sin embargo, en muchas ocasiones, el sedimento grueso, alcanza a llegar al sitio donde se ubica la cortina y entonces es necesario removerlo, en una primera etapa, a través del uso de una estructura llamada “Desarenador”, que se ubica en las inmediaciones de la obra de toma, que se utiliza para abastecimiento de agua potable, riego o generación u otros usos; en una segunda etapa, extraer los sedimentos que lleguen a ingresar por la obra de toma y que son depositados en los “Tanques o cámaras de sedimentación”, con el propósito de que estos no lleguen, por ejemplo, a una turbina, evitando con ello que los álabes de esta máquina sean dañados por abrasión. El material que se deposita en el embalse, idealmente tendrá que ser periódicamente removido, esto se hace operando los desarenadores (descarga de fondo) como canal o a presión. Operando adecuadamente las estructuras mencionadas el volumen de agua utilizada en el vaciado del embalse se minimiza y el volumen de agua almacenado en el embalse para satisfacer la demanda de agua para la población, para riego y la producción de energía, no se detiene.

Otro aspecto no menos importante es el diseño del sistema de limpieza de los tanques o cámaras de sedimentación, ya que ello repercutirá en el consumo de agua y en la eficiencia de la planta pues su funcionamiento continuo o la necesidad de disponer de tiempos de detención, puede ser una limitación muy importante.

9.2. Desarenadores

9.2.1. Generalidades

La captación de agua de una corriente natural, que transporta partículas sólidas provenientes de la erosión del mismo cauce o de los terrenos de la cuenca, origina en muchos casos graves problemas debido a la acumulación y/o a la acción erosiva de estas partículas, llamadas comúnmente sedimentos.

Cuando se hace una presa, por ejemplo, con fines de aprovechamiento hidroeléctrico, los sedimentos de cuarzo (arenas) contenidos en el agua, al pasar por las turbinas, desgastan las partes que entran en contacto con ellos, siendo mayor el daño mientras más alta sea la carga útil, lo que ocasiona una disminución del rendimiento y obliga muchas veces a reposiciones frecuentes y costosas. En una obra de toma para fines de irrigación, el depósito de los sedimentos en el fondo de los canales, tanto el principal como los secundarios, en tramos con baja velocidad, originan la reducción de su capacidad de conducción, de tal magnitud, que es necesario llevar a cabo trabajos periódicos de limpieza, con las consecuentes interrupciones en el servicio y los elevados costos del mantenimiento. Lo mismo se puede decir para una obra de toma para satisfacer la demanda de agua potable, ya que en este caso se tiene canales que conducen agua para su potabilización y posterior consumo; en los dos últimos casos el canal principal es revestido y, en el caso particular de los secundarios son no revestidos.

Los problemas con el sedimento se manifiestan con mayor gravedad durante la época de avenidas, debido al considerable incremento del material sólido en los ríos. La experiencia en estos problemas, ha demostrado la imperiosa necesidad de diseñar estructuras especiales para evitar o disminuir los daños que ocasionan los sedimentos. Una estructura especial y de la más utilizadas es el “desarenador”, que sirve para captar y eliminar una parte del sedimento transportado por el flujo. Las partículas a eliminar son, por lo general, mayores de un cierto diámetro y que son, generalmente, arenas. En el diseño de un desarenador hay que tomar en cuenta, entre otros aspectos, la ubicación de la estructura, el aporte de sedimentos y la evaluación económica.

1) Ubicación de la estructura

En el diseño de un desarenador hay que considerar cuatro aspectos relacionados con la topografía del lugar y son los siguientes:

- La disponibilidad de zonas planas que proporcionen un adecuado espacio para contener las dimensiones de la estructura, o zonas de topografía irregular que tal vez obliguen a excavar en la ladera
- Un cierto desnivel que permita la descarga y eliminación por gravedad de los sedimentos atrapados en el desarenador, hacia el cauce del río
- Facilidades de acceso a la zona
- Estudio geológico del lugar que permita conocer la presencia de posibles capas duras o rocosas que obliguen a diseñar un desarenador largo y poco profundo, a fin de evitar costosas

excavaciones. En caso contrario, es decir, que se tengan capas suaves, se puede pensar en tener un desarenador más profundo.

2) *Aporte de sedimentos*

Este es uno de los más importantes requerimientos, involucra la determinación de sus propiedades, así como la cuantificación del material transportado, para lo cual se deben obtener muestras en el río, tanto de los sedimentos en suspensión como del fondo del cauce. La información de campo-laboratorio debe incluir la obtención del peso específico, forma, tamaño y velocidad de caída de las partículas; la distribución granulométrica de los sedimentos, así como la concentración de las partículas en suspensión. Estos datos junto con la forma de transporte y la determinación del tamaño de las partículas más pequeñas que se requiere desalojar, son los elementos más importantes en la selección del tipo de desarenador y en su diseño, ya con esta información y la referente al flujo, es posible cuantificar los sedimentos a eliminar, así como las dimensiones de la estructura.

3) *Evaluación económica*

Generalmente, la decisión más importante para la selección de un desarenador, es de orden económico. Mediante un análisis de beneficios y costos se puede determinar la alternativa más rentable, considerando los costos que originen su construcción, operación y mantenimiento, así como los costos de los posibles daños evitados, por ejemplo, en las turbinas y la reducción en la capacidad de conducción de los canales.

9.2.2. *Tipos de desarenadores*

Existe una amplia variedad de diseños para estructuras desarenadoras, básicamente pueden ser agrupados teniendo en cuenta dos características importantes en su funcionamiento: la velocidad del flujo y la forma de eliminar los sedimentos.

Por la velocidad del flujo, pueden ser:

- De alta velocidad
- De baja velocidad
- Mixto, velocidad alta-baja

Por la forma de eliminar los sedimentos, pueden ser:

- Intermitente
- Continuo
- Mixto, continuo-intermitente

Basado en la velocidad del flujo como rasgo principal, se describirán los diferentes tipos de desarenadores que se presentan con la combinación de otras características de funcionamiento, tales como la forma de eliminar los sedimentos, su disposición, en paralelo o en serie, así como el número de ellos.

a) *Desarenadores de alta velocidad*

Los desarenadores de alta velocidad son aquellos en los cuales la velocidad del flujo puede ser suficiente para arrastrar el material de la capa de fondo hacia orificios o conductos de evacuación ubicados transversalmente al escurrimiento. Este tipo de estructura tiene la ventaja de resultar muy económica debido a que necesita sólo una reducida sección transversal y su mantenimiento es casi nulo. Parshall y Rohwer, pioneros en esta clase de estructuras, desarrollaron uno denominado "Tubo desarenador" (*Vortex Tube Sand Trap*), posteriormente otros investigadores e ingenieros, contribuyeron con a un mejor conocimiento de las características y funcionamiento de este tipo de desarenador.

Tubo desarenador

Es una estructura compuesta por un tubo localizado en el fondo del canal, formando un ángulo de aproximadamente 45° con la dirección del flujo, es uno de los más eficientes, tiene una abertura a todo lo largo de su parte superior, tal como se muestra en la Figura 9.1. Al paso del flujo sobre la abertura, se establece dentro y a todo lo largo del tubo, un movimiento helicoidal, el cual permite que el material sólido transportado por el fondo del canal sea atraído hacia el interior del tubo y conducido hasta una salida y luego ser descargado al río, mediante un conducto de evacuación. El propósito de este desarenador es eliminar la parte del sedimento transportado como arrastre de fondo, es decir, el que rueda sobre el fondo del canal.

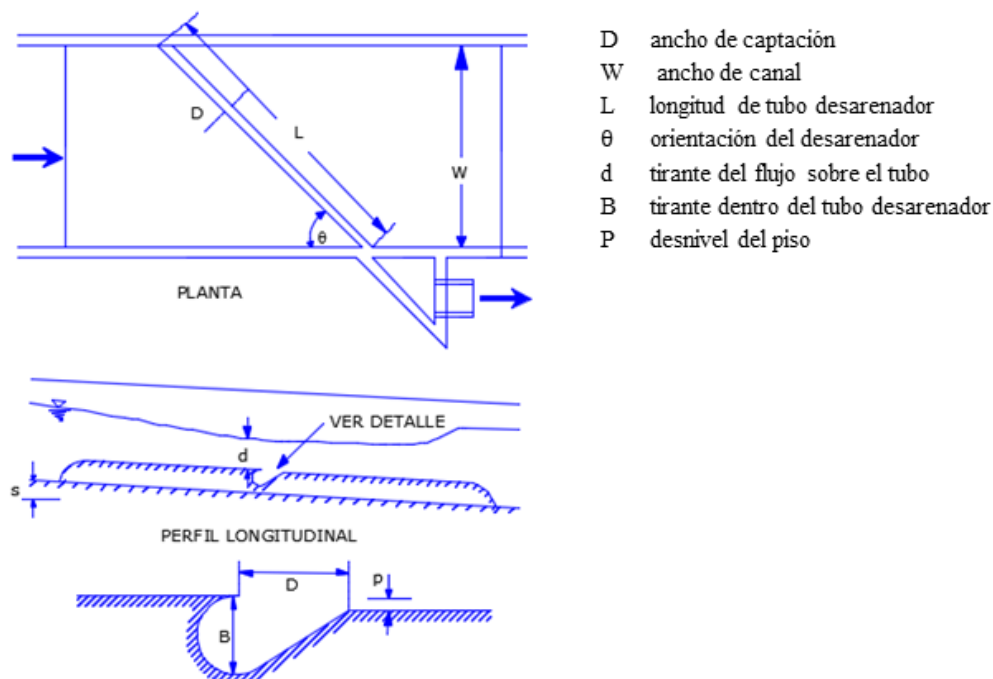


Figura 9.1 Tubo desarenador. Adaptado de (Ortega, 1982)

La forma de eliminación de los sólidos es continua, la cual se hace aprovechando la energía del movimiento helicoidal en el tubo para conducir el material a la salida. Obviamente conjuntamente con el material, es eliminado un porcentaje del gasto del canal.

De la experiencia de tubos desarenadores construidos en diferentes lugares y a un gran número de investigaciones llevadas a cabo, tanto en laboratorio como en campo, se han definido diferentes recomendaciones de diseño para una buena operación de este tipo de estructuras, que son las siguientes:

- La velocidad y tirante del flujo en la sección que contiene al tubo, deben ser tales que el número de Froude varíe aproximadamente entre 0.8 a 1.0. Para valores menores del número de Froude o mayores que los indicados, la eficiencia decae.
- Emplear un ángulo de 45° entre el tubo y la dirección principal del flujo.
- Usar un ancho de la abertura del tubo, comprendido entre 0.15 y 0.30 m.
- La relación entre la longitud del tubo y el ancho de la abertura, para una operación óptima no debe exceder el valor de 20; en general, la longitud del tubo debe ser menor a 4.50 m.
- La elevación de los bordes de la abertura del tubo puede ser la misma o ser más bajo el borde de aguas abajo. Cuando el borde de aguas abajo es más alto, la eficiencia es mínima. Por simplicidad de construcción, se recomienda que los dos bordes se ubiquen a la misma elevación.
- El área del tubo requerido puede ser calculado aproximadamente por la relación siguiente:

$$AT = 0.06 D L \text{ sen } \theta \quad (9.1)$$

donde

AT	área del tubo, en m^2
D	distancia de captura, ver Figura 9.1, en m
L	longitud del desarenador, ver Figura 9.1, en m
θ	orientación del desarenador con dirección del flujo, en grados

- El porcentaje del gasto extraído por el tubo, generalmente varía de 5% a 15% del total transportado por el canal. Este porcentaje depende de la abertura, área, ángulo y longitud del tubo. Considerando que el tubo descarga libremente y que el gasto eliminado puede ser determinado a partir de la ecuación general de un orificio de pared delgada (Sotelo A. , 1975); el porcentaje de flujo eliminado por el tubo puede ser calculado con una aproximación del $\pm 10\%$, mediante la relación siguiente:

$$R = \frac{6 \sqrt{1 + \frac{B}{2d}}}{\left(\frac{d}{D}\right) F_r} \quad (9.2)$$

donde

R	porcentaje de flujo eliminado por el tubo
F_r	número de Froude del flujo sobre el tubo
B	tirante dentro del tubo, que es igual al diámetro del tubo, en m
d	tirante del flujo sobre el tubo, en m

Se puede esperar que el tubo desarenador elimine aproximadamente el 80% del material sólido con diámetro de las partículas mayores de 0.50 mm. La eficiencia del tubo para diámetros de la partícula más pequeños es considerablemente más baja. La forma del tubo parece no ser particularmente importante, mientras ésta no permita que el material que está entrando al tubo, se regrese al canal. Un tubo con una parte de la circunferencia eliminada, parece operar tan bien como otras formas prefabricadas.

Los tubos desarenadores se instalan cerca de la obra de toma, generalmente, entre la toma y la estructura de medición. Cuando la cantidad de sedimentos que entran en el canal es muy grande, pueden instalarse dos tubos paralelos.

Avery (1989), considera que este desarenador es producto de la combinación del anteriormente expuesto y una serie de láminas de metal curvadas, localizadas en el fondo del canal y que actúan como deflectoras. El material de arrastre de fondo es forzado a moverse lateralmente hacia el final de las aletas donde es captado por tubos desarenadores cortos (Ortega, 1982). Lo mencionado se presenta en la Figura 9.2.

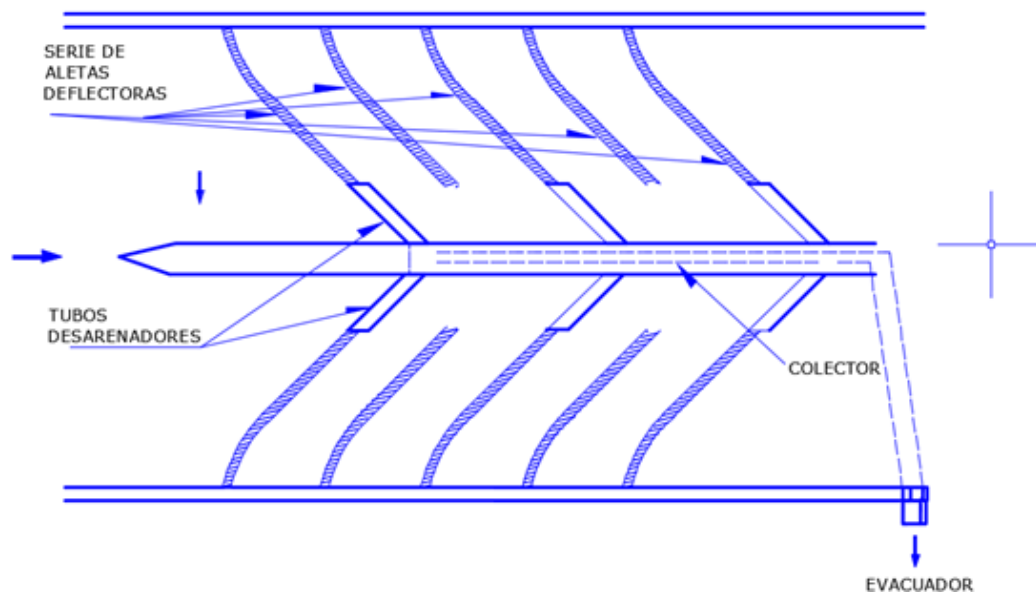


Figura 9.2 Aletas deflectoras - Tubos desarenadores. *Adaptado de (Ortega, 1982)*

Parshall (1953), reporta pruebas de laboratorio realizadas con éxito en este tipo de desarenador, así como la implantación de prototipos en el campo con resultados óptimos. Este investigador no especifica el número de aletas a instalarse, pero indica que su número depende del tamaño del material arrastrado por el fondo. Para gravas y arena gruesa se puede requerir de unas pocas aletas, mientras para arena fina, el número de aletas será mayor, sin probablemente exceder, en ningún caso, un grupo de diez aletas, o veinte si es muy ancho el canal. Tampoco especifica la altura de las aletas ni la separación entre ellas, pero para algunos casos particulares menciona alturas de aletas entre 0.15 m y 0.45 m. Este tipo de desarenador puede ser adaptado tanto en canales angostos como muy anchos, y para gastos derivados que varían entre 0.30 y 56.70 m³/s.

Para canales de ancho entre 6 y 15 m se recomienda instalar dos series de aletas a fin de empujar el arrastre de fondo hacia el centro o eje del canal, donde se ubican tubos desarenadores cortos al final de las aletas. Estos tubos captan y conducen el material a un compartimiento estrecho o colector, construido a lo largo de la parte central del canal, donde luego es evacuado hacia el río por medio de un conducto de salida.

Para canales con ancho entre 15 m y 30 m, se recomienda una doble instalación con cuatro series de aletas. Las salidas de las instalaciones gemelas se unen en un colector ubicado por abajo del fondo del canal.

Pruebas de laboratorio, realizadas en modelos de aletas deflectoras - tubos desarenadores, indican que son capaces de eliminar el 90 % o más de sedimentos, que como arrastre de fondo viajan en el canal, aguas arriba de las aletas. De los desarenadores de este tipo, construidos en el campo, se reporta que prácticamente todos han dado buenos resultados, eliminando no sólo gravas y arena gruesa sino también arena fina.

La eliminación de los sedimentos, al igual que en el tipo anterior, es en forma continua; asimismo se estima que el porcentaje de flujo eliminado por el colector, varía del 5% al 15% del total conducido.

b) Desarenadores de baja velocidad

Los desarenadores de baja velocidad son aquellos en que la captación de los sedimentos se hace por medio del decantamiento (caída) de las partículas, para lo cual es necesario reducir considerablemente la velocidad del flujo. Básicamente consta de un tanque sedimentador, zona de depósitos o cámara de sedimentación, habiéndose desarrollado una gran variedad de tipos, combinando la forma de eliminación del material depositado, la disposición de uno o más tanques de sedimentación, los cuales serán descritos posteriormente.

Canal desarenador

Este desarenador es probablemente el más simple, pero el menos efectivo. Su función es impedir el paso de sedimentos por la obra de toma y está ubicado en forma adyacente a las compuertas de la misma. Consta principalmente de un canal formado por dos muros verticales casi paralelos y, al final de éste, una o más compuertas. Uno de los muros separa la ladera del río del canal desarenador y es donde se ubican las compuertas de la obra de toma; el otro muro, denominado también muro guía, separa el canal y el cauce del río, siendo generalmente la prolongación de una de las pilas de la presa (Figura 9.3).

Cuando los problemas de azolve son más serios y las características topográficas del cauce del río son propicias, se construyen desarenadores muy amplios para que el río desarene parcial o totalmente en toda la anchura de su cauce, mediante la apertura de compuertas (Figura 9.4).

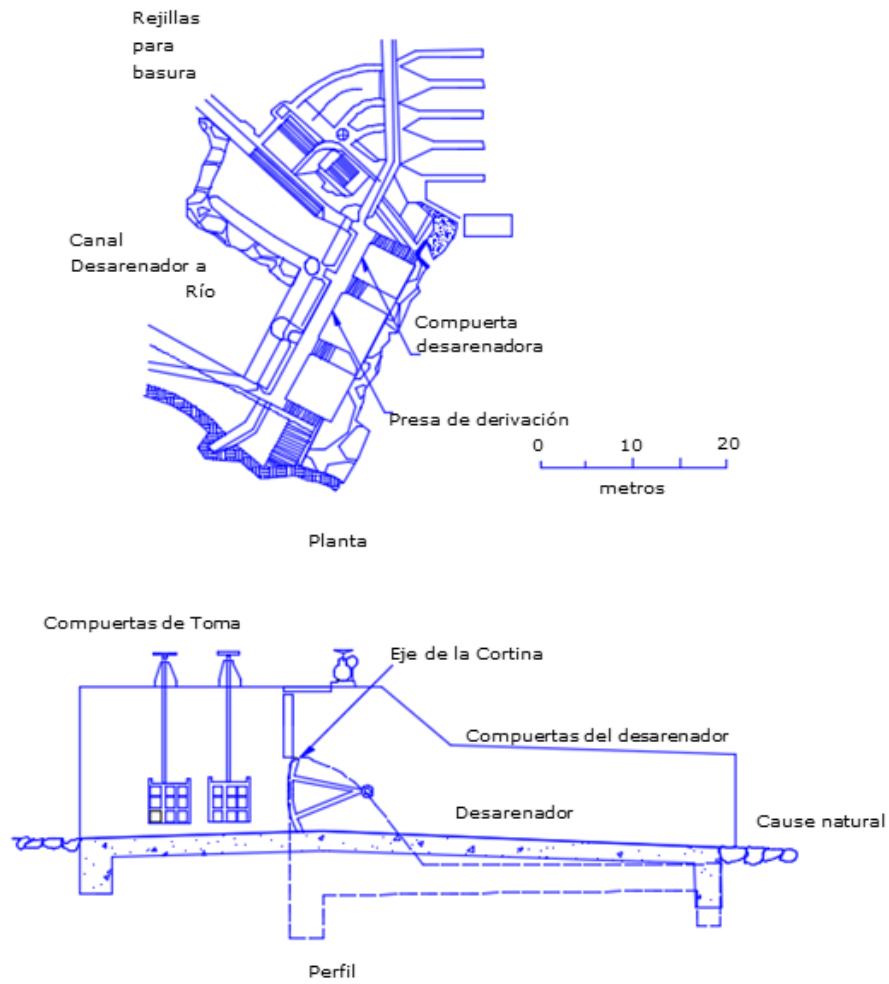


Figura 9.3 Canal desarenador. *Adaptado de (Ortega, 1982)*

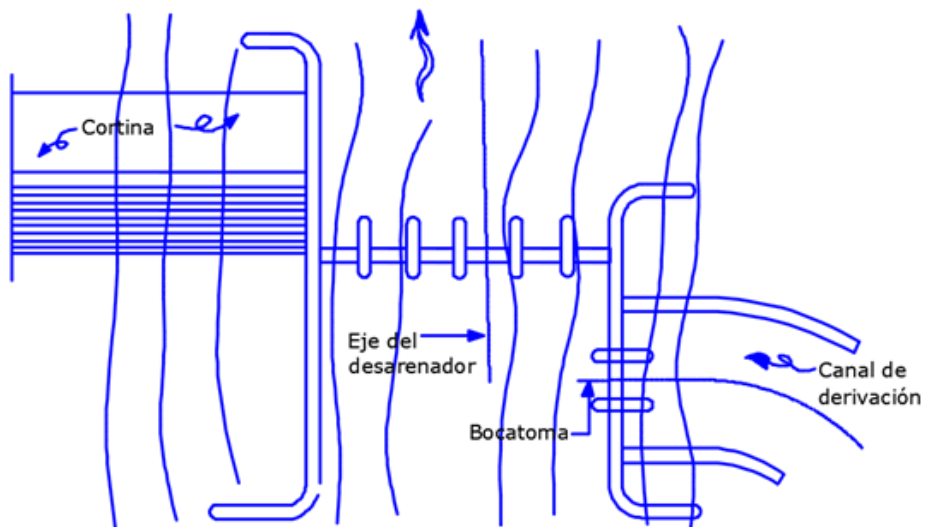


Figura 9.4 Canal desarenador. *Adaptado de (Ortega, 1982)*

El nivel de fondo del canal desarenador debe ser inferior al del umbral de la obra de toma, creándose entre estos dos niveles y a lo largo del canal, un espacio que servirá para alojar los sedimentos transportados como arrastre de fondo y en menor grado el sedimento del transportado en suspensión.

Para el funcionamiento del canal desarenador hay que considerar lo siguiente:

- Condición uno

Cuando la(s) compuerta(s) del desarenador está(n) cerrada(s) y la de la obra de toma abierta: en el tramo comprendido entre ambas, se forma una zona de agua tranquila, que se comporta como un tanque sedimentador, favoreciendo la decantación de una parte del material en suspensión. La cantidad de sedimentos que se pueden depositar en esta zona depende del espacio destinado a alojar los sedimentos mencionados.

- Condición dos

Cuando la(s) compuerta(s) del desarenador está(n) abierta(s) y la de la obra de toma cerrada: se produce el desalojo o la limpia del material depositado en el fondo del canal, mediante un flujo de agua con suficiente velocidad para arrastrarlo y depositarlo en el río, aguas abajo de la derivación. Se debe cuidar de no tener velocidades tan altas que provoquen socavación al pie de la estructura. La operación de apertura de la(s) compuerta(s) se debe realizar tantas veces como sea necesario, a fin de mantener la eficiencia del desarenador.

En general, el canal desarenador opera en forma satisfactoria cuando la cantidad de sedimentos que transporta el río es pequeña y es, principalmente, arrastre de fondo. Asimismo, cuando el transporte de sedimentos es muy grande, se requiere hacer algunas modificaciones al desarenador, para aumentar su eficiencia. Estudios hechos en modelos de laboratorio, han mostrado que los muros guía curvos, en vez de ser rectos, mejoran la eficiencia de la estructura.

- Características hidráulicas

Para el cálculo de las características hidráulicas se deberán tener en cuenta las dos condiciones de funcionamiento consideradas anteriormente.

Condición uno

Se debe establecer la diferencia de cotas entre el nivel del fondo del desarenador y el nivel del umbral de la obra de toma, para lo cual no hay un criterio definido. Sin embargo, deberá considerarse que depende del tamaño y cantidad del material arrastrado por el flujo, se recomienda que como mínimo sea de 0.80 m.

De acuerdo con lo anterior, el diseño del canal se reduce a calcular su ancho, dadas la velocidad y la superficie libre del agua dentro de él, considerando que esta última corresponde a la elevación de la cresta del vertedor, que está alojado, por ejemplo, en el cuerpo de una cortina de concreto, así, de acuerdo a la ecuación de continuidad, se tendrá lo siguiente:

$$Q = A V \quad (9.3)$$

$$A = b d \quad (9.4)$$

Sustituyendo el valor del área A , en la Ecuación 9.3, se tiene lo siguiente:

$$Q = b d V \quad (9.5)$$

Despejando el valor de b , se tiene

$$b = \frac{Q}{Vd} \quad (9.6)$$

donde

Q	gasto mínimo normal, en m^3/s
A	área de la sección hidráulica del canal, en m^2
b	ancho de la plantilla, en m
V	velocidad para propiciar la sedimentación, en m/s .

El gasto mínimo de derivación es el que pasa por la obra de toma en un momento dado, y, por lo tanto, es igual al gasto de derivación normal. Cuando la obra de toma opera parcialmente, es decir, con gastos menores al normal, se presenta una condición favorable dado que se tiene la misma sección hidráulica, la velocidad sería menor, con respecto a la velocidad para propiciar la sedimentación, aquellas comprendidas entre 0.25 y 0.70 m/s han sido satisfactorias; (Mosonyi, 1991), recomienda velocidades entre 0.40 y 0.60 m/s . El ancho del canal es recomendable que tenga como mínimo de 1.50 a 2.00 m .

Condición Dos

Establecer la pendiente del canal que garantice velocidades de arrastre suficientes para eliminar el material acumulado en el fondo, pero a su vez que no sean erosivas. Se pueden considerar dos casos para esta condición:

Caso 1. Con el gasto normal de derivación. Es la condición más desfavorable, ya que en un momento dado puede ser un gasto muy pequeño. Para gastos mayores, la capacidad de arrastre de la corriente en el desarenador se incrementa.

Caso 2. Cuando se tiene un gasto correspondiente al nivel máximo del agua en la presa. En este caso el gradiente hidráulico existente entre aguas arriba y aguas abajo de la compuerta del desarenador, es suficiente para producir el arrastre de los sedimentos depositados en el canal.

En el caso 1, es decir, en época de estiaje, también se cumple lo anterior, pero teniendo en cuenta que en este lapso el transporte de sedimentos disminuye considerablemente, también es poco probable que sea necesario efectuar la limpieza del canal, operación que deberá realizarse posteriormente, a fin de evitar pérdida de agua.

La pendiente del canal desarenador en el tramo de aguas abajo de la compuerta, deberá ser establecida obedeciendo a criterios prácticos como es el de unir los niveles del fondo del canal y del

río aguas abajo, mediante un revestimiento que puede ser de concreto, mampostería o enrocado, a fin de evitar la erosión. Si la pendiente resultante de unir ambos niveles es muy pronunciada y provoca velocidades muy altas, se deberá tener especial cuidado en el revestimiento de la protección, el cual puede hacerse mediante un enrocado con alta rugosidad.

Las condiciones existentes debido a la operación no permiten que se establezca, en este corto tramo, flujo uniforme, sino un flujo que puede ser gradual o rápidamente variado, dependiendo de las condiciones de aguas abajo.

Tanque desarenador

El uso de un tanque desarenador para la eliminación de sedimentos del agua, es una práctica muy antigua, pero se ha probado que es la más eficiente. Por lo general, el tanque se ubica casi inmediatamente aguas abajo de la obra de toma; la característica principal de un tanque es que pueden atrapar un gran porcentaje de partículas finas transportadas en suspensión, algo que normalmente no se puede lograr con el uso de otros tipos de desarenadores.

El tanque es una estructura en que el flujo es forzado a reducir su velocidad en una magnitud tal que permita la, decantación de partículas mayores de un cierto diámetro. Sus dimensiones deben ser suficientes para que se efectúe la decantación, así como para retenerlos hasta su posterior eliminación.

De acuerdo a la forma de eliminación de los sedimentos, que es intermitente o continua, se describirán los diferentes tipos de tanques desarenadores:

I) Tanque desarenador intermitente

Este desarenador fue originalmente propuesto por Büchi, (Andaroodi, 2006) y es aquel en donde la decantación y la eliminación de sedimentos son dos operaciones sucesivas. Básicamente, está compuesto de las partes siguientes:

- 1) Compuerta de admisión al tanque, que puede ser más de una, de acuerdo al gasto de derivación.
- 2) Transición de entrada que debe ser de un diseño y longitud adecuada para asegurar una distribución uniforme de velocidades.
- 3) Rejillas al final de la transición para ayudar a conseguir la uniformidad de velocidades.
- 4) Tanque desarenador propiamente dicho en el cual las partículas sólidas se depositan en el fondo y cuya pendiente longitudinal, debe variar según algunos autores del 2% a 6% y otros del 3% al 5%, pudiendo llegar hasta 20%, con el fin de lograr una velocidad capaz de arrastrar las arenas en forma rápida y eficaz, cuando se efectúe la limpieza. La sección del tanque es casi siempre mixta, rectangular en la parte superior y trapecial en la inferior, adoptando forma de una tolva.
- 5) Compuerta de limpia, cuya apertura permite el desalojo del material almacenado en el tanque hacia un conducto o canal de limpia para su posterior descarga al río.
- 6) Vertedor, localizado al final y sobre el cual pasa el agua “limpia” hacia el canal.

- 7) Canal directo, ubicado por un costado de la estructura, permite mantener el abastecimiento de agua, sin desarenamiento, mientras se produce una interrupción en el desarenador, ya sea por limpieza, reparaciones, inspección, etc., ver Figura 9.5.

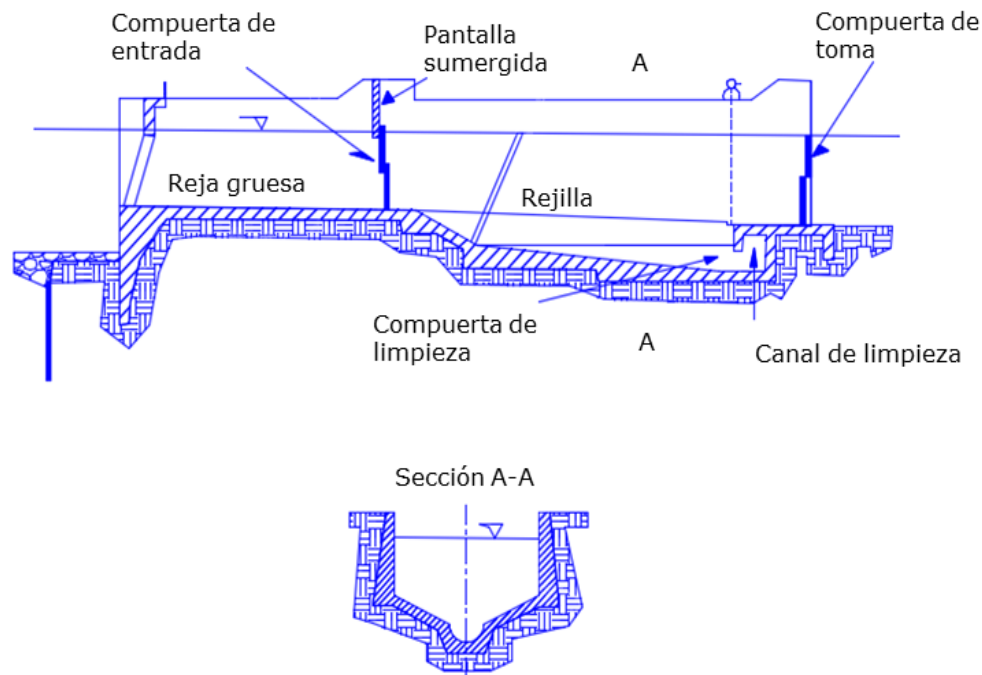


Figura 9.5 Tanque desarenador intermitente. *Adaptado de (Ortega, 1982)*

Buchi también es citado por ser un impulsor del uso de un tablero con aberturas en la zona superficial del agua, con el objeto de conseguir una mejor distribución a la salida. Para efectuar la limpieza del desarenador se cierra la compuerta de admisión y se abre la de limpia, con lo que el agua sale a gran velocidad arrastrando la mayor parte de los sedimentos. Una vez terminada esta operación, se abre parcialmente la compuerta de admisión para que con la circulación del agua se evacúen los sedimentos residuales y se complete la limpieza.

Dado que en este tipo de tanque no es posible efectuar la operación de limpieza en forma simultánea al escurrimiento de alimentación del canal de conducción, se puede optar por un sistema de desarenadores en paralelo, formado por dos o más tanques distribuidos paralelamente, parte de los cuales se pueden limpiar, mientras los otros siguen en operación.

El gasto derivado es repartido por igual en los tanques, ver Figura 9.6.

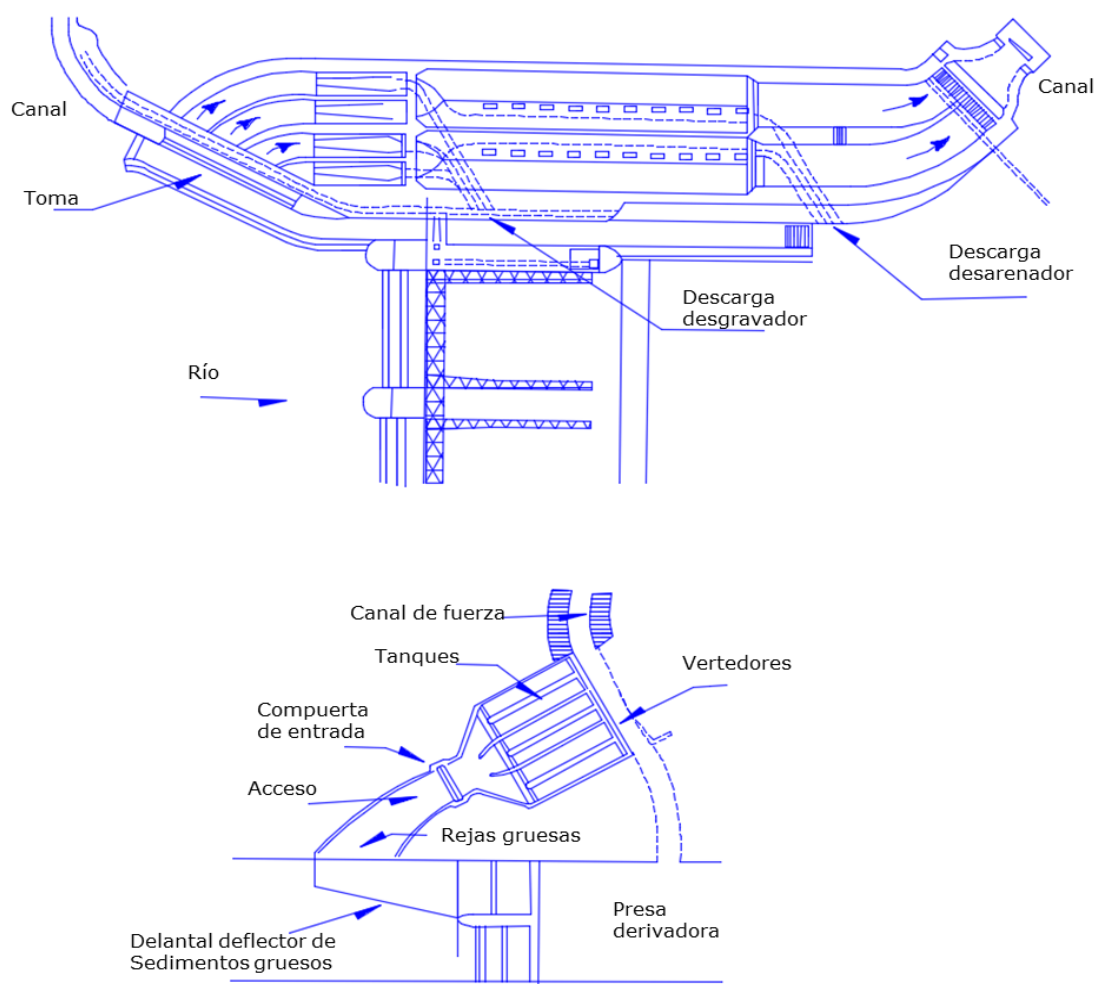


Figura 9.6 Tanques desarenadores en paralelo. *Adaptado de (Ortega, 1982)*

II) Tanque desarenador continuo

Es aquel en el que la sedimentación y la eliminación de los sedimentos son dos operaciones simultáneas. A diferencia del tanque anterior, aquí los sedimentos son eliminados en forma continua mediante un sistema de evacuación a lo largo del desarenador.

El principal propulsor de este desarenador fue Dufour (Jacobsen, 2015), quien desarrolló uno que lleva su nombre y es el más eficaz de todos los sistemas conocidos y cuya aplicación, actualmente, es una de las más se utiliza.

El tanque desarenador tipo Dofour, emplea una disposición similar al intermitente. La sección transversal del tanque tiene forma de embudo, cuya parte central más profunda es el canal colector de los sedimentos. Por encima del colector se coloca una rejilla horizontal de madera, denominada trampa, por entre cuyos espacios pasan los sedimentos. Este mecanismo evita que el material pueda ser nuevamente arrastrado por las turbulencias propias de la corriente, ver Figura 9.7; en el inciso 9.3.2 se amplía esta información.

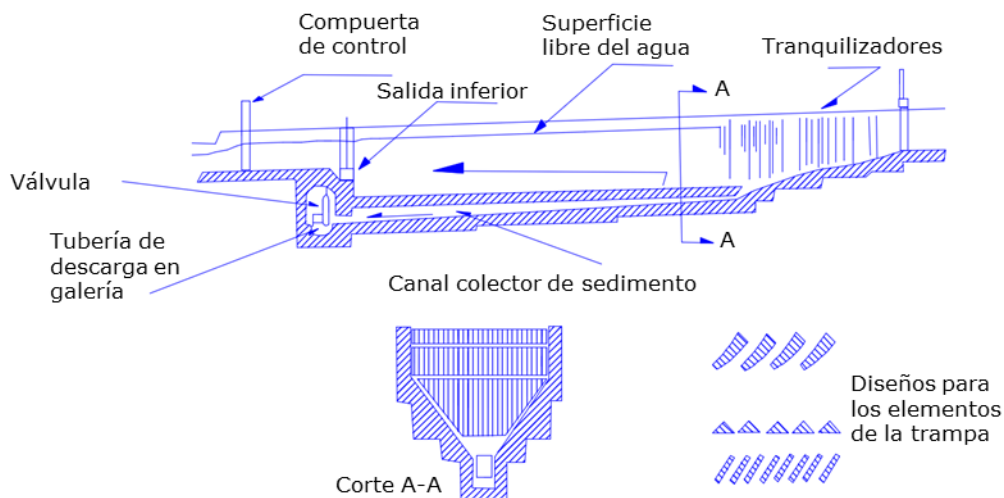


Figura 9.7 Tanque desarenador tipo Dofour. *Adaptado de (Ortega, 1982)*

El agua al entrar en el desarenador choca con una serie de rejillas normales al flujo, generalmente, ubicadas en la transición y llamadas tranquilizadores. Los sedimentos más pesados son arrastrados por el fondo, hasta el colector, donde una fuerte corriente los conduce a la tubería de descarga. En el resto del tanque el flujo circula a baja velocidad y las partículas en suspensión van precipitándose hacia la trampa, por entre cuyos espacios pasan al interior del colector, siendo conducidos a la tubería de descarga, a través de la cual todos los sedimentos son evacuados en forma continua.

Existen otros desarenadores continuos con mínimas diferencias respecto al tipo *Dofour*, por ejemplo, existe un desarenador que dispone de purgas a cada cierto tramo y a lo largo del tanque, que van entregando los sedimentos a un colector lateral. En la Figura 9.8 se muestra la sección transversal de dos tanques paralelos con evacuación repartida a cada cierto tramo.

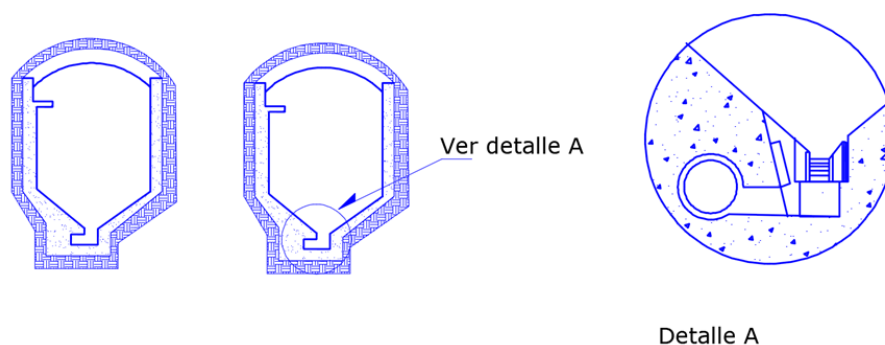


Figura 9.8 Tanque desarenador con evacuación repartida cada tramo. *Adaptado de (Ortega, 1982)*

Cuando el gasto a derivar es muy grande, se puede optar por dos o tres tanques, distribuidos paralelamente y diseñados con el gasto repartido por igual, ver Figura 9.9.

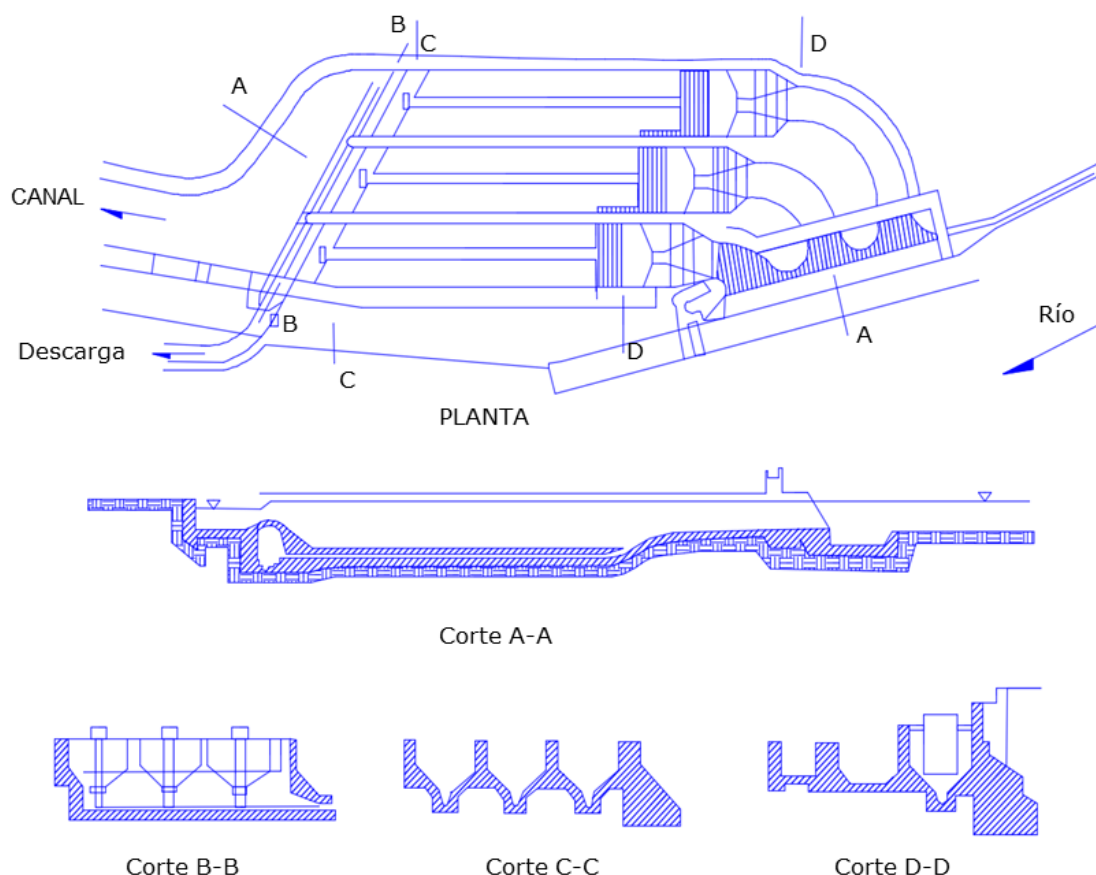


Figura 9.9 Tanque desarenador continuo paralelo. *Adaptado de (Ortega, 1982)*

Al igual que en los anteriores desarenadores, se estima que el consumo de agua en la eliminación continua de sedimento varía entre el 5% y 15% del gasto derivado, el cual deberá ser previsto para no ver disminuida la entrega requerida, sea para generación hidroeléctrica, riego u otros usos.

III) Tanque desarenador mixto

Esencialmente, es un desarenador de tipo continuo, al que se le hace alguna modificación que permite, en algunos casos, almacenar y luego eliminar los sedimentos en dos operaciones sucesivas. Generalmente, esto se hace en épocas de escasez de agua en que no conviene desperdiciarla, considerando que con la operación continua, la pérdida de agua puede alcanzar un 15% del gasto. En época de crecidas, que es cuando los ríos transportan gran cantidad de sedimentos, vuelve a funcionar en forma continua.

- Características hidráulicas

Uno de los parámetros más importantes que es necesario hallar previamente, para la determinación de las características hidráulicas del tanque desarenador, es la velocidad de caída de las partículas que son transportadas en suspensión por el flujo.

- Velocidad de caída de las partículas

Cuando una partícula sólida está en suspensión en un canal con flujo turbulento, ésta se mueve en la dirección vertical bajo la acción combinada de la gravedad y de la componente vertical de la turbulencia. Si lo anterior es dominante sobre la fuerza de empuje que el agua, llamada fuerza de arrastre, ejerce sobre la partícula, ésta finalmente se sedimentará. La velocidad de caída depende del tamaño, forma y peso específico de la partícula y del peso específico y viscosidad del líquido. También influye en esta velocidad, la cercanía de la partícula a las paredes del recipiente dentro del cual cae, así como la presencia de otras partículas. Este tema ha sido ampliamente tratado por los investigadores empleando diferentes enfoques y logrando en muchos casos resultados muy diferentes. El más conocido y citado en la bibliografía especializada sobre este tema, es el de Stokes, quien fue el primero en dar una ecuación para calcular la velocidad de caída, este investigador experimentó sobre agua en reposo y empleó partículas esféricas, como una aproximación a las partículas naturales. La expresión que Stokes presentó finalmente fue:

$$w = \frac{1}{18} \frac{g}{\mu} (\rho_1 - \rho) d^2 \quad (9.7)$$

donde

w	velocidad de caída de una partícula esférica, en m/s
g	aceleración de la gravedad, en m/s ²
μ	coeficiente de viscosidad dinámica del fluido, en Kgf s/m ²
ρ_1	densidad de la partícula, en Kgf.s ² /m ⁴
ρ	densidad del fluido, en Kgf s ² /m ⁴
d	diámetro de la partícula, en m

La Ecuación 9.7 ha probado ser correcta hasta un diámetro del sedimento hasta 0.08 mm, para diámetros mayores se obtienen, con el empleo de la Ecuación 9.7, velocidades de caída muy altas. (Rubey, 1933), propuso una expresión para determinar la velocidad de caída de partículas naturales y que puede ser aplicado a una muy amplia variedad de tamaños, comprendida entre limos y gravas. La expresión propuesta por este investigador es la siguiente:

$$w = F (g d \Delta)^{1/2} \quad (9.8)$$

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36(\vartheta)^2}{gd^3\Delta}} - \sqrt{\frac{36(\vartheta)^2}{gd^3\Delta}} \quad (9.9)$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (9.10)$$

donde

w	velocidad de caída de una partícula natural, en m/s
γ_s	peso específico de la partícula, en Kgf /m ³
γ	peso específico del agua, en Kgf /m ³
ϑ	viscosidad cinemática del agua, en m ² /s
g	aceleración de la gravedad, en m/s ²
d	diámetro de la partícula, en m

- Dimensionamiento del tanque desarenador

Se efectuó un trabajo sobre la decantación de partículas sólidas en flujo en canales, en donde a partir de un enfoque estadístico analítico del problema, se obtuvo una expresión para el diseño de la longitud de decantación, L , correspondiente a un cierto grado de desarenamiento, requerido, r :

$$L = - \frac{6 \left(\frac{\bar{v}}{v_*} - h \right)}{k \square} \text{Ln}(1 - r) \quad (9.11)$$

$$\beta = \frac{w}{k v_*} \quad (9.12)$$

donde

L	longitud de decantación, en m
r	grado de desarenamiento o fracción de sedimentos que se decantan, con respecto al sedimento total que entra con el flujo, en decimal
$\bar{v}$	velocidad del flujo en el tanque, en m/s
h	tirante del flujo, en m
v_*	velocidad de fricción, en m/s
k	coeficiente de decantación igual a 0.42
β	parámetro característico de la velocidad de decantación, adimensional
w	velocidad de caída de la partícula, en m/s
λ	tasa media a la cual las partículas se decantan; está en función de β , ver Figura 9.10, adimensional

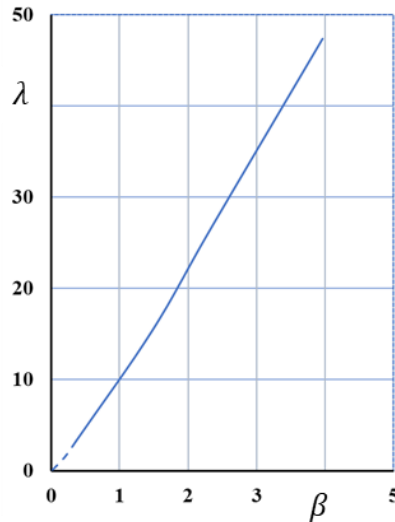


Figura 9.10 Tasa media a la cual las partículas decantan como función del parámetro β . *Adaptado de (Ortega, 1982)*

Una expresión para determinar la longitud de decantación en un flujo turbulento, basada en el cálculo de probabilidades, es la siguiente:

$$L = \frac{\lambda^2 v^2 (\sqrt{h} - 0.2)^2}{7.51 w^2} \quad (9.13)$$

donde

- L longitud de decantación, en m
- w velocidad de caída de la partícula, en m/s
- h tirante del flujo, en m
- W grado de desarenamiento con respecto al sedimento total que entra con el flujo, expresado en porcentaje. El autor recomienda dar a W algún valor entre el 95% y 98% y nunca el 100%
- λ parámetro función de w , en %; se obtiene de la Figura 9.11
- v velocidad del flujo, en m/s, calculada con la ecuación siguiente:

$$v = \frac{a\sqrt{d}}{100} \quad (9.14)$$

donde

- d diámetro de la partícula que se seleccionó para valuar w , en mm
- a coeficiente que depende del diámetro de las partículas, que se calcula de la manera siguiente:
 - $a = 36$, para $d > 1$ mm
 - $a = 44$, para $1 \text{ mm} > d > 0.1$ mm
 - $a = 51$, para $0.1 \text{ mm} > d$

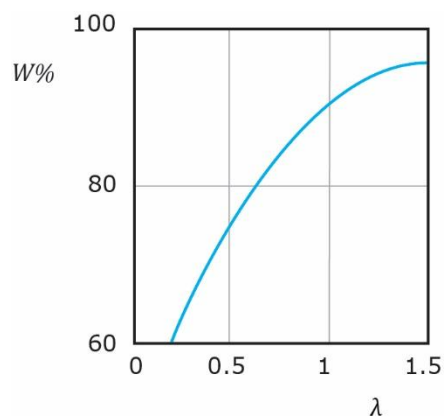


Figura 9.11 Gráfica que propone Velikanov (Juárez, 2022), para relacionar λ y w . *Adaptado de (Ortega, 1982)*

La llamada "*Teoría de la sedimentación simple*", en la que se desprecia el efecto del flujo turbulento sobre la velocidad de decantación, la longitud de decantación se obtiene de la manera siguiente:

Considerando que el tanque es de sección rectangular, el gasto que pasa a través de él es igual a:

$$Q = b h v \quad (9.15)$$

donde

Q	gasto que pasa a través del tanque, en m^3/s
b	ancho de la plantilla del tanque, en m
h	tirante del flujo en, m
v	velocidad del flujo, en m/s

El tiempo de decantación de una partícula en agua en reposo es igual a:

$$t = \frac{h}{w} \quad (9.16)$$

donde

t	tiempo de decantación de una partícula en agua en reposo, en s
h	tirante del flujo en, m
w	velocidad de caída de la partícula, en m/s

La longitud de decantación es igual a:

$$L = v t \quad (9.17)$$

Sustituyendo el valor de t de la Ecuación 9.16 en la Ecuación 9.17, se obtiene la ecuación siguiente:

$$L = h \frac{v}{w} \quad (9.18)$$

La velocidad del flujo v , en el tanque, se determina por la Ecuación 9.14, y su valor está en función del diámetro de las partículas que se quiere eliminar.

Otra expresión básica para dimensionar el tanque es la que permite calcular el ancho del mismo, que está dada por la ecuación siguiente:

$$b = \frac{Q}{h v} \quad (9.19)$$

Generalmente, los tanques largos y anchos son más económicos que los profundos, por ello se suele adoptar un tirante práctico mínimo h , comprendido entre 1.5 y 4 m, con velocidades no más altas que en el intervalo de 0.4 a 0.6 m/s.

En la “*Teoría del efecto retardador de la turbulencia*”, la cual considera que cuando el agua está en movimiento, existe una velocidad que tiende a retrasar el descenso de la partícula, haciendo la decantación más lenta. La reducción de velocidad puede expresarse como:

$$w' = \frac{v}{5.7 + 2.3 h} \quad (9.20)$$

donde

w'	reducción de la velocidad debido a la turbulencia, en m/s
v	velocidad del flujo en, en m/s
h	tirante del flujo en, m

Otros autores consideran que w' puede ser calculada satisfactoriamente con la expresión siguiente:

$$w' = \frac{0.132}{\sqrt{h}} v \quad (9.21)$$

O bien una expresión la cual indica que w' es una fracción de w :

$$w' = 0.153 w \quad (9.22)$$

En general, la longitud de decantación, considerando el efecto retardador de la turbulencia, se expresa como:

$$L = \frac{h v}{w - w'} \quad (9.23)$$

En caso de obtener un denominador negativo, significa que no podrá obtenerse la decantación para las condiciones dadas. El cálculo deberá repetirse modificando las dimensiones.

La longitud total del tanque desarenador se obtendrá de la suma de las siguientes longitudes parciales:

L1 longitud del dispositivo de tranquilización o de disposición de las rejillas.

L2 longitud del tramo a lo largo del cual el agua después de haber abandonado el sistema de rejillas alcanza definitivamente su velocidad de régimen uniformemente distribuido a lo ancho de la sección del tanque.

L3 longitud de decantación de las partículas que se quieren eliminar, calculada con cualquiera de los criterios anteriormente descritos.

L4 longitud del tramo de transición entre la sección del tanque y la sección de salida.

III. Desarenadores mixtos: alta — baja velocidad

También se les puede denominar desarenadores en serie. Generalmente, está formado por un desarenador de baja velocidad construido a continuación de uno de alta velocidad, de esta manera se efectúa una doble operación de desarenamiento.

Cabe mencionar que es común encontrar obras de toma con doble sistema de desarenamiento de baja velocidad, que está compuesto de un canal y un tanque desarenadores.

En general, y de acuerdo a las condiciones existentes, puede optar por el uso mixto de los desarenadores descritos, con el fin de obtener una operación eficiente y económica.

IV. Desarenadores en obras de toma para hidroeléctricas y riego

1) Para hidroeléctricas

Cuando se trata del aprovechamiento del agua con fines de generación de energía hidroeléctrica, la presencia de arenas con cantos afilados transportados por el flujo a altas velocidades, atacan las paredes de la tubería a presión y las partes de la turbina en contacto con el agua, produciendo desgaste, el cual es más acentuado cuando la carga sobre las máquinas es mayor; en el capítulo 10 se detalla este aspecto.

2) Para Riego

Cuando se trata del aprovechamiento del agua en riego, el principal problema que se presenta es el depósito de los sedimentos en el fondo de los canales o en el fondo de pequeños embalses de regulación, originando una reducción en la capacidad de conducción o almacenamiento, que hace necesario implementar trabajos periódicos de limpieza, con las consecuentes interrupciones en el servicio y los elevados costos de mantenimiento. Asimismo, las arenas transportadas en los canales de conducción y finalmente depositadas en los terrenos de cultivo, con la aplicación del agua, puede tener un efecto que no necesariamente es perjudicial sobre las tierras y los cultivos.

Hay que destacar que en temas relacionados con el riego, no todos los sedimentos son perjudiciales, en este caso, la presencia de arcillas, limos y hasta arenas finas pueden ser beneficiosas para el mejoramiento del suelo. Al respecto, existe muy poca información referente al diámetro mínimo de las partículas a eliminar, pero este dependerá, principalmente, de la cantidad de sedimentos que transporte el flujo. Puede darse el caso, poco común, de que sea necesario eliminar partículas más finas que las arenas, si es que están contenidas en el flujo en una concentración tan alta y debido a las bajas velocidades en los canales, originadas por la misma operación de riego, gran parte de ellos se depositen en el fondo del canal. En general, en los sistemas de riego, el diámetro mínimo de las partículas a eliminar debe ser de 0.5 mm., este criterio puede ser considerado aceptable si no ocurre el caso antes expuesto.

Con base en estas consideraciones se puede afirmar que, cuando sea necesario eliminar diámetros de partículas mayores de 0.5 mm, el uso de desarenadores de alta velocidad descrito anteriormente, es satisfactorio. La ventaja de este tipo de desarenadores, diseñados específicamente para riego han probado en el campo una alta eficiencia para eliminar partículas hasta de arena fina, por su simplicidad y bajo costo de su construcción, así como su casi nulo costo de mantenimiento.

En los casos en que se requiera eliminar partículas de diámetro menor que 0.5 mm, debido a su alta concentración, o porque el sistema de riego sea por aspersión, goteo o se necesite de pequeños reservorios de presión o regulación, se puede optar por el uso de tanques desarenadores que pueden ser mixtos, intermitente - continuo, con el objeto de no desperdiciar el agua en la época de estiaje.

Al igual que en las tomas para hidroeléctricas, aquí también es recomendable el uso de un doble sistema de desarenamiento por medio de la inclusión en la obra de toma de un canal desarenador, con el objeto de mejorar la eficiencia de la operación.

9.3. Sistemas de limpieza

Un desarenador, tanque o cámara de sedimentación normalmente se localiza aguas abajo de la toma de generación hidráulica y permite separar la arena del agua entrante previniendo los daños por abrasión en las turbinas.

El tanque de sedimentación longitudinal consiste en una o dos cámaras de longitud y pendiente suficiente para permitir la sedimentación de las arenas. Al inicio del tanque de sedimentación, el agua fluye por una transición donde las rejillas tranquilizan el flujo y ayudan a crear una distribución uniforme del mismo. En las zonas de montaña, los tanques de sedimentación tienen que protegerse contra los derrumbes y avalanchas, por lo que suelen construirse en cavernas o cubrirse con muros de concreto. En regiones más bajas, los desarenadores no tienen que ser cubiertos.

9.3.1. Sistema tipo Bieri

El sistema tipo Bieri al operar con descarga libre, los sedimentos depositados en la cámara de sedimentación son removidos periódicamente a través de una abertura en el fondo de la cámara (tolva) y regresados al río, ver Figura 9.12.

Es un sistema patentado y los fabricantes indican que existe una gran cantidad de casos en funcionamiento.

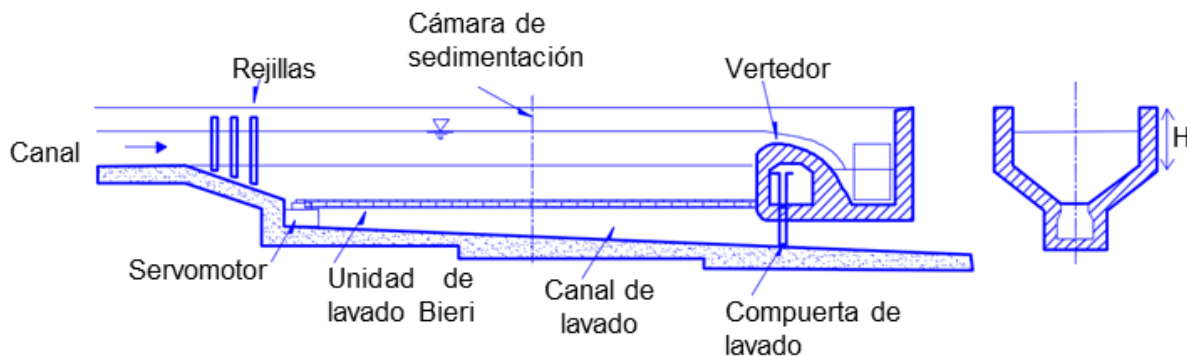


Figura 9.12 Planta y perfil de un sedimentador tipo Bieri. *Adaptado de (Andaroodi, 2006)*

a.1) Descripción de su funcionamiento hidráulico

El flujo de agua fluye a lo largo del tanque o cámara de sedimentación con velocidades relativamente bajas que permitan la sedimentación del material en suspensión. En la parte superior de la cámara se disponen de atenuadores de energía para minimizar la velocidad del flujo y en la parte baja de la misma una estructura de control que permita disminuir la velocidad del flujo elevando los niveles del agua. La unidad de remoción de sedimentos se ubica en el fondo de la cámara de sección transversal tipo V (tolva), ver Figura 9.13, y consta de una serie de placas operadas por un servomotor que al abrirlas el material depositado en la tolva es desalojado por gravedad.

A la entrada del sistema de limpieza se dispone de una compuerta para el desagüe del tanque o cámara de sedimentación, para las inspecciones y el trabajo de mantenimiento. Esta compuerta se encuentra totalmente abierta durante el funcionamiento y formaría parte de la obra de toma. En el canal de descarga de la unidad de remoción se instala una compuerta que sirve para la operación normal y para cierres de emergencia.

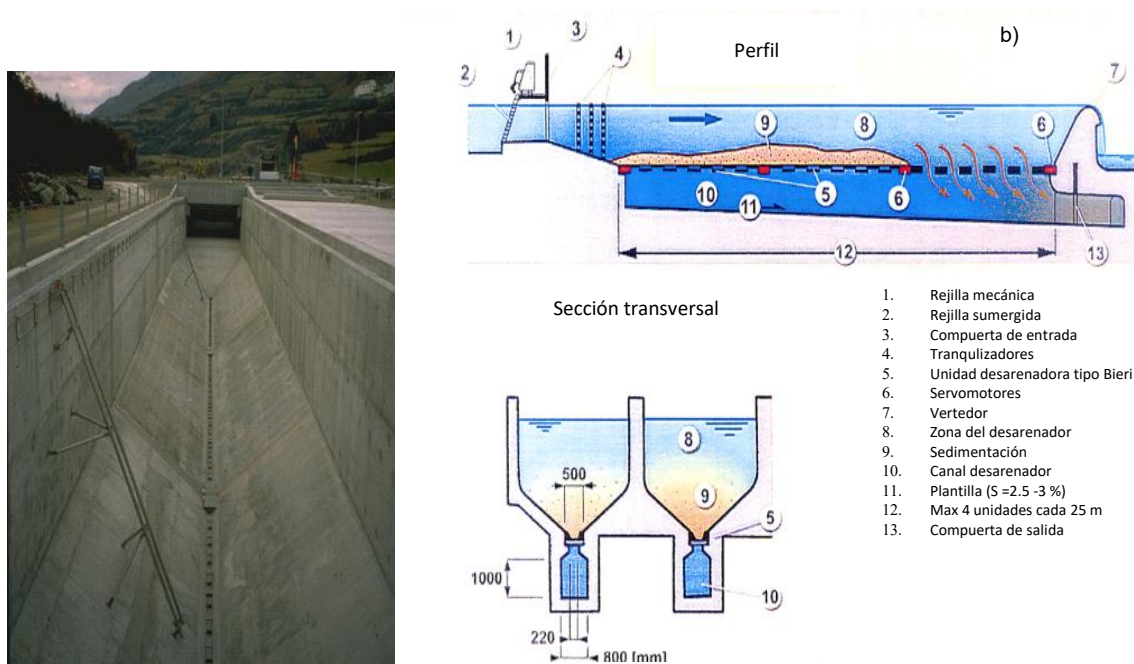


Figura 9.13 Vista longitudinal de un tanque con sistema Tipo Bieri. *Adaptado de (Bieri Hydraulik AG, 2011)*

a.2) Tranquilizadores y transiciones

Para disminuir la velocidad de flujo a la entrada de la cámara de sedimentación, la velocidad del flujo en esta zona debe ser del orden de 1.5 a 2.0 m/s; se amplía la sección del canal de llegada, ancho y profundidad, y se instalan una serie de rejilla para reducir la velocidad del flujo del orden de los 0.2 m/s. La Figura 9.14 muestra los detalles del sitio de instalación de la rejilla.

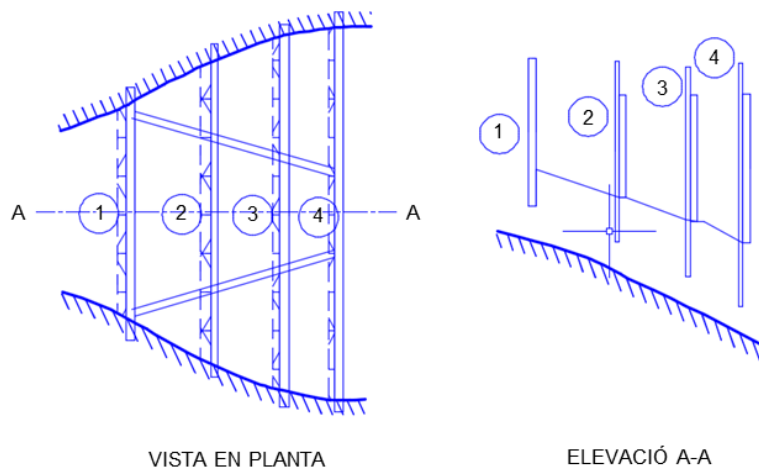
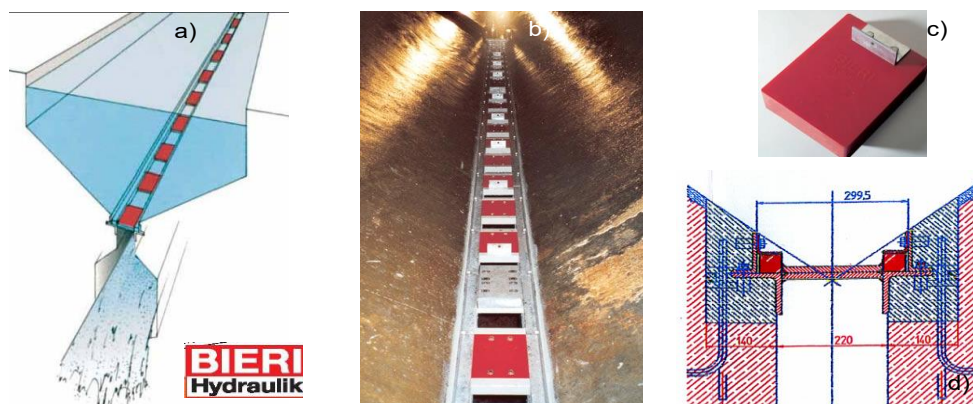


Figura 9.14 Sistema de rejillas en un tanque tipo Bieri. *Adaptado de (Andaroodi, 2006)*

a.3) La unidad desarenadora

La remoción de sedimentos se realiza a través de varias unidades desarenadoras. Cada unidad consiste de dos placas, una encima de la otra, colocadas horizontalmente en el fondo de la cámara de sedimentación, ver Figura 9.15. La placa inferior está sujeta a la estructura, y la placa superior se mueve mediante servomotores hidráulicos, ver Figura 9.15. Cuando en la parte superior la unidad de sedimentación se abre, el vaciado ocurre a través de aberturas de aproximadamente 50 por 200 mm. En la posición completamente abierta, el tamaño de la abertura es de 190 por 200 mm. Sin embargo, en el lavado regular, las aberturas son sólo de aproximadamente de 50 a 70 mm. Los valores son ajustables y dependen de cada caso. Se recomienda que la altura sea de 1.0 m y el ancho del canal de lavado de 0.8 m.

Las cámaras, se construyen en dimensiones estándar de 20, 25 y 30 m de longitud. En condiciones normales de operación, cada una de las unidades desarenadoras se abren parcialmente en función del nivel del sedimento depositado en la tolva, que es monitoreado con sensores, abriendo sólo las unidades necesarias.



a) Típica sección de sistema Bieri; b) unidad de lavado de sedimento
c) unidad plástica d) detalle de instalación. dimensiones en mm

Figura 9.15 Sistema tipo Bieri. *Adaptado de (Bieri Hydraulik AG, 2011)*

a.4) Ventajas del sistema de lavado tipo Bieri

De acuerdo con las especificaciones proporcionadas con el fabricante, el desarenador tipo Bieri tiene, en comparación con otros sistemas similares, las ventajas siguientes:

- Ahorro en el agua de lavado, es decir, el agua se usa para la producción de energía no para extraer arena. No se requiere un flujo continuo de agua para el desazolve.
- Menos peligros aguas abajo del río
- Menos tiempo para la amortización de la obra
- Operan sólo las unidades desarenadoras con el volumen predeterminado de depósito de arena.
- Ajustable a las necesidades de cada sitio, ya que en cada proyecto varían la calidad de arena, la composición del sedimento y los volúmenes.
- Sistema inbloqueable porque los materiales que pasan la rejilla de entrada son deshechos en la abertura de las placas del fondo
- El sistema lavado es autolimpiable
- Mejor eficiencia de la turbina y por consiguiente de toda la planta.

9.3.2. Sistema tipo Dufour

El sistema requiere de un flujo continuo de agua para remover el sedimento depositado en el fondo de la cámara de sedimentación, ver Figura 9.16. El sistema de remoción de sedimento está construido de madera y constituido por módulos de 4 m de longitud, cada uno de ellos tiene dos orificios de 10 cm de altura, formados por los huecos entre los tablones de madera de 2 m de largo e inclinados ligeramente con respecto a la horizontal. El ancho de los orificios varía de 20 cm en su parte superior, aguas arriba, a 10 cm en su parte inferior. El flujo de limpieza normalmente es del orden del 5 al 10% del flujo que entra en el tanque; con una velocidad de remoción en el canal del fondo entre 2 - 2.5 m/s; este flujo se controla con una válvula en la salida.

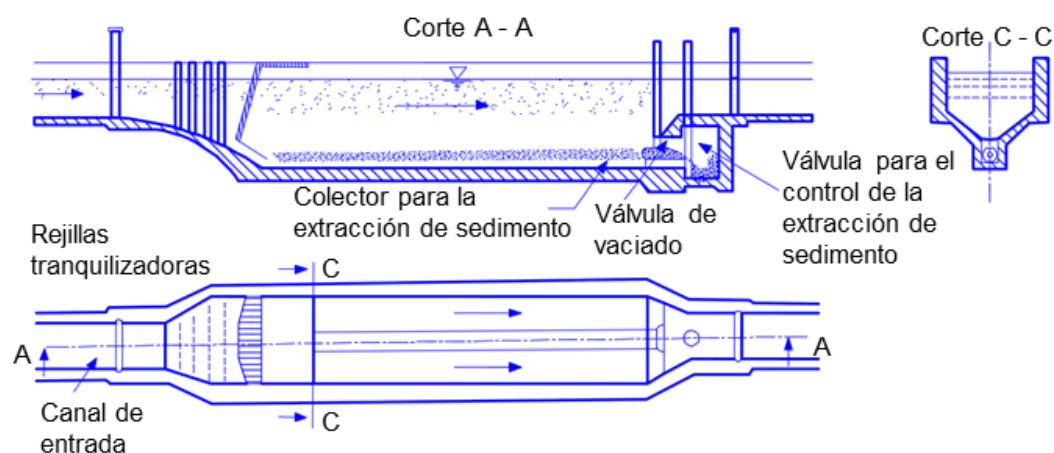


Figura 9.16 Características generales del sistema tipo Dufour. *Adaptado de (Andaroodi, 2006)*

Generalmente, este tipo de tanques opera satisfactoriamente; sin embargo, una característica de diseño estriba en que el material grueso se deposita a la entrada del sistema de lavado, mientras que el más fino se deposita a la salida. Esto significa que la remoción de material estará condicionada por las partículas más gruesas que son las que están más lejanas de la salida.

La sección transversal de una trampa de arena tipo Bieri es similar a la del tipo Dufour, pero operan bastante diferente, las de tipo Dufour controlan el flujo con una sola válvula, que normalmente opera a la mitad de su abertura total. Los orificios del tipo Dufour son bastante grandes (15 x 15 cm), porque sólo hay uno a cada 2 m. Su papel es distribuir el gasto de lavado a lo largo de la trampa y no controlar la cantidad del flujo. Las válvulas de salida y los orificios de limpieza no deben ser susceptibles de obstruirse. El flujo de extracción normalmente es del orden del 5 al 10% del flujo que entra en el tanque, este flujo se controla con una válvula en la salida

9.3.3. Sistema tipo Büchi

Con el sistema de limpieza tipo Büchi, la remoción de sedimento se realiza periódicamente, ver Figura 9.17.

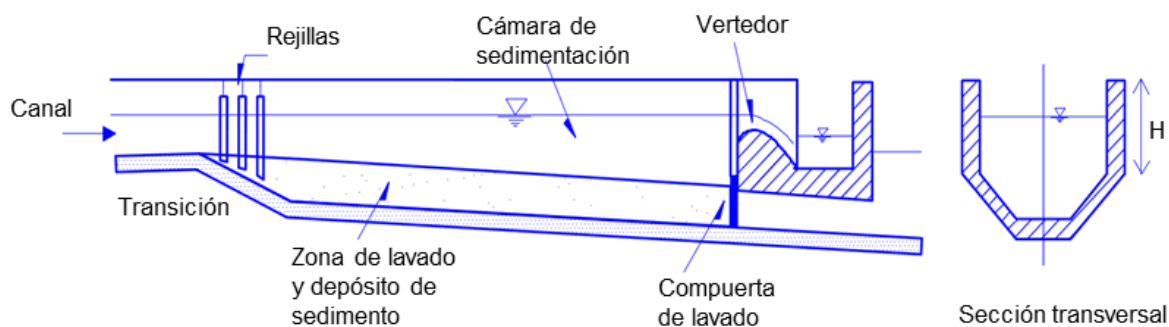


Figura 9.17 Características generales del sistema tipo Büchi. *Adaptado de (Andaroodi, 2006)*

El funcionamiento del sistema tipo Büchi difiere de los otros sistemas antes citados. Los sedimentos en suspensión, inician su depósito a la entrada de la cámara de sedimentación, reduciéndose el área hidráulica del flujo e incrementándose la velocidad, y por consecuencia se reduce la eficiencia de sedimentación. Con el paso del tiempo la cámara se colmara gradualmente de sedimentos hacia aguas abajo. Cuando la carga depositada en la cámara se vuelve crítica y ya no son aceptables cargas de sedimento grandes hacia aguas abajo, se opera la compuerta al final de la cámara para remover el material depositado. La pendiente del fondo y el tamaño de la compuerta se definen en función del tamaño del sedimento para tener una velocidad de arrastre mayor que la crítica. Sin embargo, el procedimiento de lavado toma un cierto tiempo; sin embargo, en el caso particular de una obra de toma de una hidroeléctrica, durante el cual no pasa agua hacia las turbinas.

Esta trampa de sedimento con vaciado horizontal, permanece lleno de agua durante la generación de energía hidroeléctrica, pero tiene que ser drenado casi completamente siempre que se vacíe, ver

Figura 9.18. Hay que señalar que el vaciado del tanque y el lavado del sedimento causan una onda repentina aguas abajo del tanque. Éste es uno de los factores que limitan la descarga a 4 - 5 m³/s y pueden colocarse varios tanques en paralelo para aumentar el gasto manejado.

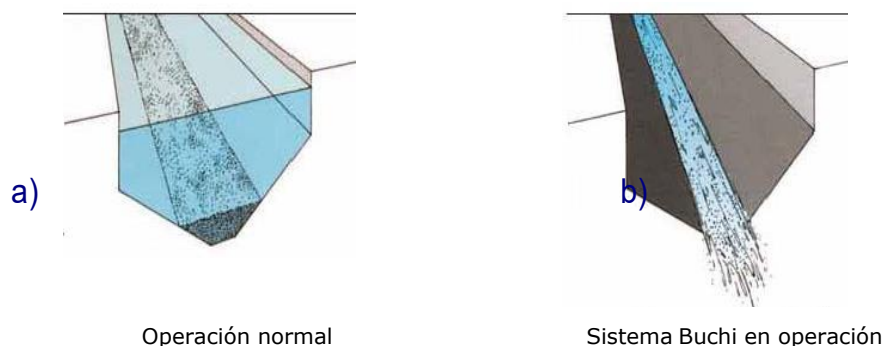


Figura 9.18 Características generales del sistema tipo Büchi. *Adaptado de (Andaroodi, 2006)*

Criterio de diseño

El tamaño de grano máximo de los sedimentos que debe ser extraído, determina las características de la trampa de arena. En lo que respecta a los aprovechamientos hidroeléctricos pequeños, el tamaño del grano de diseño del tanque suele ser de 0.2 o 0.3 mm. La longitud, el ancho y la profundidad del tanque, deben cumplir las condiciones siguientes (Andaroodi M, 2006):

$$L \geq \frac{Q}{V_D B} \quad (9.24)$$

La Ecuación 9.24 es aplicable si cumple con las condiciones siguientes:

$$V_T < V_{cr}; \quad B \leq L/8; \quad B \leq 2h \text{ (generalmente, en la práctica se utiliza } 1.5 h \text{)}$$

donde

L	longitud del tanque, en m
B	ancho del tanque, en m
Q	gasto de diseño, en m ³ /s
V_D	velocidad de sedimentación en el tanque, en m/s
V_T	velocidad media en el tanque, en m/s
V_{cr}	velocidad crítica en el tanque, en m/s
h	tirante en el tanque, en m

La velocidad crítica del flujo en el tanque normalmente es del orden de 0.2 m/s y se calcula con la ecuación siguiente:

$$V_{cr} = K Rh^{1/6} \sqrt{0.03d \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)} \quad (9.25)$$

$$K = 60 \frac{m^{1/3}}{s}, \quad \frac{\rho_s}{\rho_w} = 2.65, \quad V_{cr} = 13 Rh^{1/6} d^{1/2} \quad (9.26)$$

donde

- V_{cr} velocidad crítica del flujo en el tanque, en m/s
- K coeficiente de Strickler, en $m^{1/3}/s$
- Rh radio hidráulico, en m
- V_D velocidad de sedimentación en el tanque, en m/s
- V_T velocidad media en el tanque, en m/s
- ρ_s densidad del sedimento, en Kg/m^3
- ρ_w densidad del agua, en Kg/m^3
- d tamaño del grano de diseño, en m

La fórmula empírica de Zanke, se usa para definir la velocidad de sedimentación:

$$V_{D_0} = \frac{100}{9d} \left(\sqrt{1 + 1.57(10)^2 d^3} - 1 \right) \quad (9.27)$$

$$V_D = V_{D_0} - \alpha V_T \quad (9.28)$$

$$\alpha = 0.132/\sqrt{h} \quad (9.29)$$

donde

- V_{D_0} velocidad de sedimentación en agua quieta, en mm/s
- d tamaño del grano de diseño, en mm
- α factor de reducción, en $1/m^{1/2}$
- h tirante, en m

La relación ρ_s/ρ_w , se considera que es igual a 2.65. Se recomienda extender la longitud del tanque calculada, en un 10 a 20% para compensar la excesiva turbulencia en el flujo de llegada. Para las descargas altas es más eficiente tener dos tanques paralelos para flexibilizar el procedimiento de lavado sin sacar a la planta de servicio, sobre todo para la trampa de arena tipo Büchi.

9.3.4. Sistema tipo *Serpent S4*

Con objeto de mejorar la limpieza de los tanques de sedimentación, se han desarrollado nuevos enfoques como el denominado "*Serpent Sediment Sluicing System (S4)*", cuyo funcionamiento se ilustra en la Figura 9.19. Esencialmente, consiste de un sello de hule que se coloca a lo largo del fondo del tanque sedimentador y que al removerlo mejora el arrastre del sedimento. En el trabajo de (Rettedal & Nielsen , 2012), se muestran los detalles del sistema.

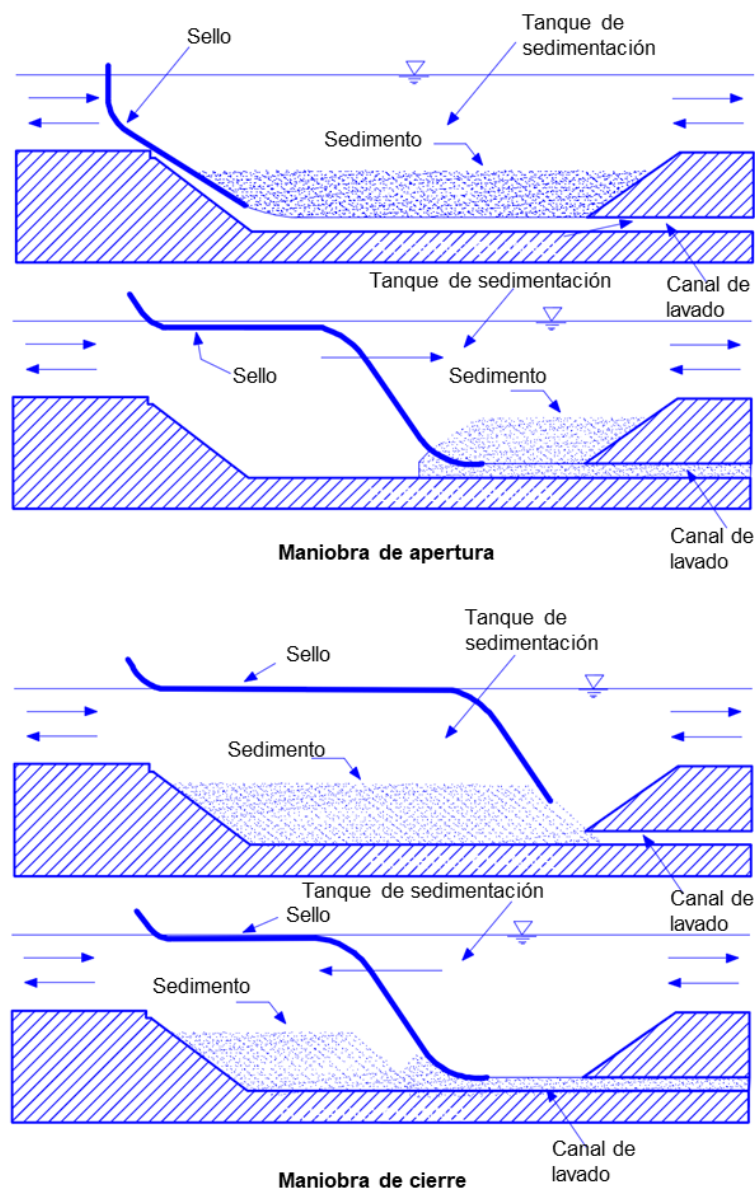


Figura 9.19 Concepto del sistema Serpent S4. *Adaptado de (Bjornar & Lars, 2012)*

9.3.5. Succionador SediCon

Dentro de las marcas registradas, existe el succionador *SeidCon*, que consiste en una serie de tuberías fijadas a la parte inferior del tanque desarenador para remover los sedimentos sin interrumpir el flujo de agua.

El succionador *SediCon* es un sistema de remoción de sedimentos diseñado especialmente para cada proyecto y consiste en una serie de tuberías fijadas a la parte inferior de la estructura permitiendo remover los sedimentos sin interrumpir el flujo de agua. En la Figura 9.20 se muestra un esquema del sistema de limpieza con el Succionador *SediCon*.

Modo de operación del sistema SediCon

Principio general

El succionador *SediCon* es operado simplemente abriendo las válvulas manual o automáticamente. La remoción de los sedimentos depositados en la cámara se realiza por gravedad como fuerza motora, no requiriendo partes móviles o energía eléctrica para su operación. El sedimento depositado se deslizará a través de las tuberías ranuradas, ubicadas en la parte inferior de la cámara.

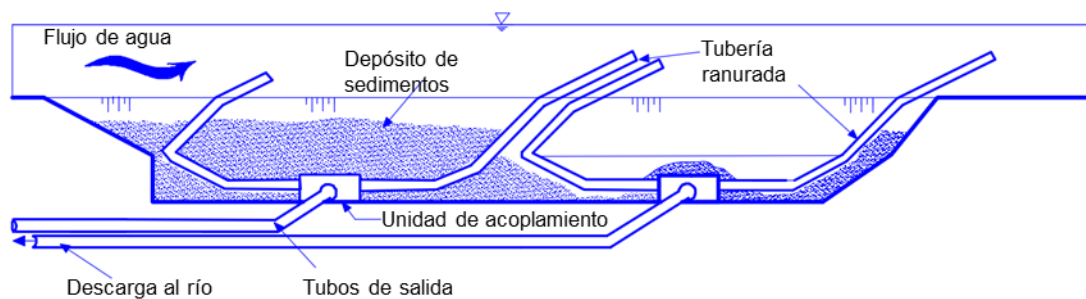


Figura 9.20 Succionador (SediCon). Adaptado de (Sól Guðgeirsdóttir, s.f.)

– Tuberías

Para cada proyecto se elabora un diseño. Las tuberías están divididas en dos secciones; la primera sección antes del acoplamiento con ranuras para captar los sedimentos y la segunda después del acoplamiento, sin ranuras para transportar los sedimentos aguas abajo en el tanque amortiguador.

Las dimensiones de las ranuras son elegidas según las propiedades de los sedimentos. Estas deben ser lo suficientemente pequeñas para producir la succión pero, al mismo tiempo, lo suficientemente grandes para evitar el bloqueo de la tubería.

– Salida

Las válvulas están colocadas al final de las tuberías de salida. Esto hace que el sistema de *SediCon* sea operado fácilmente controlando la válvula en la salida de las tuberías.

Algunas de las características del sistema succionador *SediCon* son las siguientes:

- Permite una operación continua de todas las cámaras, incluso durante la limpieza de sedimento.
- Módulos totalmente independientes (5 módulos por cámara).

- De operación fácil.
- No tiene partes móviles.
- No requiere de ninguna fuente de energía externa.
- Tiene bajo consumo de agua.
- Puede manejar cualquier espesor de depósitos de sedimento.
- Remueve partículas hasta de 150 mm de diámetro.
- Puede trabajar con descargas ahogadas.
- Mantiene una alta eficiencia tanto en sistemas a flujo libre como en sistemas a presión.
- Requiere de pocos metros de gradiente para tener un buen funcionamiento.
- Fácil acceso a las tuberías de salida (para inspección, mantenimiento, etc.).

9.3.6. Sistema tipo Coanda

En algunos casos, cuando se toma el agua al "hilo de corriente" y cuando el material es muy grueso, como en los ríos de montaña, es conveniente emplear mallas auto limpiantes con efecto Coanda. Se colocan en los sistemas de captación de agua para evitar la sedimentación en el lecho del río aguas arriba de una bocatoma y el ingreso de sólidos en una tubería de conducción, en la Figura 9.21 se muestra un esquema de una de estas estructuras. Existe una gran cantidad de literatura sobre el tema y, en particular, se recomienda consultar el trabajo de Whal (2003), para iniciar el estudio sobre el diseño de este tipo de sistema.



Figura 9.21 Captación con reja autolimpiante tipo Coanda. *Adaptado de (CBS ING S.A. Ingeniería, Coanda, 2015)*

Este tipo de captaciones utilizan una reja de malla de alambre triangular con aristas afiladas para captar agua limpia del río. El agua limpia y filtrada por la malla se puede utilizar en hidroeléctricas, agua potable, riego o para fines municipales. Su diseño las convierte en mallas auto limpiantes que no requieren de mantenimiento y evitan el ingreso de residuos tan pequeños como de 0,71 mm de diámetro, entren en el sistema. Es una excelente opción para sitios remotos donde la energía y la rutina de mantenimiento son complicados. Las mallas son usadas para flujos que se utilizan en micro hidroeléctricas hasta 25 m³/s.

a) Ventajas de un desarenador tipo Coanda

- Reducción de costos de inversión
Los desechos se excluyen y pasa aguas abajo sin ingresar al sistema. Esto virtualmente elimina la necesidad de construir un desarenador tradicional.
- Bajo mantenimiento.
No requiere partes móviles y la captación está siempre limpia. Sin desarenador, desagüe de fondo y otras compuertas los costos de mantenimiento bajan.
- Maximiza la potencia en obras de toma para hidroeléctricas
Rejas limpias permiten mayor flujo hacia las turbinas y por ende mayor potencia todo el tiempo.
- Maximiza la energía en obras de toma para hidroeléctricas
Al evitar mantenimientos se reducen las paradas programadas de la central
- Reduce ingreso de sedimentos
Todas las partículas mayores de 0,5 a 2 mm son filtradas y devueltas al río.
- Incrementa vida útil de los componentes en obras de toma para hidroeléctricas
Debido a que se excluye el ingreso de los sedimentos, esto ayuda a que las turbinas, toberas, álabes, duren más tiempo.
- Evita el ingreso de vida acuática
La apertura de la malla se dimensiona para evitar ingreso de peces, alevines y otros.
- No se requiere sistema eléctrico ni partes móviles.
- Esta tecnología probada en varios proyectos, es aprobada por el USBR.
- Baja pérdida de carga o altura en los proyectos

b) Diseño de sistemas tipo Coanda

La ingeniería y el diseño de una rejilla tipo Coanda comienza por la evaluación de todas las condiciones del sitio, no solo el rendimiento y los gastos. Evaluar las curvas de duración de flujo, las limitaciones de espacio, las temperaturas extremas, la sedimentología, la vida acuática que debe ser protegida, requisitos de flujo y gastos, altura o carga disponible, vegetación autóctona de la zona, el tamaño de las rocas arrastradas durante los períodos de altos gastos, elevaciones de inundación, crecidas del río (para periodos de retorno de 100, 200, 500 años), las frecuencias de estas crecidas y otros aspectos deben ser considerados cuando se determina si un sitio es adecuado para una malla autolimpiable tipo Coanda.

El ángulo de corte que se le da durante el proceso de fabricación crea la "arista cortante" en el borde superior o aguas arriba lo cual es el elemento clave del ingreso de flujo.

La forma de los filamentos que forman la malla, crea un espacio que se ensancha hacia el interior es decir hacia el canal de recolección. Los sedimentos que pueden pasar a la ranura inicial quedan libres para pasar hacia el canal sin tapar la pantalla. Los sedimentos que no logran pasar por la ranura inicial, son empujados hacia aguas abajo por el flujo de agua, una pantalla totalmente cubierta de agua ayuda a garantizar que la pantalla este limpia.

El efecto de corte, las aperturas de los orificios y la velocidad juegan un papel significativo en el volumen de agua que pasa por cada ranura de la malla. Cuando el agua pasa por cada filamento capas de agua son cortadas y desviadas hacia el canal de recolección. El agua se adhiere a la superficie superior de cada filamento y luego es desviada al canal de recolección por el filamento de que se encuentra directamente hacia aguas abajo.

La capacidad de captación de agua a través de la malla depende de la carga o tirante, el cual disminuye a medida que avanza el flujo desde lo alto hacia la parte baja de la malla tipo Coanda, esto es resultado del agua que ingresa a la malla gradualmente y también por el incremento de la velocidad. Como la velocidad aumenta debido a la aceleración de la gravedad, el gasto de ingreso también aumenta.

Sí bien pueden diseñarse este tipo de mallas para cada caso particular, existen ya marcas registradas que las fabrican. En la literatura existen incluso programas de cálculo para el diseño de estas mallas, consultar, por ejemplo, (USBR, 2011).

Existen facilidades para consultar sobre el diseño de desarenadores en la literatura disponible; el problema real que se presenta en el diseño de esta estructura es la construcción de las mallas, pues se requiere de alta tecnología para la fabricación de las mismas, además del material adecuado, por lo cual el aspecto económico de su fabricación se vuelve muy importante.

9.3.7. Sistemas con cámara de vórtice

Existen otros tipos de desarenadores como son los llamados con cámara de vórtice. En este tipo de desarenador se produce un vórtice en una cámara para separar el sedimento; se introduce un flujo tangencial con alta velocidad en un compartimiento cilíndrico que tiene un orificio en el fondo y al centro; al moverse el agua en forma helicoidal provoca que el sedimento se separe y viaje hacia el fondo de la cámara, quedando libre de sedimento la superficie del fluido, con ello el agua sale por la parte superior libre de sedimento. Este tipo de dispositivos ha sido estudiado por diferentes autores, por ejemplo, Ranga Raju y Kothiyari (2004) y tienen la ventaja de tener dimensiones más pequeñas que los tanques sedimentadores equivalentes y emplear una menor cantidad de agua para la limpieza de la cámara. Sin embargo, el uso de estos extractores se limita por su tamaño, ya que son aplicables a plantas de generación de energía pequeñas; para conseguir una extracción eficiente el compartimiento circular debe tener al menos un diámetro cercano a cinco veces el ancho del canal de llegada.

9.3.8. Frecuencia de limpieza de las cámaras

En cuanto a limpieza, el desarenador tipo Bieri tiene la ventaja de tener un gran ahorro en el consumo del agua, ya que no se requiere de un flujo continuo de agua para el desazolve; además, en este tipo de desarenador es posible vaciar sólo las unidades con el volumen predeterminado de depósito de arena y el sistema lavado es autolimpiable.

La limpieza del sistema tipo Dufour requiere de un flujo continuo de agua para remover el sedimento del fondo y la extracción requiere de un flujo continuo de agua y sedimento que se controla con una compuerta ubicada aguas abajo; el flujo de extracción normalmente es del orden del 5 al 10% del flujo que entra en el tanque, este flujo se controla con una válvula en la salida. Como ya se había indicado el material grueso se deposita a la entrada del sistema de lavado, mientras que el más fino se deposita a la salida, por lo cual baja su eficiencia en la operación de limpieza, evidentemente esto dependerá del costo de oportunidad del agua.

En la realidad los sistemas existentes de limpieza lo que buscan es bajar el costo del mantenimiento de los tanques; por lo tanto, la frecuencia de limpieza dependerá del diseño realizado. Los desarenadores que se describieron en este capítulo, tienen precisamente como objetivo principal, facilitar la limpieza.

9.3.9. Comentarios para la selección de desarenadores

Finalmente, como se ha comentado, la selección de algún tipo de desarenador depende, principalmente, de aspectos económicos, ya que la ubicación de los tanques y su tamaño resultante del diseño, la posibilidad de detener la operación de la obra de toma para limpiar los tanques, el tamaño de partículas y su volumen, el tipo de equipo, la existencia o no de una represa, etc., condicionarán la selección del desarenador.

10. PROBLEMAS INDUCIDOS POR LOS SEDIMENTOS

10.1. Identificación de impactos

Los sedimentos tienen una gran influencia sobre la factibilidad técnica y económica del proyecto de una presa. La evaluación precisa de su influencia es difícil, porque es un fenómeno multifacético y variable en el tiempo. Hay que distinguir entre el impacto de un embalse y el impacto de la sedimentación en un embalse.

El primer caso no es el tema de este texto, pero si conviene recordar que los principales efectos de los embalses al medio ambiente son de manera resumida los siguientes:

- Cambian el flujo de agua, sedimentos, y nutrientes, y causan cambios en la morfología fluvial y las características de los ecosistemas adyacentes.
- Afectan la biota circundante, y pueden llevar a reducciones en la biodiversidad.
- Causan degradación longitudinal y cambios en la sedimentación local, ello es ocasionado por la redistribución de los sedimentos.
- Regulan el flujo y las avenidas. Esto ocasiona, cambios en la dinámica de la corriente.
- El cambio en el balance de sedimentos, puede causar erosión aguas abajo de la cortina de la presa y depósito en la entrada del embalse.
- Causan cambios en los parámetros físicos, químicos, y ecológicos, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa.
- La presencia de la cortina de la presa impide la migración de peces.
- Cierta tipo de contaminantes, es posible que puedan acumularse en los embalses.

En el segundo caso en cuanto al impacto del sedimento dentro del embalse, se puntualizan los aspectos siguientes:

a) Dentro del embalse

El sedimento altera las condiciones para la vida animal y vegetal. Cuando se sale de los parámetros recomendados, la turbidez que produce el sedimento afecta la vida dentro del embalse y además la posibilidad de usar el agua embalsada para otros fines.

b) Pérdida de la capacidad de almacenamiento del embalse

La pérdida ya sea de la capacidad útil y/o de la capacidad de regulación de avenidas es la principal causa que hace que un embalse se inutilice. El sedimento depositado en la entrada de los embalses produce adicionalmente otro problema: la sobre elevación de los niveles del agua, lo cual causa, generalmente, problemas de inundación de poblados y estructuras de comunicación.

c) Calidad del agua embalsada

La turbidez afecta directamente al uso del agua potable. En el embalse junto con el sedimento, se transportan importantes cantidades de nutrientes, que en ocasiones llegan a producir fuertes desbalances en la vida vegetal; un caso importante que se presenta en un vaso de almacenamiento, es la proliferación del lirio acuático que causa importantes problemas de pérdida del agua en el embalse por la evapotranspiración.

d) Deterioro de las turbinas

Cuando el sedimento grueso alcanza a llegar a las obras de toma (turbinas), el problema más importante es el desgaste de los álabes generadores debido a la erosión por la presencia del sedimento. Es importante determinar la cantidad de sedimento que se necesita eliminar, lo cual depende de las condiciones de operación; al respecto, hay que mencionar los intentos que se han hecho para especificar el diámetro de las partículas más pequeñas que deben ser eliminadas para prolongar la vida útil de tuberías, válvulas y turbinas; según las pruebas realizadas y otras experiencias de campo, a continuación, se presentan las recomendaciones siguientes:

En plantas hidroeléctricas de carga media ($15\text{ m} < H < 50\text{ m}$), donde H es la carga neta, efectiva o de trabajo sobre la turbina, usualmente se especifica la eliminación de partículas mayores de 0.2 a 1 mm; sin embargo, el sedimento de cuarzo de cantos afilados con un tamaño de partícula tan pequeña como 0.25 mm, puede dañar seriamente las turbinas. En plantas hidroeléctricas de carga alta ($H > 50\text{ m}$), pueden tener objeción partículas de 0.1 a 0.2 mm.

En plantas hidroeléctricas de carga muy alta (de varios cientos de metros), el desgaste del equipo mecánico se puede reducir eliminando partículas de un tamaño tan pequeño como 0.01 a 0.05 mm. Este rango de límites del tamaño del grano aquí especificado se considera crítico, si las fracciones de sedimento fino incluyen granos de cuarzo con cantos afilados (los tamaños de partículas mencionados pertenecen al grupo de los limos).

A continuación, se presenta la Tabla 10.1 en la que indica el diámetro mínimo de las partículas que deben ser eliminadas por el desarenador en función de la carga, con el objeto de evitar daños a las máquinas.

Tabla 10.1 Relación entre el diámetro mínimo de partículas y la carga neta para evitar desgaste en las turbinas

Diámetro mínimo mm	Carga H m
0.6	100-200
0.5	200-300
0.3	300-500
0.1	500-1000

Adaptado de (García-Naranjos Bustos, 2015)

Algunos autores afirman que el tamaño mínimo de partícula a eliminar, también depende del tipo de turbina que se emplee. Así, en la turbina Kaplan, el diámetro mínimo varía de 1 a 3 mm, en la Francis, de 0.4 a 1 mm, y en la Pelton de 0.2 a 0.4 mm.

En casos, donde la concentración de sedimento fino es importante, hay que tomar en cuenta que existirá un desgaste en las turbinas, que dependiendo de cada caso podría cuantificarse. En el trabajo de (Ortmanns & Prigent, 2006), se muestra un criterio para valorar este desgaste y por lo tanto el tiempo en que debe realizarse la reparación (mantenimiento) de las turbinas por el daño causado por la abrasión. Por ejemplo, para una turbina Francis, primero se propone evaluar la concentración modificada (PE), que permite calcular los ciclos de reparación en las turbinas Francis, con la ecuación siguiente:

$$PE = P a k_1 k_2 k_3 \quad (10.1)$$

donde

PE concentración modificada media anual de sedimento, en gr/l

P concentración media anual de sedimento, en gr/l

a factor de corrección

k_1 factor de corrección por la dureza de partícula, en Mohs

k_2 factor de corrección por material de turbina

k_3 factor de corrección por tamaño del sedimento, en mm

Con ayuda de la Tabla 10.2 se obtienen los valores de a , k_1 , k_2 , k_3 .

Tabla 10.2 Factores de corrección para calcular el desgaste de una turbina

Forma del grano	k_1	Dureza de la partícula Mohs	k_2	Material de la turbina	k_3	Tamaño del grano mm	a
Redondo	0.75	>3	1.00	X5 Cr/Ni 13/4	1.0	d= 0.05	1
Angular	1.00	<3	0.50	Fundición de acero	2.3	d> 0.05	d/0.05
Extremadamente angular	1.25			Bronce	4.0		
				Aleación cobalto-cromo	0.3		

Adaptado de (Ortmanns & Prigent, 2006)

Con el valor de PE y la carga neta, H , de la turbina, se puede encontrar en la Figura 10.1 los ciclos de reparación de la turbina Francis. Para otras turbinas (Pelton) en el trabajo de (Ortmanns & Prigent, 2006), se presentan las gráficas correspondientes, ver Figura 10.2

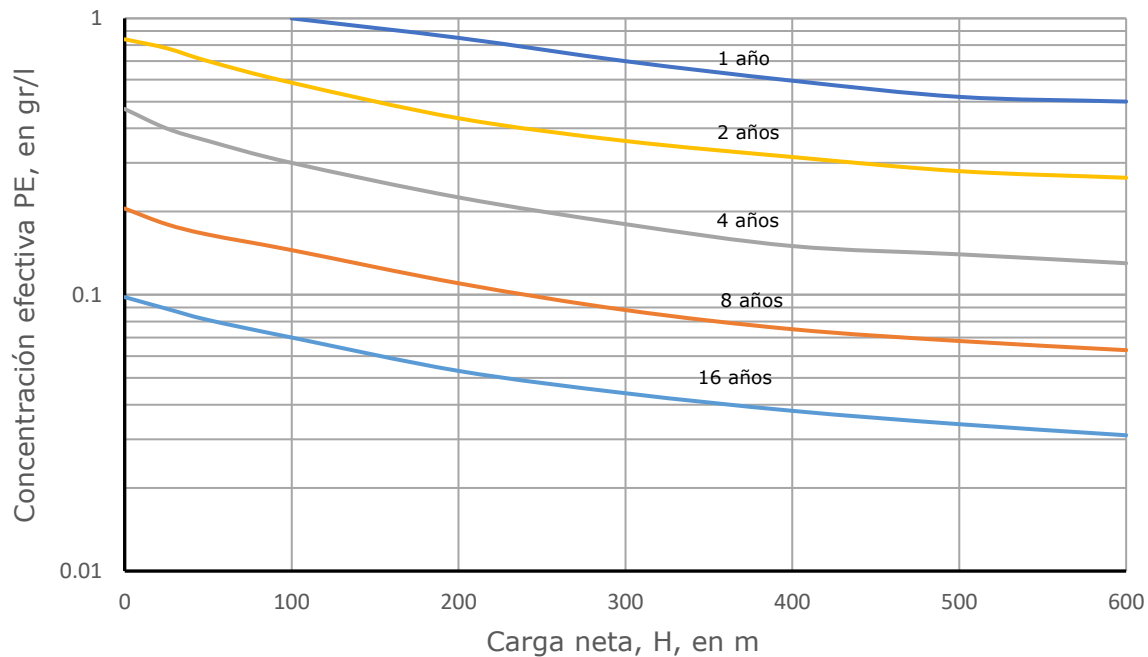


Figura 10.1 Ciclos de reparación de una turbina Francis. *Adaptado de (Ortmanns & Prigent, 2006)*

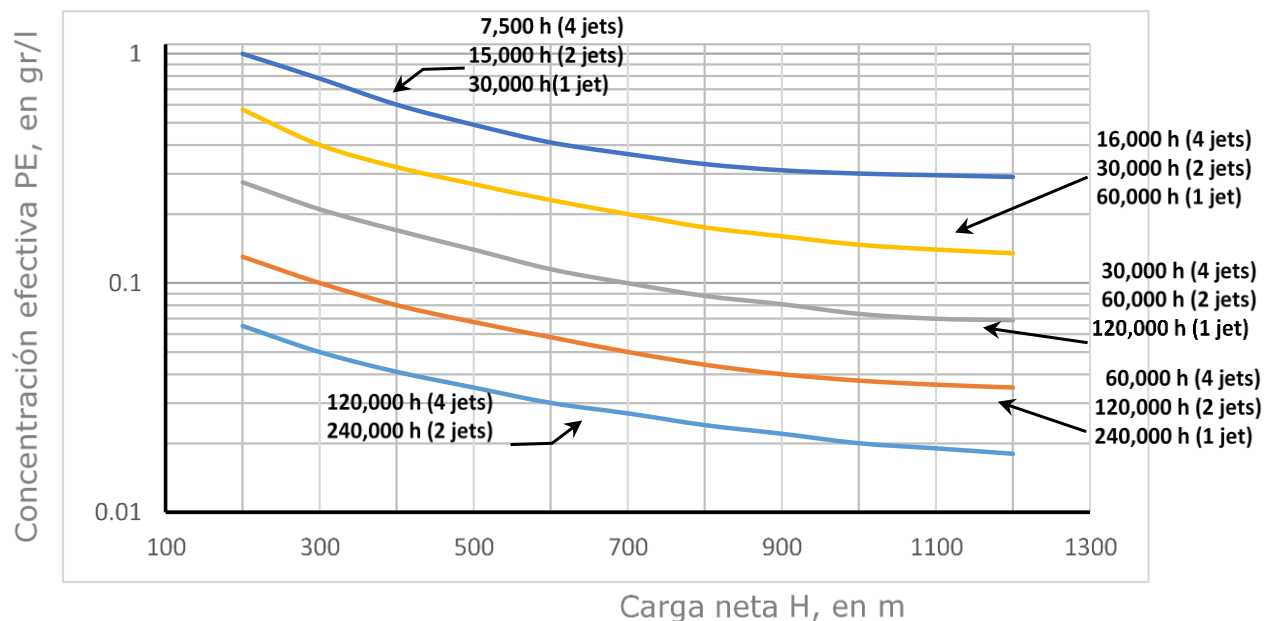


Figura 10.2 Ciclos de reparación de una turbina Pelton. *Adaptado de (Ortmanns & Prigent, 2006)*

e) Alteración del flujo de sedimento en un río

Esto produce una disminución del volumen útil del embalse y la obstrucción de tomas, estaciones de bombeo, descargas de fondo, etc. Es un aspecto muy importante en relación con la vida útil del embalse, ya que puede resultar el más significativo desde el punto de vista económico.

f) Erosión aguas abajo de los embalses

En la práctica se ha observado un fenómeno aguas abajo del embalse, que es de lento desarrollo, que se vuelve muy importante para el tramo de aguas abajo y para la misma cortina. Este fenómeno es la erosión del cauce (inmediatamente) aguas abajo de la cortina, obviamente se trata de un problema estructural, y que consiste en la exposición (descubrimiento) de la cimentación de la cortina, con su consecuente peligro de falla de la estructura. Es por ello que un estudio muy importante es el cálculo de tal erosión, la cual puede hacerse con alguno de los modelos de cálculo que se presentaron en el capítulo 8 o bien con técnicas empíricas, como la presentada por (Pemberton & Lara J L, 1984). Generalmente, con utilizar los modelos unidimensionales son suficientes para este tipo de cálculo.

g) Cambios morfológicos aguas abajo

Esto se refiere, principalmente, al cambio de las características de la corriente tanto en sus secciones transversales como en su configuración en planta. En la práctica, esto se traduce en el ataque a bordos, inundación de poblaciones, erosión de márgenes, cambios de curso, necesidad de sobre-elevar los puentes, etc.

h) Cambios en la calidad del agua

El almacenamiento de agua también causa un cambio en el movimiento de los sedimentos, lo cual a su vez produce el depósito del material grueso, pero también la suspensión del material más fino lo cual influye sobre la operación de las plantas de tratamiento, desgaste de las conducciones, estructuras y abrasión de la maquinaria hidráulica cuando alcanza a llegar el material más grueso a la cortina.

i) Efectos ecológicos

En el caso de los embalses en los cuales se han realizado vaciados de limpieza, se ha observado mortandad de especies acuáticas aguas abajo. Otros efectos, como la disminución en la temperatura del agua o el incremento en los niveles de amoníaco, no resultan críticos. Sin embargo, los impactos ambientales adversos deben contrastarse con las posibles alternativas, como lo sería aceptar la pérdida de un embalse, lo cual a vez requerirá el uso de otros recursos naturales para la construcción de un nuevo embalse, o el desarrollo y uso de fuentes alternativas de generación, como es, por ejemplo, el uso de una planta solar, etc., lo que desde luego tiene también otros impactos importantes, particularmente relacionados con la producción de gases de invernadero y otras sustancias perjudiciales para la salud.

El impacto ambiental del sedimento tiene características que deben ser adicionalmente tratadas con aspectos fuera del embalse. Ya que es claro, qué si el sedimento no llegara al embalse, porque se controla la erosión en la cuenca, esto cambiaría el problema ambiental. Es decir, el problema no es del embalse sino del aporte de las cuencas.

Finalmente, conviene señalar que parte de las incertidumbres en el correcto cálculo de aporte de sedimento proviene de la falta de mediciones (aforos de sedimento) en las corrientes principales; por lo cual en el caso de los nuevos proyectos y también de los ya construidos, se recomienda su implementación.

j) Depósito del sedimento extraído de los embalses

La literatura reporta que cuando se tiene éxito en la extracción de sedimento por una obra en la cortina, ya sea una obra de toma o una descarga de fondo, se genera una remoción de sedimento cuyas características, algunas veces, pueden ser indeseables aguas abajo, ya que puede tratarse de "lodo" con mal olor que produce efectos desagradables y preocupantes aguas abajo. Lo mismo ocurre con el material dragado mecánicamente, pues el material resultante debe ser dispuesto en algún sitio. Conviene señalar por ahora que estos son temas en desarrollo, ya que, en algunos casos, el sedimento extraído puede ser utilizado para rehabilitar suelos erosionados o bien en actividades agrícolas por su alto contenido de nutrientes; recuérdese la paradoja de que el suelo dañino en los embalses fue, en algún momento, el suelo útil y productivo en las cuencas. Sin embargo, estos son estudios que deberán realizarse como impactos al medio ambiente. Por último, considérese que el sedimento depositado a la entrada de los embalses, generalmente, es "grueso" y en algunos casos puede extraerse con dragas y camiones, cuando el embalse se encuentra en estiaje; las gravas y arenas son muy apreciados en la industria de la construcción.

k) Inundaciones aguas arriba por el efecto del delta

Como ya se había comentado uno de los problemas más importantes en la entrada de los embalses es que la presencia del delta, ocasiona que suban los niveles de agua (curvas de remanso), con lo cual se provoca la inundación de poblados y de estructuras colocadas en las corrientes, que antes de la formación del embalse no ocurría. Uno de los casos más claros de este fenómeno ocurre, por ejemplo, en el embalse de la presa El Caracol, Gro., donde el depósito de sedimento ha ocasionado este tipo de problemas, al grado de que se piensa en la posibilidad de reubicar algunos poblados.

Interrelación con otros embalses

Cuando un proyecto para riego y/o hidroeléctrico forma parte de varios proyectos en cascada, estos estarán interrelacionados en diferente grado, según su ubicación relativa.

- Embalse aguas arriba del proyecto en estudio

Para un embalse específico, inicialmente se tendrá un efecto favorable al reducirse el aporte de sedimentos mientras se produzca la retención de los sedimentos en ellos. Sin embargo, después de este

efecto inicial y dependiendo de la operación prevista en los embalses para el manejo de los sedimentos y su lavado, el material extraído de cada embalse transitaría hacia aguas abajo, incrementando momentáneamente el volumen de sedimentos que ingresan al embalse específico.

Mientras no se establezcan las reglas de operación y políticas de manejo de sedimentos de los embalses de aguas arriba, los aportes anuales de sedimentos se obtienen utilizando las series históricas de gastos líquidos diarios de ingreso al embalse, junto con las curvas de descarga de gastos sólidos en suspensión.

Sin embargo, es recomendable realizar el análisis conjunto de todos los embalses y su operación, con el objeto de determinar un balance de los aportes de sedimentos y estimar los efectos del sistema de embalses en serie, sobre los volúmenes de sedimentos esperados y la vida útil de los mismos.

- Embalse aguas abajo del proyecto en estudio

Al igual que los efectos de los embalses aguas arriba, la construcción y operación del embalse específico tendrá efectos sobre los embalses ubicados aguas abajo; así, durante la operación normal, tendrá un efecto de retención de buena parte de los sedimentos, mientras que durante las operaciones de lavado, descargará un gasto con concentraciones de sedimentos importantes que deberán ser tomados en cuenta en las operaciones de dichos embalses, mediante una adecuada coordinación para el manejo de los sedimentos.

Por otro lado, si el embalse ubicado aguas abajo tiene su nivel de agua a las elevaciones máximas cuando se realicen las operaciones de lavado en el embalse específico, los gastos descargados con altas concentraciones de sedimentos se depositarán en el embalse aguas abajo debido a la rápida reducción de la velocidad del flujo; mientras que, si por el contrario, el embalse de aguas abajo se encuentra vacío o en proceso de limpieza, el gasto de lavado transitará por el embalse y podrá ser descargado por los desagües de fondo de las presas ubicadas aguas abajo.

l) Sedimentación inducidos por la presencia de embalses

Es conveniente señalar que adicionalmente al depósito de sedimento en embalses, existen otros problemas de sedimentación también importantes que pueden tratarse con las metodologías presentadas en este trabajo, aunque son casos especiales. Uno de ellos es el depósito de sedimento en la bifurcación del río Mezcalapa, Tab., donde nacen las corrientes de los ríos Samaria, Tab. y Carrizal, Tab.. En la Figura 10.3 se muestra una foto aérea de tal bifurcación, donde se puede apreciar el gran depósito de sedimento. Este problema se desencadenó en 1999, cuando el sedimento cambió la proporción de los gastos repartidos en cada corriente y ello causó la inundación de la ciudad de Villahermosa, Tab.. La solución fue construir una represa sobre el río Carrizal, Tab.; sin embargo, esto repercutió en el cambio del régimen de sedimentos en la bifurcación y aguas abajo de la represa.

De esto hay una importante experiencia con el manejo de sedimentos en el proyecto del Macayo, sobre el río Carrizal, que implica cuantiosas inversiones para desazolver mecánicamente, sin que funcione de manera adecuada.

Se ha incluido el ejemplo anterior para mostrar al lector que los problemas de sedimentación son un efecto que debe analizarse constantemente, porque pueden aparecer en cualquier momento. Probablemente, el ejemplo más conocido sea el depósito de sedimento en centros urbanos por el desbordamiento de los ríos que los atraviesan y que depositan importantes cantidades de sedimentos, dañando asentamientos humanos.

Adicionalmente, se puede señalar que el problema de sedimento sobre el río Mezcalapa, Tab., se acentúa desde la construcción del sistema de presas de CFE, sobre el río Grijalva a mediados del siglo XX, pero hay que indicar que la inestabilidad de la zona del río Samaria ha sido histórica, ya que la ocurrencia de los "rompidos", se registra desde siglos atrás.

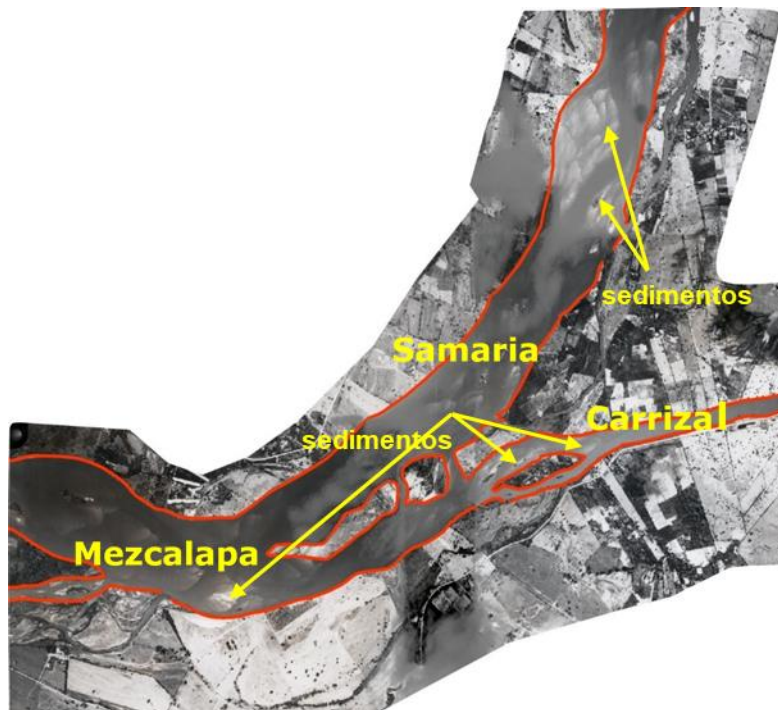


Figura 10.3 Depósito de sedimento en la bifurcación Mezcalapa - Samaria – Carrizal, Tab. *(Elaboración propia)*

10.2. Optimización de tanques sedimentadores

(Nozaki, 1990), auspiciado por JICA (*Japan International Cooperation Agency*), empleando las gráficas del inciso anterior, propuso un procedimiento para optimizar los tanques sedimentadores de acuerdo con las características del sedimento, según los diferentes rangos en que se divida el sedimento entrante al tanque sedimentador; para ello, presenta el procedimiento tomado del trabajo de (Kaushish & Naidu, 2001), que se describe en la Tabla 10.3.

Tabla 10.3 Optimización de tanques sedimentadores

Paso	Notación	Detalles
1	d	Tamaño del sedimento (0.6 a 0.001 mm) contenido en el agua entrante, en mm
2	a	Coefficiente del tamaño promedio del grano con partículas de 0.05 mm usadas como promedio ($d/0.05$)
3	k_1	Factor de corrección, ver tabla 10.1
4	k_2	Factor de corrección, ver tabla 10.1
5	k_3	Factor de corrección, ver tabla 10.1
6	Ap	Abrasión potencial $Ap = a k_1 k_2 k_3$, gr/lt
7	G_r	Gradación en porcentaje por peso de cada fracción de sedimento suspendido, %
8	P_i	Distribución de sedimento de acuerdo con la fracción a la entrada, gr/lt
9	V_e	Velocidad de sedimentación de la partícula, cm/s
10	V_d	Velocidad debida a la densidad del flujo, $V_d = (28 w H)^{1/2}$ donde w es el promedio anual de entrada de sedimento y H es el tirante en el tanque sedimentador, cm/s
11	V_c	Velocidad crítica de re-suspensión, $V_c = (200704 d)^{1/2}$, en cm/s
12	L, B, H	Longitud, ancho y profundidad del tanque desarenador, respectivamente, en m
13	V	Velocidad media en el tanque sedimentador, $V = \left(\frac{Q}{L B}\right) 100 + V_d$, en cm/s
14	G_c	Tamaño de grano para el cual la velocidad crítica V_c es igual a V ; se supone que existe una variación lineal entre los dos valores de V y el tamaño de grano correspondiente
15	$\frac{R_w}{2}$	Coefficiente para el cálculo de la tasa de sedimentación, considerando la turbulencia y la difusión del flujo; se calcula como $\frac{R_w}{2} = 137 \frac{V_e}{V}$
16	E_o	Tasa de sedimentación; se calcula como $E_o = \frac{V_e}{\frac{Q(100)}{A}}$, donde A es el área superficial del tanque e igual a $L(B)$
17	E_I	Tasa de sedimentación considerando la turbulencia y la difusión de la gráfica desarrollada por (Nozaki, 1990) usando las curvas de Camp (por ejemplo, consultar (Avery, 1989))
18	S	Cantidad de sedimento en el efluente, considerando la re-suspensión, $S = P_i (1 - E_I)$, en gr/l
19	PE_m	Contenido de sedimento suspendido modificado para cada fracción de sedimento, $PE_m = Ap(S)$, en gr/l

(Kaushish & Naidu, 2001)

No hay nada establecido para conocer la diferencia de los daños que pueden ser ocasionados por dejar de eliminar un cierto tamaño de partículas y por la adopción de uno u otro criterio. En este caso, considerando que los datos presentados por Mosonyi (1991), están basados en pruebas efectuadas por él, así como en otras experiencias, se recomienda su utilización, ya que los valores para los diámetros utilizados representan, una mayor seguridad para la protección contra el desgaste de las turbinas.

Considerando los diferentes tipos de desarenadores descritos anteriormente, se sugiere, para tomas de agua con fines de generación de energía hidroeléctrica, el uso de desarenadores de baja velocidad, y específicamente, tanques desarenadores, ya que son los únicos capaces de eliminar el tamaño de partículas especificados para estos casos.

De los tanques intermitentes y continuos, indudablemente que los continuos resultan más ventajosos, ya que garantizan la eliminación de los materiales depositados en forma permanente,

permitiendo a su vez el abastecimiento del canal de fuerza con agua "limpia" en forma continua, lo cual es un requerimiento importante tratándose en el caso particular de la generación de energía.

Es recomendable el uso de un doble sistema de desarenamiento de baja velocidad, compuesto de canal y tanque desarenadores, lo cual, actualmente, es ya una práctica común. El canal desarenador al impedir el paso de partículas gruesas como gravas, arena gruesa y algo de material más fino, resulta un buen complemento del tanque, lo cual mejora la eficiencia de la operación.

11. EJEMPLOS

11.1. Aporte de sedimento fino de una cuenca y su retención en el embalse

En la cuenca hidrológica, Figura 11.1, se tiene en proyecto la construcción de un aprovechamiento hidroeléctrico, requiriendo entre otros aspectos técnicos, estudiar su factibilidad técnica, considerando en el diseño de la misma los sedimentos que la propia cuenca aporta. En la cuenca en estudio, en promedio, se presentan 10 tormentas al año.

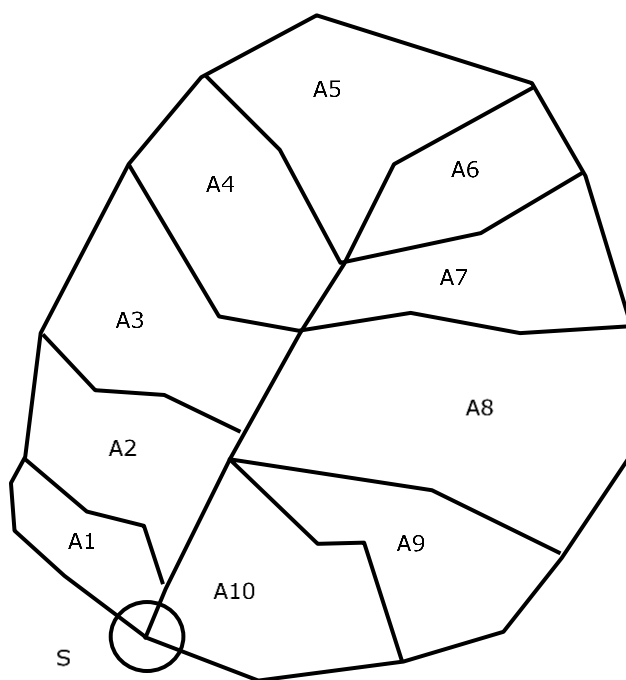


Figura 11.1 Esquema de la cuenca de aporte. *Elaboración propia*

Como una primera parte del estudio de factibilidad, se determina el aporte de sedimento fino que la propia cuenca aporta, contando para ello con la información siguiente:

Información hidrológica de la cuenca

Las áreas de las subcuencas y los factores para evaluar la pérdida de suelo en cada una de ellas, se muestran en la Tabla 11.1.

Tabla 11.1 Áreas de las subcuencas y factores para evaluar la pérdida de suelo con la fórmula Universal de Pérdida de Suelos (FUPS)

Subcuenca i	Asc_i 10^7 m^2	K_i $\text{ton}_m\text{-h/N-ha}$	x_i m	S_i %	m_i	C	P
1	2.62	0.342	90	7	0.2	0.4	1
2	5.81	0.329	90	7	0.2	0.4	1
3	7.25	0.316	90	5	0.3	0.3	1
4	6.89	0.290	90	5	0.3	0.3	1
5	7.74	0.250	70	5	0.3	0.3	1
6	4.71	0.237	70	5	0.3	0.3	1
7	6.59	0.356	90	7	0.4	0.4	1
8	14.35	0.237	50	2	0.4	0.2	1
9	6.62	0.211	50	2	0.4	0.2	1
10	7.47	0.184	50	2	0.4	0.2	1
Total	70.05						

Asc_i área de la subcuenca i

K_i factor que toma en cuenta el tipo de suelo, en $\text{ton}_m\text{-h/N-ha}$

x_i longitud del tramo de pendiente S_i , en m

S_i pendiente, en porcentaje

m_i constante que depende del terreno

C factor de cobertura vegetal, adimensional

P factor de prácticas de cultivo y conservación de suelos, adimensional

C constante que depende de la cobertura del suelo

P factor que toma en cuenta el control de la erosión

Peso específico del sedimento $\gamma_s = 1.6 \text{ ton}_m / \text{m}^3$

Capacidad del embalse al NAMO, V_E , es de $1.518 (10^9) \text{ m}^3$

La tormenta representativa de la cuenca presenta un gasto de pico y volumen de:

$$Q_p = 5949 \text{ m}^3/\text{s} \quad V = 4.435 (10^7) \text{ m}^3$$

Como ejercicio para la subcuenca 1, de la Tabla 11.1 los parámetros se obtuvieron de la manera siguiente:

Área de la subcuenca 1: $A_{SC1} = 2.62 (10^7) \text{ m}^2$

Área de la cuenca total: $A_{SCT} = 70.05 (10^7) \text{ m}^2$

$K_1 = 0.342$; $x_1 = 90 \text{ m}$; $S_1 = 7\%$; $m_1 = 0.2$

Para realizar la cuantificación, es necesario, primero se calcula la erosión de los suelos, posteriormente determinar la parte que realmente llega al embalse y finalmente definir, de esa parte que llega, cuál queda retenida en el embalse y causará la pérdida de capacidad.

a. Aportación de sedimentos de la cuenca

El ejemplo se ha dividido en diferentes partes sólo para facilitar su presentación. De los planos correspondientes de la cuenca, se seleccionaron para cada subcuenca la pendiente (S) y la longitud (L) representativa (Tabla 11.1) y se procede de la manera siguiente:

a.1 Calcular el factor SL de cada una de las subcuencas

$$SL = \left[\frac{x}{22.13} \right]^m (0.065 + 0.045S + 0.0065 S^2) \quad (3.7)$$

Por ejemplo, para la subcuenca 1, se tiene:

$$SL = \left[\frac{90}{22.13} \right]^{0.2} (0.065 + 0.045(7) + 0.0065 (7^2)) = 0.925$$

Los valores de SL para cada una de las subcuencas se presentan en la Tabla 11.2

Tabla 11.2 Valores del factor SL para cada una de las subcuencas

Subcuenca i	SL_i
1	0.925
2	0.925
3	0.689
4	0.689
5	0.639
6	0.639
7	1.224
8	0.251
9	0.251
10	0.251

a.2 Calcular el índice de erosividad por precipitación pluvial, factor Rw

Para la tormenta representativa de la cuenca, se determina el índice de erosividad, Rw , aplicando la Ecuación 3.6, se obtiene lo siguiente:

$$Rw = 9.05 [\forall Qp]^{0.56} \quad (3.6)$$

$$Rw = 9.05 [4.435 (10^7)(5949)]^{0.56} = 22.522(10)^6 \text{ N} - ha/h$$

a.3 Aporte de sedimentos

La pérdida de suelo para cada subcuenca se obtiene con ayuda de la Ecuación 3.2, multiplicando por la parte proporcional para cada subcuenca de tal manera que la ecuación queda como:

$$A = R K SL C P \quad (3.2)$$

Para el caso particular de la subcuenca 1, se tiene:

$$A = (22.522 (10^6)) (0.342) (0.925) (0.4)(1) \frac{26.2 (10^7)}{700.5 (10^7)} = 106.691 (10^3) \text{ ton}_m$$

En la Tabla 11.3 se presenta el aporte de sedimentos de cada subcuenca (pérdida anual de suelo).

Tabla 11.3 Aporte de sedimentos de cada subcuenca

Cuenca i	A_i 10^3 ton_m
1	106.691
2	227.494
3	152.350
4	132.720
5	119.410
6	68.840
7	368.940
8	54.853
9	22.494
10	22.209
Aporte Tormenta	1276.000

Como se puede observar en la Tabla 11.3, la subcuenca 7 es la que aporta la mayor cantidad de sedimento. El aporte total por tormenta será la suma de las aportaciones de cada subcuenca, para este caso, en particular, es igual a $1276 (10^3) \text{ ton}_m$.

Si se considera que 10 tormentas iguales a la anterior, el aporte anual total de sedimento fino de la cuenca (ATS), será: $(10) (1276) (10^3) = 12.76 (10^6) \text{ ton}_m$.

b. Sedimento retenido en el embalse

b.1 Índice de erosión de la cuenca

Expresado como:

$$IEC = \frac{ATS}{A_c} \quad (3.12)$$

$$IEC = \frac{12.76 (10^6)}{70.5 (10^3)} = 182.286 \text{ Ton}_m/\text{ha} - \text{año}$$

Este valor correspondería al denominado como erosión alta (121 – 360 ton/ha – año), ver Tabla 3.2.

Considerando que el peso específico del sedimento es igual a $\gamma_s = 1.6 \text{ ton}_m / \text{m}^3$, que es dato, el volumen de sedimento anual que fuera retenido totalmente por el embalse, ocuparía un volumen de:

$$V_{anual} = \frac{ATS}{\gamma_s} \quad (11.1)$$

Sustituyendo valores

$$V_{anual} = \frac{12.76 \times 10^6}{1.6} = 7.975 (10^6) \text{ m}^3$$

b.2 Coeficiente de entrega de sedimentos de la pérdida de suelos (CES)

El aporte de sedimento real, está determinado por la entrega de sedimentos, Ecuación 3.11

$$CES_1 = 10^{1.9354 - 0.1419 \log\left(10 \cdot \frac{A_c}{10^6}\right)} \quad (3.11)$$

Para la cuenca en estudio se tiene

$$CES_1 = 10^{1.9354 - 0.1419 \log\left(10 \cdot \frac{70.05 (10^7)}{10^6}\right)} = 24.532$$

b.3 Volumen anual retenido por el embalse

Está definido por la Ecuación 3.10

$$V_{anual \text{ real sed}} = V_{anual} \frac{CES_1}{100} \quad (3.10)$$

El volumen de sedimento aportado por la cuenca en un año es igual a:

$$\begin{aligned} V_{anual \text{ real sed}} &= 7.975 (10^6) \left[\frac{24.532}{100} \right] \\ &= 1.956 (10^6) \text{ m}^3 \text{ al año} \end{aligned}$$

En 50 años se tendrá un volumen de sedimentos igual a:

$$V_{50} = V_{\text{anual real sed}}(50) = 1.956 (10^6) 50 = 97.822 (10^6) \text{ m}^3$$

De la curva elevaciones-capacidades del embalse, para el NAMO (elev. 345 msnm), la capacidad del embalse es de $V_E = 1.518 (10^9) \text{ m}^3$.

La capacidad que se perderá en 50 años, si se deposita todo el material fino es igual a:

$$\text{Pérdida de capacidad embalse} = \frac{V_{50}}{V_E} (100) \quad (\text{Ad.2})$$

$$\text{Pérdida de capacidad del embalse} = \frac{97.822 (10^6)}{1.518 (10^9)} (100) = 6.444 \%$$

Conclusión: La pérdida de capacidad, si se depositara todo el sedimento fino, es menor del 10%.

11.2. Aporte de sedimento grueso de una cuenca y su retención en el embalse

Como una segunda parte del estudio de factibilidad, se determina el aporte de sedimento grueso que la propia cuenca aporta y su retención en el embalse, contando para tal efecto con la información adicional siguiente:

El hidrograma y su sedimentograma de la tormenta característica de la cuenca en estudio, se presentan en la Tabla 11.4 y Figs. 11.2 y 11.3.

Tabla 11.4 Sedimentograma

T	Q	Q_{ST}
h	m ³ /s	Kg/s
0.8	450.00	170.20
1.6	900.00	564.63
2.4	2700.00	3746.00
3.2	5949.00	14530.00
4.0	1800.00	1865.00
4.8	1350.00	1136.00
5.6	900.00	564.63
6.4	450.00	170.20
7.2	450.00	170.20
8.0	450.00	170.20
Suma	15399.00	23088.06

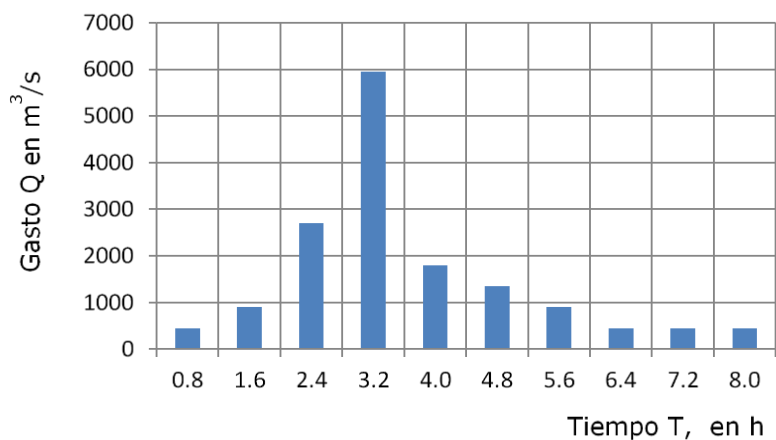


Figura 11.2 Hidrograma

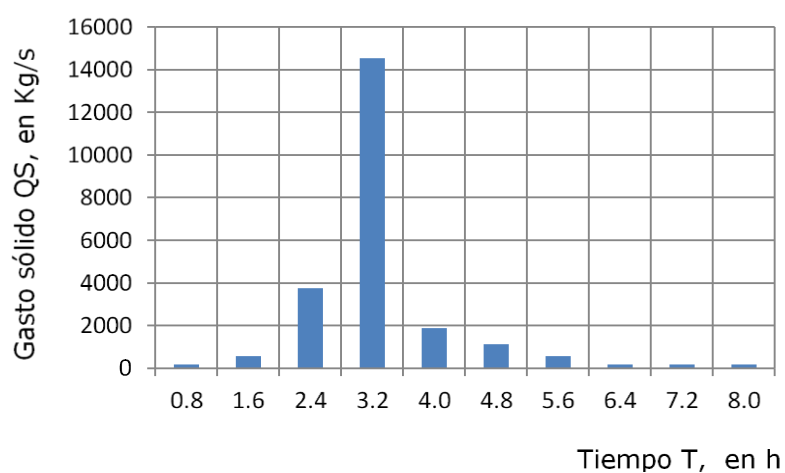


Figura 11.3 Sedimentograma

a. Volumen de agua-sedimento que aportan al embalse

Por definición

$$Gasto = volumen/tiempo \quad (11.3)$$

Volumen líquido de la avenida, $\forall TA$

$$\forall TA = \Delta t (\sum Qi) \quad (11.3)$$

donde

$\forall TA$	volumen líquido de la avenida, en m³
Δt	incremento de tiempo del hidrograma de la avenida, en s
Qi	gasto de la avenida en el Δt , en m³/s

$$\forall TA = 0.8 (3600) (15399) = 4.435 (10^7) \text{ m}^3$$

Volumen de sólidos de la avenida, $\forall TS$

$$\forall TS = \frac{\Delta t (\sum Q_{si})}{\gamma_s} \quad (11.5)$$

donde

$\forall TS$	volumen de sólidos de la avenida, en m^3
Δt	incremento de tiempo del hidrograma de la avenida, en s
Q_{si}	gasto de sólidos de la avenida en el Δt , en m^3/s
γ_s	peso específico del material, en Kg/m^3

$$\forall TS = 0.8 (3600) (23087.06) / 1600 = 4.155 (10^4) m^3$$

Al considerar las mismas 10 tormentas del ejemplo anterior, el aporte anual total de sedimento grueso de la cuenca ($\forall TS$) será: $(10) (4.155) (10^4) = 4.155 (10^5) m^3$

En 50 años el aporte de sedimentos gruesos es de:

$$\forall TS_{50} = \forall TS (50)$$

$$\forall TS_{50} = 4.155 (10^4) (50) = 2.078 (10^7) m^3$$

b. Capacidad del embalse

De la curva elevaciones - capacidades del embalse, para el NAMO (elev. 345 msnm), la capacidad del embalse $\forall_E = 1.518 (10^9) m^3$

c. Porcentaje de sedimento grueso retenido por el embalse

El porcentaje del volumen de sedimento que ocupará dentro del embalse será:

$$\text{Pérdida de capacidad del embalse} = \frac{\forall TS_{50}}{\forall} 100 \quad (11.6)$$

Sustituyendo valores en la Ecuación (11.6), se llega a:

$$\text{Pérdida de capacidad del embalse} = \frac{2.078 (10^7)}{1.518 (10^9)} 100 = 1.369 \%$$

Conclusión: Dada la capacidad del embalse, el valor del aporte de sedimento en 50 años no representa un problema importante.

d. Porcentaje de sedimento fino y grueso retenido por el embalse

Considerando que la aportación de sedimento grueso y fino logran depositarse, la capacidad del embalse se reduce en:

$$\text{Volumen retenido} = (\forall TS_{50} + \forall_{50}) \quad (11.7)$$

donde

$\forall TS_{50}$ volumen de sedimento grueso depositado en el embalse, en 50 años
(inciso a del Ejemplo 2) = $2.078 (10^7) m^3$

$\forall_{50}$ volumen de sedimento fino, en 50 años
(inciso b.3 del Ejemplo 1) = $97.822 (10^6) m^3$

$$\text{Volumen retenido} = (0.2078 (10^8) + 0.978 (10^8)) = 1.178 (10^8) m^3$$

En porcentaje el valor será igual a:

$$\frac{\text{Volumen retenido}}{\text{Capacidad del embalse (NAMO)}} = \frac{1.178 (10^8)}{1.518 (10^9)} (100) = 7.761 \%$$

e. Aporte de sedimentos

e.1 Criterio del USBR

De la Ecuación 3.1 se tiene lo siguiente:

$$A_s = 1421.8 (A_c)^{-0.229} \quad (3.1)$$

Considerando la información del Ejemplo 1

$$A_c = 700 km^2$$

$$A_s = 1421.8 (700)^{-0.229} \quad A_s = 317.184 m^3 / km^2 - \text{año}$$

El aporte anual en la cuenca es:

$$A_{sA} = A_s A_c \quad (11.8)$$

$$A_{sA} = 317.184 (700) = 222.029 (10^3) m^3 / \text{año}$$

El aporte en 50 años es:

$$A_{sA 50} = A_{sA} (50) \quad (11.9)$$

$$A_{sA 50} = 11.101 (10^6) m^3 / 50 \text{ año}$$

e.2 Criterio de CFE (Figura 3.1)

De la relación de los volúmenes anuales de sedimentación asociados a las áreas de las cuencas de las presas de Comisión Federal de Electricidad (CFE), ver Figura 3.1, se tiene la ecuación siguiente:

$$\forall_i = 0.0005 [A_c 10^6]^{0.9641} \quad (11.10)$$

Para el área de cuenca $A_c = 700 km^2$, el volumen de sedimento retenido en 50 años es igual a

$$\forall_{50} = 0.0005 [700 (10^6)]^{0.9641} 50 = 8.424 (10^6) m^3$$

En resumen, para 50 años, el aporte de sedimentos para la cuenca en estudio, utilizando diferentes criterios son los siguientes:

Con el criterio del inciso b.3, Ejemplo 1	97.822 (10 ⁶) m ³
Con el criterio del USBR, inciso e.1	11.101 (10 ⁶) m ³
Criterio de CFE, inciso e.2)	8.424 (10 ⁶) m ³
Volumen del embalse a la elevación del NAMO	1518.000 (10 ⁶) m ³

f. Eficiencia de atrape del sedimento

f.1 Criterio de Brune

Se calcula el valor del cociente siguiente:

$$\text{Capacidad total/escurrencimiento anual} = \frac{1.518 (10^9)}{4.335 (10^7)} = 3.442 \quad (11.11)$$

donde

$\forall_E$ capacidad del embalse al *NAMO* = 1.158 (10⁹) m³

$\forall$ escurrencimiento anual (dato del Ejemplo 1) = 4.435 (10⁷) m³

Con el valor del cociente, se obtiene con ayuda de la Figura 5.7, la eficiencia de atrape ER, en %, utilizando la curva media para embalses normalmente llenos, se obtiene que ER es igual al 98%.

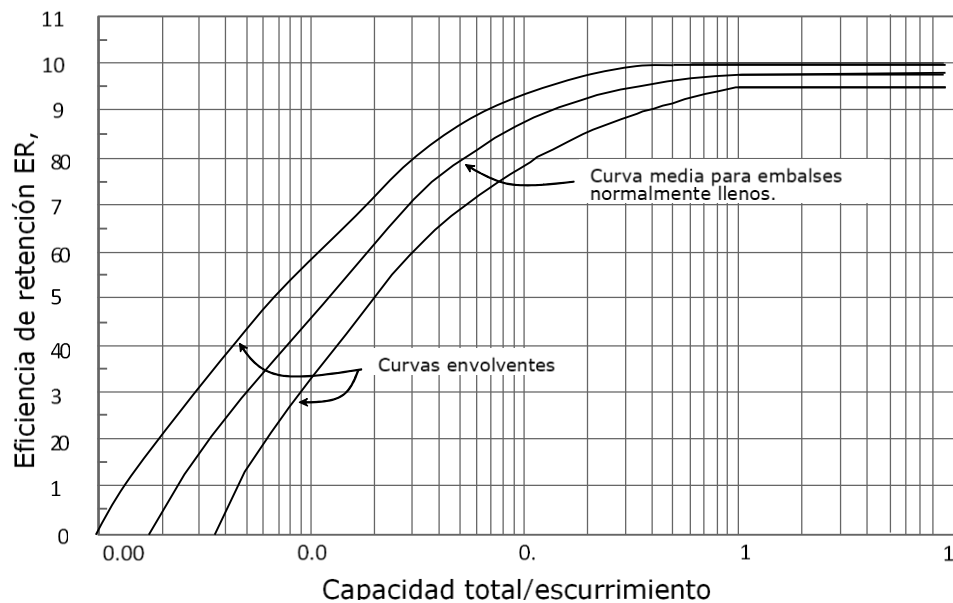


Figura 5.7 Curva de retención de G M Brune. *Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)*

Conclusión: Prácticamente todo el sedimento se queda en el embalse.

f.2 Criterio de Brown

Utilizando la Ecuación 5.13 para obtener la eficiencia de retención de sedimento, se tiene lo siguiente:

$$R = 100 \left[1 - \frac{1}{1 + K(2.1) (10^3) \frac{C}{A_c}} \right] \quad (5.13)$$

Considerando $K = 0.046$ (para la envolvente inferior)

Área de la cuenca $A_c = 700 \text{ Km}^2$

Capacidad total del embalse de $1518.000 (10^6) \text{ m}^3$

Sustituyendo en la Ecuación 5.13 los valores mencionados, se obtiene lo siguiente:

$$ER = 100 \left[1 - \frac{1}{1 + 0.046(2.1) (10^3) \frac{1518}{700}} \right] = 99.52$$

Conclusión: Se retiene prácticamente todo el 100% del material.

f.3 Criterio de Churchill

Para utilizar este criterio, se utilizan las Ecuaciones 5.14 a 5.16

$$TE_{CH} = 112 - 800 \left[\frac{9610000 \tau}{u} \right]^{-0.2} \quad (5.14)$$

$$\tau = \frac{V}{Q} \quad (5.15)$$

$$u = \frac{317000000 Q}{A} \quad (5.16)$$

La capacidad total del embalse es de $1518.000 (10^6) \text{ m}^3$ y la longitud del embalse es de 25000 m . El volumen líquido de avenidas $\forall TA$, inciso a, $\forall TA = 4.435 (10^6) \text{ m}^3$.

Utilizando la Ecuación 5.15 se tiene:

$$\tau = \frac{1518 (10^6)}{4.435 (10^7)} = 34.23 \text{ años}$$

Utilizando la Ecuación 5.16 se tiene:

$$u = \frac{317000000 (4.435 (10^7))}{\frac{1518 (10^6)}{25000}} = 2.315 (10^{-5}) \text{ m/s}$$

Utilizando la Ecuación 5.14 se tiene:

$$TE_{CH} = 112 - 800 \left[\frac{9610000 (34.23)}{2.315 (10^{-5})} \right]^{-0.2} = 110.12$$

Como el valor de TE_{CH} es mayor a 100, se interpreta que todo el material sólido es retenido.

En resumen, prácticamente, con todos los resultados obtenidos con los criterios utilizados se infiere que se retiene todo el sedimento.

Conclusiones:

- 1) El volumen del embalse es muy grande y ningún criterio revela problemas importantes de sedimentación.
- 2) El mayor aporte de sedimento, ocurre con el material fino, lo cual revela problemas de erosión en la cuenca.
- 3) Los resultados de los criterios del USBR y CFE, son similares, pero el aporte de sedimento grueso calculado también está en el orden de magnitud de los anteriores, por lo cual es creíble.
- 4) De los resultados anteriores se propone que el volumen del delta sea el valor obtenido para el transporte de sedimento grueso:

$$V_{Delta} = V_{50} \quad V_{Delta} = 20.776 (10^6) \text{ m}^3$$

11.3. Desarrollo del delta en un embalse

Como una tercera parte del estudio de factibilidad, se requiere como una primera aproximación que cantidad de material es retenido por el embalse por el desarrollo del delta en la parta alta del embalse, contando para tal efecto con la información adicional siguiente:

Características de embalse

Pendiente del cauce, S_o	= 0.002
Niveles de agua en el embalse, msnm	
NAME	350 msnm
NAMO	345 msnm
NAMINO	325 msnm

Curva Elev - volúmenes, expresada por la ecuación siguiente:

$$V = [0.036 \cdot (\text{ELEV} - 250)^{2.338} + 3.35] 10^6 \quad (11.12)$$

Aporte de sedimentos durante la vida útil, $\forall S_{50} = 2.078 \cdot 10^7 \text{ m}^3$

Ancho del río, B , de 120 m

Utilizando la metodología propuesta por Borland (ver subcap 5.1)

1) Pendiente superior del delta (S_s)

No obstante que el autor presenta varios criterios para su evaluación, para el caso específico de la cuenca en estudio, se ha adoptado, el considerar como pendiente superior del delta el 50% de la pendiente del cauce

$$\begin{aligned} S_0 &= 0.002 & \text{Pendiente del cauce (dato)} \\ S_s &= 0.5 S_0 & S_s = 0.001 \end{aligned}$$

2) Pendiente frontal del delta (S_f)

Considerando los resultados de mediciones de campo de USA, la pendiente frontal, se ve afectada por una constante, de la forma siguiente:

$$S_f = 6.5 S_s \quad S_f = 6.5 \cdot 10^{-3} \quad (11.13)$$

3) Límite superior del delta

Conforme a los niveles de agua del embalse, se considerará el NAME como el límite superior del delta, y su valor que es dato, es igual a la elev. 350 msnm.

4) Punto pivote (PP)

Su ubicación será función de la operación del embalse, como se indica en el subcapítulo 5.1; para el caso específico de este ejemplo, se considera la elevación a la mitad del volumen útil como punto pivote, y la capacidad útil como la diferencia entre las capacidades normal ($\forall_1$) y muerta ($\forall_2$); la curva elevaciones – volúmenes, está expresada por la ecuación siguiente:

$$\forall = [0.036 \cdot (ELEV - 250)^{2.338} + 3.35] \cdot 10^6 \quad (11.14)$$

$$\forall_m = \frac{V_1 + V_2}{2} \quad (11.15)$$

Para los niveles del agua correspondientes al NAME y NAMINO y utilizando la Ecuación 11.15, se tiene lo siguiente:

$$\forall_1 = 1.711 (10^9) \text{ m}^3 \quad \forall_2 = 8.747 (10^8) \text{ m}^3 \quad \forall_m = 1.293 (10^9) \text{ m}^3$$

Considerando $\forall = \forall_m$, con la Ecuación 11. 14, se obtiene la ELEV correspondiente, que será el punto pivote (PP), para este caso $ELEV = 338.683 \text{ msnm}$.

5) Forma del delta

Siendo el volumen de aporte de sedimento grueso aportado al embalse durante su vida útil es de $\forall TS_{50} = 2.078 (10^7) \text{ m}^3$, que es dato, y el ancho del río es de $B = 120 \text{ m}$, que es dato.

De acuerdo con la Figura 11.4, se calcula el valor de h para definir las características del delta:

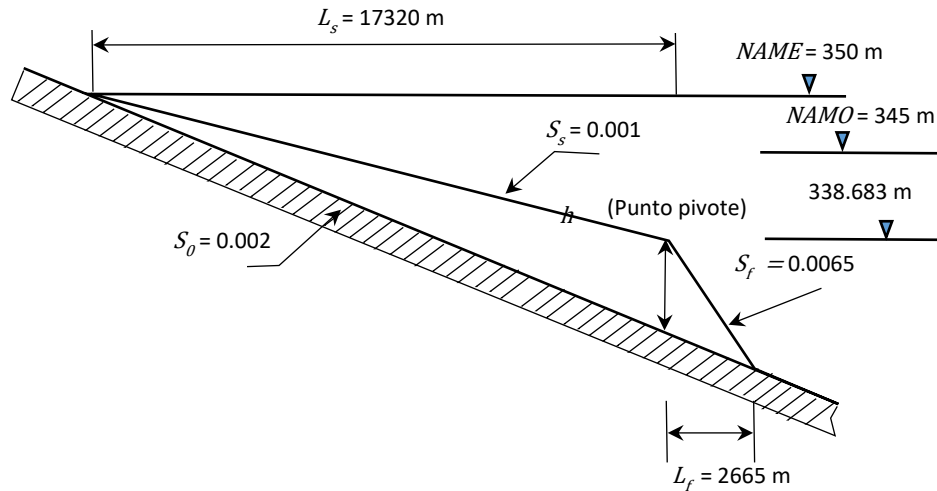


Figura 11.4 Características del delta. *Elaboración propia*

Para calcular el valor de h , se utiliza la Ecuación 11.16

$$\forall TS_{50} = B \left[\left(0.5 h \frac{h}{S_f} \right) + \left(0.5 h \frac{h}{S_s} \right) \right] \quad (11.16)$$

Al sustituir en la Ecuación 11.16 los valores de $\forall TS_{50}$ y B , se obtiene la altura del delta $h = 17.323 \text{ m}$.

Resumiendo:

$S_s = 1 (10^{-3})$	$S_f = 6.5 (10^{-3})$
$L_f = \frac{h}{S_s}$	$L_s = 1.732 (10^4)$
$L_f = \frac{h}{S_f}$	$L_f = 2.665 (10^3)$
$L_T = L_s + L_f$	$L_T = 1.999 (10^4)$

11.4. Distribución del sedimento depositado en el embalse

Como una cuarta parte del estudio de factibilidad, se requiere como una primera aproximación el determinar la ubicación del sedimento empleando, por ejemplo, el método área – incremento, descrito en el inciso 5.2.1; contando para tal efecto con la información adicional siguiente:

Volumen de sedimentos depositado en el embalse durante 50 años: $164.8 (10^6) \text{ m}^3$

Las curvas elevaciones – áreas - capacidades de la presa, están dadas por las Ecuaciones 11.17 y 11.18, respectivamente.

$$\forall ol_i = [0.036 H_i^{2.338} + 3.35] 10^6 \quad (11.17)$$

$$Area_i = [0.073 H_i^{1.372} + 0.212] 10^6 \quad (11.18)$$

$$Elev_i = 250 + H$$

donde

$Elev_i$ elevación del agua en el embalse, en msnm

$\forall ol_i$ volumen del embalse asociado a una cierta elevación del agua, en m^3

$Area_i$ área del embalse asociado a una cierta elevación del agua, en m^2

H profundidad del embalse, en m

En las Figs. 11.5 y 11.6, se presentan las curvas elevaciones – áreas – capacidades.

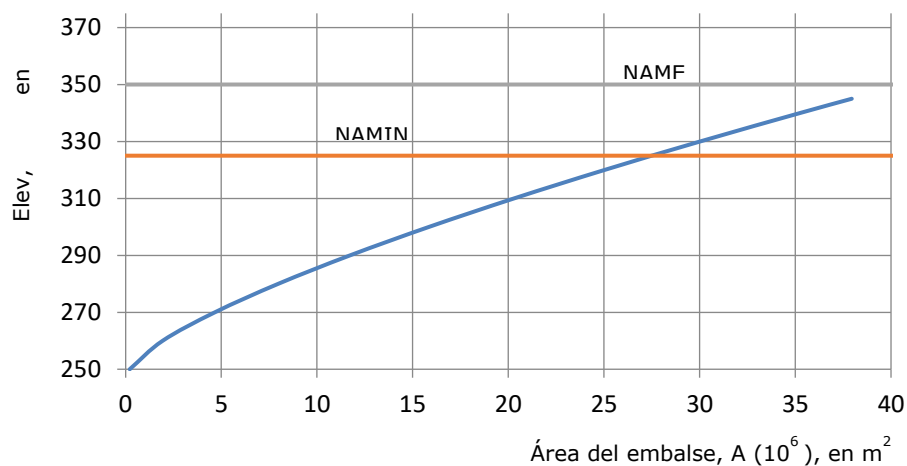


Figura 11.5 Curva elevaciones - áreas

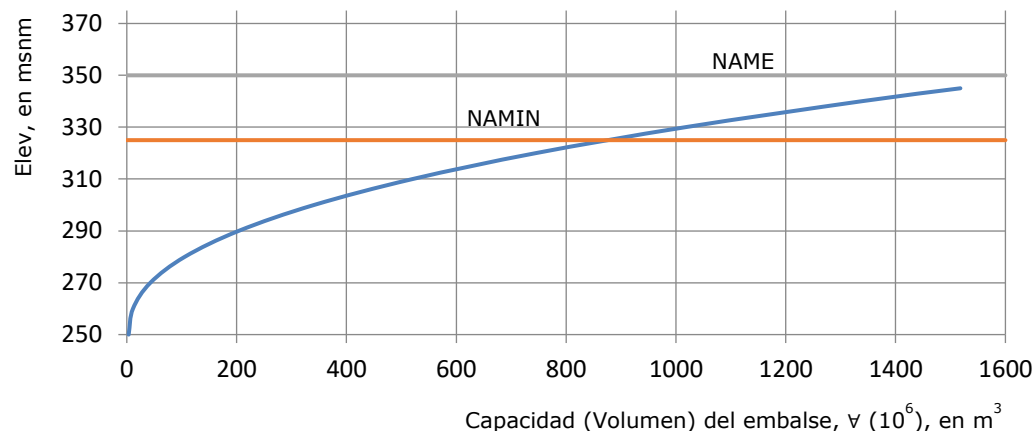


Figura 11.6 Curvas elevaciones - capacidades

Para resolver este ejemplo, se utilizan alguno de los criterios propuestos en el subcapítulo 5.2, por ejemplo, el Método área – incremento, propuesto por Eugene A Cristófano (1953).

Para cada una de las profundidades *H*, en que se divide el embalse, que son 10, se calcula su correspondiente área y capacidad (volumen), los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 11.5.

Tabla 11.5 Elevaciones – áreas – capacidades

<i>Elev</i> msnm	<i>H</i> m	<i>Area_i</i> 10 ⁶ m ²	<i>Vol_i</i> 10 ⁶ m ³
345.0	95.00	37.948	1518.000
340.0	90.00	35.250	1338.000
330.0	80.00	30.022	1017.000
320.0	70.00	25.032	744.902
310.0	60.00	20.300	520.504
300.0	50.00	15.855	341.021
290.0	40.00	11.729	203.760
280.0	30.00	7.973	105.635
270.0	20.00	4.662	42.988
260.0	10.00	1.931	11.190
250.0	0.00	0.21	3.350

I. Primer paso

Cubriendo la altura del embalse para 10 niveles Se proponen las elevaciones que se desean estudiar, en m. Se recomienda que sean al menos diez (10), con esta condición se cubre toda la altura total o estructural de la cortina.

Por ejemplo, para una profundidad $H = 95$ m, con ayuda de la Tabla 11.5 se obtiene que $A = 37.948$ $(10^6) \text{ m}^2$ y $V = 1518.000$ $(10^6) \text{ m}^3$, se procede de la manera siguiente:

Primera iteración

Al suponer un valor de Y_o (profundidad alcanzada por los sedimentos “S”), por ejemplo, $Y_o = 10$ m, se obtienen los factores de reducción “ A_o ” y “ V_o ”, utilizando las Ecuaciones 11.17 y 11.18.

$$Vol_i = V_o = [0.036 (10)_i^{2.338} + 3.35] 10^6 = 11.19 (10^6) \text{ m}^3$$

$$Area_i = A_o = [0.073 (10)_i^{1.372} + 0.212] 10^6 = 1.931 (10^6) \text{ m}^2$$

Al sustituir los valores de Y_o , A_o y V_o en la Ecuación (5.1), se obtiene el valor de S

$$S = A_o (H - Y_o) + V_o \quad (5.1)$$

$$S = 1.931 (10^6)(95 - 10) + 11.19 (10^6) = 175.325 (10^6) \text{ m}^3 > 164.8 (10^6) \text{ m}^3 \text{ (es dato)}$$

Después de varias iteraciones, cambiando el valor de Y_o ; finalmente, para $Y_o = 9.468$ m, se obtienen los valores siguientes: $A_o = 1.806 (10^6) \text{ m}^2$, $V_o = 10.249 (10^6) \text{ m}^3$ y $S = 164.719 (10^6) \text{ m}^3 \approx 164.8 (10^6) \text{ m}^3$ (es dato).

II. Segundo paso

Con la información obtenida del paso I; para diferentes profundidades “H”, se calcula la Tabla 11.6.

Tabla 11.6 Áreas - capacidades del embalse, modificada

Elev	Prof	Área del embalse	Capacidad del embalse	A_o	V	Áreas	Cap.
m	m	m^2	m^3	10^6 m^2	m^3	m^2	m^3
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
345.0	95.00	37.948	1518.000	1.931	175.30	36.020	1342
340.0	90.00	35.250	1338.000	1.931	165.70	33.320	1172
330.0	80.00	30.022	1017.000	1.931	146.40	28.090	870.3
320.0	70.00	25.032	744.902	1.931	127.10	23.100	617.7
310.0	60.00	20.300	520.504	1.931	107.70	18.370	412.8
300.0	50.00	15.855	341.021	1.931	88.44	13.920	252.6
290.0	40.00	11.729	203.760	1.931	69.13	9.798	134.6
280.0	30.00	7.973	105.635	1.931	49.81	6.042	55.82
270.0	20.00	4.662	42.988	1.931	30.50	2.731	12.49
260.0	10.00	1.931	11.190	1.931	11.19	0.000	0
250.0	0.00	0.21	3.350	0.212	0.00	0.000	0

III. Tercer paso

Se dibujan los valores de las columnas 7 y 8, tomados de la Tabla 11.6, junto con los valores originales, para determinar las variaciones en la capacidad del embalse por el efecto del depósito, esta información se presenta en las Figs. 11.7 y 11.8; no hay que olvidar que cuando se tienen valores menores a la elevación dada por Y_0 se toman los valores correspondientes de la Columna 4. En la Tabla 11.7 se escriben las columnas 5, 6, 7 y 8.

Tabla 11.7 Comparación de áreas y capacidades, entre los valores originales y nuevos

$Elev_i$ msnm	A_{oi} $10^6 m^2$	$Vol\ Nuevo_i$ $10^6 m^3$	$Area\ Nueva_i$ $10^6 m^2$	$Cap\ Nueva_i$ $10^6 m^3$
345	1.931	175.30	36.020	1342
340	1.931	165.70	33.320	1172
330	1.931	146.40	28.090	870.3
320	1.931	127.10	23.100	617.7
310	1.931	107.70	18.370	412.8
300	1.931	88.44	13.920	252.6
290	1.931	69.13	9.798	134.6
280	1.931	49.81	6.042	55.82
270	1.931	30.50	2.731	12.49
260	1.931	11.19	0.000	0
250	0.212	0.00	0.000	0

En las Figs. 11.7 y 11.8 se presentan las nuevas curvas de elevaciones – áreas -capacidades.

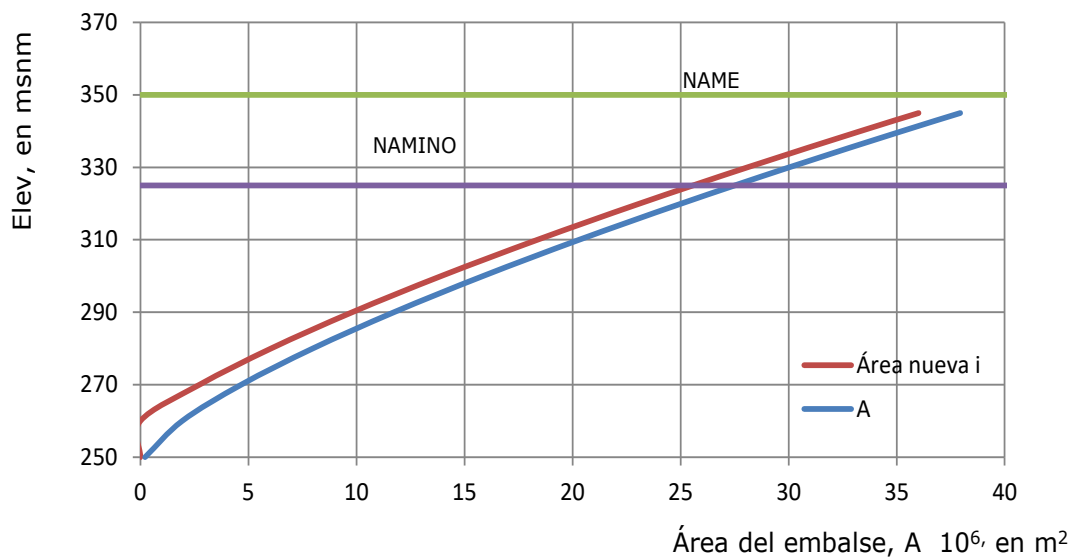


Figura 11. 7. Comparación entre la curva elevación contra área, nueva y original

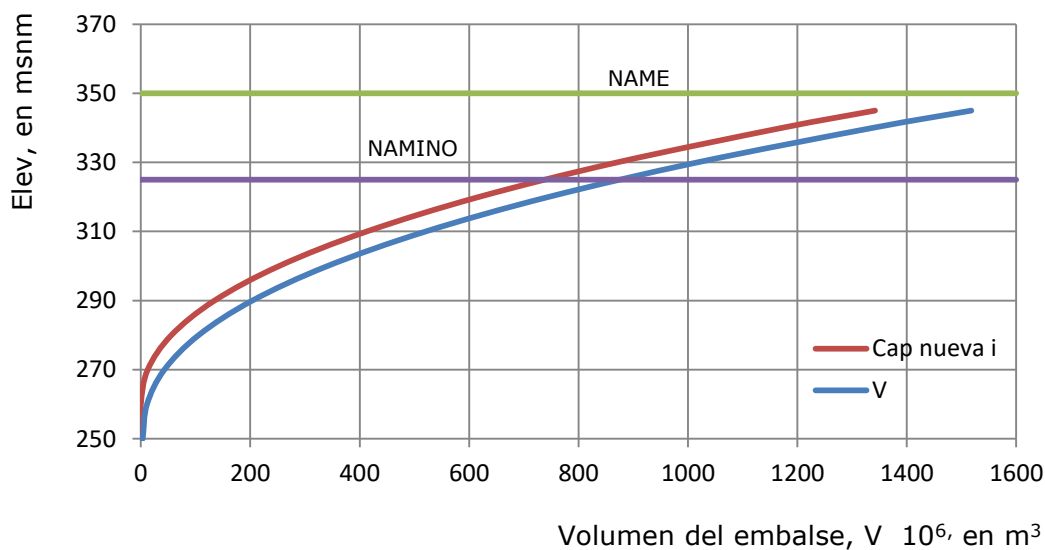


Figura 11. 8 Comparación entre la curva elevación contra volumen, nueva y original

11.5. Comportamiento de las corrientes de densidad

En el embalse del Ejemplo 1 se desea determinar si es posible extraer sedimento del embalse empleando el criterio del tránsito de las corrientes de densidad.

Para este caso, son datos el gasto (Q), ancho representativo del cauce (B), concentración del material sólido (C_s), pendiente del cauce (S_0), peso específico del sedimento entrante al embalse (W_s), coeficiente de Chezy (C) y peso específico del agua embalsada (W).

$$Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}; B = 120 \text{ m}; C_s = 21.24 \text{ Kg/m}^3 \text{ ó gr/lt}; S_0 = 0.002; W_s = 2500 \text{ Kg/m}^3 \\ C = 80; W = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

El primer paso consiste en calcular el peso específico de la mezcla, W_m , que está definido por la Ecuación 6.3.

$$W_m = W + C_s \left(1 - \frac{W}{W_s} \right) \quad (6.3)$$

$$W_m = 1000 + 21.24 \left(1 - \frac{1000}{2500} \right) = 1012.744 \text{ gr/lt}$$

Se calcula la gravedad densimétrica, g' , con la Ecuación 6.2.

$$g' = \left(\frac{W_m - W}{W_m} \right) \quad (6.2)$$

$$g' = 9.81 \frac{(1012.744 - 1000)}{1012.744} = 0.123 \text{ m/s}^2$$

Se calcula el gasto unitario con la ecuación siguiente:

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

$$q = \frac{3000}{120} = 25 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} - \text{m}$$

El tirante “Y” en la zona de inmersión se calcula con la Ecuación 6.1.

$$Y = 0.0185 + 1.3 \left(\frac{q^2}{g'} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.1)$$

Sustituyendo los valores de q y g' en la Ecuación 6.1, se tiene que el tirante en la zona de inmersión es igual a

$$Y = 0.0185 + 1.3 \left(\frac{25^2}{0.123} \right)^{\frac{1}{3}} = 22.341$$

El tiempo en que se forma la zona de inmersión, se calcula con la Ecuación 6.4.

$$T_c = \frac{Y^2 b}{2 Q So} \quad (6.4)$$

$$T_c = \frac{22.341^2 (120)}{2 (3000) (0.002)} = 4.99 (10^6) \text{ s} = 1.386 \text{ h}$$

Como el valor de T_c es menor de las 5 horas que dura la avenida, esto implica que se va a formar bien la corriente de densidad.

La ubicación del punto de inmersión, se calcula con la Ecuación 6.5.

$$L = \sqrt{\frac{2 Q}{b So}} \sqrt{T_c} \quad (6.5)$$

$$L = \sqrt{\frac{2 (3000)}{120 (0.002)}} \sqrt{4991} = 11.71 (10^3) \text{ m}$$

El tirante de la corriente de densidad, se calcula con la Ecuación 6.6.

$$y = \left[\frac{2 Q^2}{C^2 b^2 \frac{W_m - W}{W_m} S_o} \right]^{1/3} \quad (6.6)$$

$$y = \left[\frac{(2) 3000^2}{80^2 (120^2) \left[\frac{1012.744 - 100}{1012.744} \right] 0.002} \right]^{1/3} = 19.798 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad media del flujo, con la Ecuación 6.7.

$$V = C \left[\frac{W_m - W}{W_m} \frac{y}{2} S_o \right]^{1/2} \quad (6.7)$$

$$V = 80 \left[\frac{1012.744 - 1000}{1012.744} \left(\frac{19.798}{2} \right) 0.002 \right]^{0.5} = 1.263 \text{ m/s}$$

Se calcula la longitud del embalse, considerando que el nivel del fondo del embalse está a la elevación 250 msnm y la elevación del NAMO está a la elevación 350 msnm, con la expresión siguiente:

$$L_{emb} = \frac{\text{NAMO} - \text{Nivel del fondo}}{S_o} \quad (11.19)$$

$$L_{emb} = \frac{345 - 250}{0.002} = 47.5 (10^3) \text{ m}$$

El tiempo que tardaría la corriente de densidad en llegar a la cortina, se calcula con la ecuación siguiente:

$$T_u = \frac{L_{emb}}{V} \quad (11.20)$$

$$L_{emb} = \frac{345 - 250}{0.002} = 47.5 (10^3) \text{ m} = 3.762 (10^4) \text{ s} = 10.45 \text{ h} = 0.435 \text{ días}$$

Como las avenidas duran alrededor de 5h, entonces es probable que la corriente no alcance a llegar a la cortina; por el resultado obtenido, se requiere estudiar el flujo transitorio de la corriente.

11.6. Factibilidad de desazolve de un embalse por gravedad

En el municipio de Tacarihuato, Mich., se tiene un embalse con las características que se indican, Tabla 11.8. Determinar si es factible desazolvar el embalse empleando el método de lavado, ver inciso 8.3.2.

Tabla 11.8 Características del embalse

Gasto de entrada	$Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$
Capacidad de almacenaje	$C_o = 10 (10^6) \text{ m}^3$
Longitud del embalse	$L = 5100 \text{ m}$
Elevación máxima del agua en el embalse, desde el fondo del cauce	$EL_{m\acute{a}x} = 123 \text{ msnm}$
Elevación mínima en el embalse	$EL_{m\acute{i}n} = 72 \text{ msnm}$
Ancho representativo del fondo del cauce	$W_{bot} = 30 \text{ msnm}$
Talud representativo del cauce	$SS_{res} = 2 \quad (1 \text{ es a } 2)$
Talud de los depósitos	$SS_s = 3.3 \quad (1 \text{ es a } 3.3)$
Escorrimento anual	$V_{in} = 2100 (10^6) \text{ m}^3$
Volumen anual de entrada de sedimento	$M_{in} = 350000 \text{ ton}$
Gasto de descarga típico de lavado	$Q_f = 30 \text{ m}^3/\text{s}$
Duración típica de lavado	$T_f = 2.1 \text{ días}$
Elevación del fondo de la descarga	$ELfC = 16.4 \text{ m}$
Características del sedimento	<i>Sedimento tipo III</i>

Se calcula la elevación de la superficie del agua durante el lavado, con la Ecuación 8.8

$$EL_f = EL_{m\acute{i}n} + ELfC + \frac{\left(\frac{Q_f}{C}\right)^2}{2g} \quad (8.8)$$

$$EL_f = 72 + 16.4 + \frac{\left(\frac{30}{30}\right)^2}{2(9.81)} = 88.450 \text{ m}$$

Balance de sedimento, SBR

Para la estimación del índice de balance de sedimento, SBR, se aplica la secuencia de cálculo indicada en el inciso 8.3.2.

- Determinación del ancho representativo del cauce

A.1 Determinación del ancho representativo del embalse asociado al gasto de lavado, se calcula con la Ecuación 8.7.

$$W_{res} = W_{bot} + 2 SS_{res} (EL_f - EL_{m\acute{i}n}) \quad (8.7)$$

$$W_{res} = 30 + 2 \cdot 2(88.45 - 72) = 95.804 \text{ m}$$

A.2 Calcular el ancho del canal empírico de lavado, con la Ecuación 8.4.

$$W_f = 12.8 (Q_f)^{0.5} \quad (8.4)$$

$$W_f = 12.8 (30)^{0.5} = 70.108 \text{ m}$$

- Ancho representativo para la condición de lavado

Como $W_{res} > W_f$, se toma W_f por ser el ancho que está del lado de la seguridad

- Pendiente hidráulica durante el lavado, se calcula con la Ecuación 8.8.

$$S = \frac{EL_{m\acute{a}x} - EL_f}{L} \quad (8.8)$$

$$S = \frac{123 - 16.4}{5100} = 0.006774$$

- Valor del parámetro φ , para calcular el gasto de lavado

Dado que el gasto de lavado es menor de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, obtenido en el inciso iv del método para calcular SBR, se selecciona $\varphi = 180$

- Carga de sedimento durante el lavado, se calcula con la Ecuación 8.3.

$$Q_s = \varphi \frac{Q_f^{1.6} S^{1/2}}{W_f^{0.6}} \quad (8.3)$$

$$Q_s = 180 \frac{30^{1.6} 0.006774^{1.2}}{70.108^{0.6}} = 8.095 \text{ lts/s}$$

Como lo indica la metodología, el valor de Q_s se divide entre 3, ya que el embalse no está localizado en China, por lo mencionado, la carga de sedimento durante el lavado es igual a $Q_s = (Q_s/3) = 2.698 \text{ lts/s}$

- Se calcula el sedimento anual de lavado, con la Ecuación 8.10.

$$M_f = 86400 (T_f) (Q_s) \quad (8.10)$$

$$M_f = 86400 (2.1) (2.698) = 489615.074 \text{ Ton}$$

- Se calcula la concentración del material en suspensión, se calcula con ayuda de la Figura 5.7

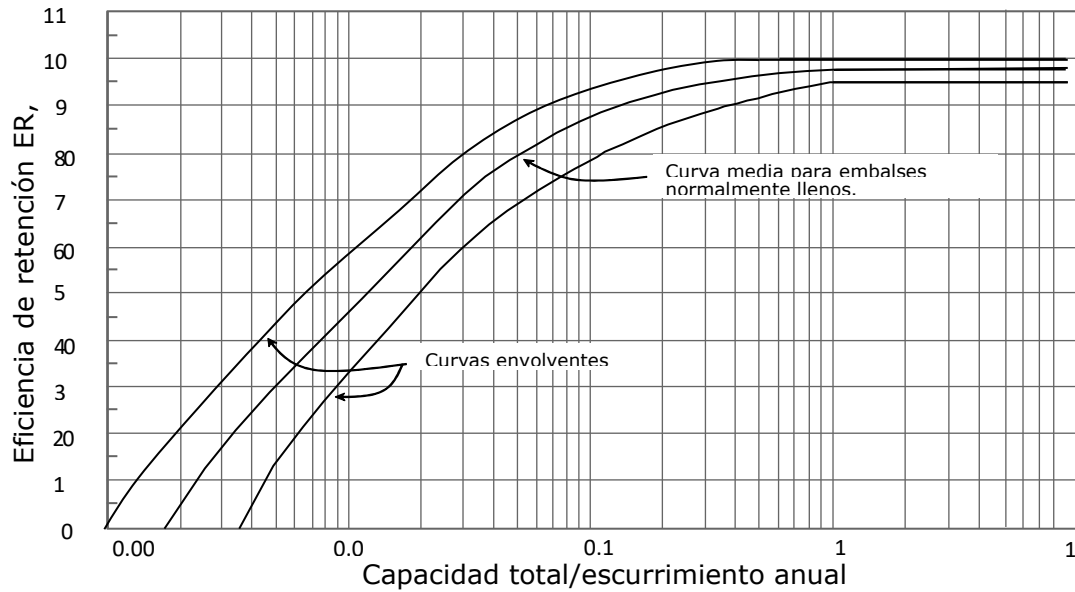


Figura 5.7 Curva de retención de G M Brune. *Adaptado de (Gracia S. J., 1997b)*

Calculando la relación $C_o/\forall in$, se obtiene el resultado siguiente:

$$\frac{C_o}{\forall in} = \frac{10 (10^6)}{2100 (10^6)} = 4.762 (10)^{-3}$$

Con el valor de la relación $C_o/\forall in$, utilizando la Figura 5.7 y considerando a la curva de envolvente media, se obtuvo la eficiencia de retención $ER = TE$, en este caso el valor de $TE = 30\%$, el cual se empleará a continuación para calcular el material depositado.

El material depositado en el embalse, M_{dep} , se calcula con la Ecuación 8.11.

$$M_{dep} = \frac{M_{in} TE}{100} \quad (8.11)$$

$$M_{dep} = \frac{350000 \cdot 30}{100} = 105000 \text{ Ton}$$

El Balance de sedimentos, SBR, se calcula con la Ecuación 8.6.

$$SBR = \frac{M_f}{M_{dep}} \quad (8.6)$$

$$SBR = \frac{489515.074}{105000} = 4.663$$

Este valor es aceptable, ya que como es mayor de 1, se muestra una gran capacidad de transporte de sedimentos.

Capacidad de lavado a largo plazo, LTCR

- Ancho del cauce, labrado al nivel más alto del agua, con la Ecuación 8.13.

$$W_{tf} = W_f + 2 SS_s (EL_{m\acute{a}x} - EL_f)$$

$$W_{tf} = 70.108 + 2 (3.3) (123 - 88.450) = 298.132 \text{ m}$$

El ancho del cauce, relacionado con la elevación referente a la mínima, se calcula con la Ecuación 8.14.

$$W_t = W_{bot} + 2 * SS_{res} * (EL_{m\acute{a}x} - EL_{m\acute{i}n}) \quad (8.14)$$

$$W_t = 30 + 2 * 2 * (12 - 72) = 234 \text{ m}$$

- Sección transversal del “flushing”

Como $W_{tf} = 298.132 \text{ m}$ es mayor que $W_t = 234.0 \text{ m}$, el cauce labrado está condicionado.

El valor de la altura del delta, h_m , se calcula con la Ecuación 8.16.

$$h_m = \frac{W_{res} - W_f}{2 (SS_s - SS_{res})} \quad (8.16)$$

$$h_m = \frac{298.132 - 70.108}{2 (3 - 2)} = 9.883 \text{ m}$$

$$h_l = EL_{m\acute{a}x} - EL_f - h_m \quad (8.17)$$

$$h_l = 123 - 88.450 - 9.883 = 24.666 \text{ m}$$

$$h_f = EL_{m\acute{a}x} - EL_f \quad (8.18)$$

$$h_f = EL_{m\acute{a}x} - EL_f = 123 - 88.450 = 34.549 \text{ m}$$

$$A_f = W_{tf} h_f + (h_f + h_l) h_m * SS_s + h_l^2 SS_{res} \quad (8.19)$$

$$A_f = (70.108)(34.549) + (34.549 + 24.666)(9.883)(3.3) + 24.666^2(2) = 5570.23 \text{ m}^2$$

- Se calcula la sección transversal del embalse, con la Ecuación 8.20.

$$A_r = \left[\frac{W_t + W_{bot}}{2} \right] (EL_{max} - EL_{lf}) \quad (8.20)$$

$$A_r = \frac{234 + 30}{2} (123 - 72) = 6.732 (10^3) \text{ m}^2$$

- Se calcula la capacidad de lavado a largo plazo, con la Ecuación 8.21.

$$LTCR = \frac{A_f}{A_r} \quad (8.21)$$

$$LTCR = \frac{A_f}{A_r} = \frac{5.57 * 10^3}{6.732 * 10^3} = 0.827$$

Como el valor de $LTCR$ es cercano a 1, se concluye que también a largo plazo el embalse muestra un equilibrio entre el sedimento que entra y el que sale con el lavado de sedimento.

El descenso de niveles se calcula con la Ecuación 8.22.

$$DDR = 1 - \left[\frac{El_f - El_{min}}{El_{max} - El_{min}} \right] \quad (8.22)$$

$$DDR = 1 - \frac{88.450 - 72}{123 - 72} = 0.677 \quad \text{MENOR DE 0.7}$$

Lo anterior significa que la variación de niveles es compatible con la operación del embalse.

Funcionamiento con el vaciado total

Para este caso se sigue el mismo procedimiento mencionado anteriormente, utilizando los datos siguientes:

$$W_{res} = 27 \text{ m}$$

$$W_f = 70.108 \text{ m}$$

Ahora el ancho mínimo que se utiliza es el de 27 y se cumple haciendo $W_f = W_{res}$.

Se calcula la pendiente hidráulica durante el lavado con la Ecuación 8.9.

$$S = \left(\frac{El_{max} - El_f}{L} \right) \quad (8.9)$$

$$S = \frac{123 - 72}{5100} = 0.01$$

Se calcula el gasto de lavado con la Ecuación 8.3.

$$Q_s = \varphi \frac{Q_f^{1.6} S^{1.2}}{W_f^{0.6}} \quad (8.3)$$

Se utiliza $\varphi = 180$, como ya se indicó anteriormente

$$Q_s = 180 \frac{30^{1.6} (0.01^{1.2})}{70^{0.6}} = 22.901 \text{ ton/s}$$

Como el embalse esta fuera de China el valor de Q_s se divide entre 3, por lo tanto, el valor de $Q_s = (22.901)/3 = 7.634 \text{ ton/s}$.

Se calcula la cantidad de sedimento lavado anualmente, con la Ecuación 8.10.

$$M_f = 86400 T_f Q_s \quad (8.10)$$

$$M_f = 86400 (2.1)(7.634) = 1385032.731 \text{ ton}$$

Se calcula la concentración del material en suspensión, utilizando el criterio de Brune (1953) y con ayuda de la Figura 5.7; se obtiene la eficiencia de retención con la relación siguiente: $\frac{C_o}{v_{in}} = \frac{10 (10^6)}{2100 (10^6)} = 4.762 (10^{-3})$ y la Figura 5.7, se obtiene el valor de $TE = 30\%$

Se calcula el material depositado en el embalse, con la Ecuación 8.11.

$$M_{dep} = \frac{M_{in} TE}{100} \quad (8.11)$$

$$M_{dep} = \frac{350000 (30)}{100} = 105000 \text{ ton}$$

Se calcula el balance de sedimentos, con la Ecuación 8.6.

$$SBRd = \frac{M_f}{W_{dep}} \quad (8.6)$$

Al sustituir en la Ecuación 8.6 los datos conocidos, el valor de $SBRd = 13.191$; como el valor de $SBRd$ es mayor de 1, el embalse no va a presentar problemas de azolvamiento, es decir, es aceptable.

Se calcula la Relación del ancho de lavado, con la Ecuación 8.25, y se considera la igualdad siguiente:

$$W_f = W \text{ y } W_{bot} = W_{res}$$

$$FWR = \frac{W_f}{W_{bot}} \quad (8.25)$$

$$FWR = \frac{70.108}{27} = 2.597$$

Se calcula el Ancho de lavado para el nivel más alto del embalse (para el descenso total), con la Ecuación 8.27.

Como $W_{bot} = 30$ y $W_f = 70.108$, se emplea el valor mínimo.

$$W_{td} = W_{td} + 2 SS_s (El_{max} - El_{min}) \quad (8.27)$$

$$W_{td} = 30 + 2 (3.3) (123 - 72) = 366.6 \text{ m}$$

Se calcula la Relación del ancho de cauce, con la Ecuación 8.26.

$$TWR = \frac{W_{td}}{W_t} \quad (8.26)$$

$$TWR = \frac{366.6}{234} = 1.567$$

Conclusión: Todos los indicadores están bien, entonces el lavado es efectivo.

Como se ha podido observar en el ejemplo propuesto el proceso de “*flushing*” es efectivo para extraer el sedimento del embalse; pero esto no siempre es así, sobre todo en los grandes embalses esta operación no está tan exitosa, debido a la enorme cantidad de agua que hay que descargar para lograr el vaciado del sedimento y por ende la extracción de él.

11.7. Diseño de un desarenador

Calcular las dimensiones de un tanque desarenador para una obra de toma destinada a generación de energía hidroeléctrica; el agua que se transporta a través de la toma lleva una cierta concentración de arena. Los datos son los siguientes:

El gasto es de $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$; la carga de agua es de $H = 30 \text{ m}$. Para este caso particular, se requiere eliminar partículas con diámetro $d = 0.5 \text{ mm}$; el peso del agua con sedimento es $\gamma = 1030 \text{ kgf}/\text{m}^3$; el peso específico del sedimento es $\gamma_s = 2430 \text{ kgf}/\text{m}^3$; la viscosidad cinemática del agua, a una temperatura de 20° C , es $\nu = 1 (10^{-6}) \text{ m}^2/\text{s}$.

Se recomienda diseñar un tanque desarenador mixto, ver inciso 9.2.2, que es de tipo continuo, que permite almacenar y después eliminar los sedimentos en dos operaciones sucesivas.

Se determina la velocidad del flujo en el tanque, con la Ecuación 9.14; como el diámetro d varía entre 0.1 y 1 mm, el valor del coeficiente $a = 44$.

$$v = \frac{a\sqrt{d}}{100} \quad (9.14)$$

$$v = \frac{44 \sqrt{0.5}}{100} = 0.311 \text{ m/s}$$

Como el d es mayor de 0.08 mm, la velocidad de caída de las partículas se calcula con el criterio de Rubey, para ello se utiliza las Ecuaciones 9.8 a 9.10.

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (9.10)$$

$$\Delta = \frac{2430 - 1030}{1030} = 1.359$$

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36(\vartheta)^2}{gd^3\Delta}} - \sqrt{\frac{36(\vartheta)^2}{gd^3\Delta}} \quad (9.9)$$

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \times 10^{-12}}{9.81 \times (0.0005)^3 1.3592}} - \sqrt{\frac{36 \times 10^{-12}}{9.81 \times (0.0005)^3 1.3592}} = 0.683$$

$$w = F (g d \Delta)^{1/2} \quad (9.8)$$

$$w = 0.682 ((9.81) (0.0005) 1.3592)^{1/2} = 0.056 \text{ m/s}$$

Para este tipo de tanque, se recomienda utilizar tirantes entre 1.5 y 4.0 m, se propone, por ejemplo, utilizar $h = 3.0$ m.

Empleando la “Teoría de la sedimentación simple”, la longitud de sedimentación es igual a:

$$L = h \frac{v}{w} \quad (9.18)$$

$$L = 3 \frac{0.311}{0.056} = 16.745 \text{ m}$$

El ancho del tanque se calcula con la Ecuación 9.19.

$$b = \frac{Q}{h v} \quad (9.19)$$

$$b = \frac{6}{3 (0.311)} = 6.428 \text{ m}$$

Considerando un grado de desarenamiento del 97%, con ayuda de la Figura 9.11, se obtiene el valor de $\lambda = 1.5$.

La longitud de decantación del tanque, se calcula con la Ecuación 9.13.

$$L = \frac{\lambda^2 v^2 (\sqrt{h} - 0.2)^2}{7.51 w^2} \quad (9.13)$$

$$L = \frac{1.5^2 (0.311^2) (\sqrt{3} - 0.2)^2}{7.51 (0.056^2)} = 21.910 \text{ m}$$

Considerando el efecto retardador de la turbulencia, la reducción de la velocidad se calcula con la Ecuación 9.21.

$$w' = \frac{0.132}{\sqrt{h}} v \quad (9.21)$$

$$w' = \frac{0.132}{\sqrt{3}} 0.311 = 0.024 \text{ m/s}$$

La longitud de decantación, considerando el efecto retardador de la turbulencia, se calcula con la Ecuación 9.23.

$$L = \frac{h v}{w - w'} \quad (9.23)$$

$$L = \frac{3 (0.311)}{0.056 - 0.024} = 29.142 \text{ m}$$

La Ecuación 9.11 no se puede aplicar para los datos de este ejemplo, ya que el valor de β calculado, resulto muy grande para obtener, con ayuda de la Figura 9.10, el valor de λ .

Se calcula la longitud de la transición L1, para lo cual se supone que el canal de llegada tiene las siguientes características:

Ancho de plantilla	$b = 3 \text{ m}$
Tirante del flujo	$y = 1.28 \text{ m}$
Velocidad del flujo	$v = 1.56 \text{ m/s}$

Para el ángulo de expansión CFE (Gracia, *et al.*, 2004), recomienda utilizar $\theta = 14^\circ$.

Considerando que no hay pérdida de energía en la transición, la longitud L1 (Sotelo A. G., 1993), estará dada por la ecuación siguiente:

$$L1 = \frac{(B - b)}{2} * \cot\left(\frac{\theta * \pi}{180}\right) \quad (11.21)$$

donde

- $L1$ longitud de la transición, en m
- B ancho del tanque desarenador, en m
- b ancho del canal de llegada, en m
- θ ángulo de expansión con respecto al eje del canal.

Proponiendo un ancho de canal de $B = 6.667 \text{ m}$

$$L1 = \frac{(6.667 - 3)}{2} * \cot\left(\frac{14 * \pi}{180}\right) = 6.875 \text{ m}$$

Para la longitud L2, no existe ningún criterio definido, por lo que arbitrariamente se propone para calcular la segunda longitud de la transición, la ecuación siguiente:

$$L2 = \frac{L1}{3}$$

$$L2 = \frac{6.875}{3} = 2.292 \text{ m}$$

La longitud de la transición de salida ($L4$), considerando que el canal de la salida tiene las mismas características que el de entrada y aplicando el mismo criterio para la $L1$ se obtiene:

$$L4 = L1$$

$$L4 = 6.875 \text{ m}$$

La longitud total del desarenador será igual a:

$$LT = L1 + L2 + L + L4$$

$$LT = 6.875 + 2.292 + 29.142 + 6.875 = 45.184 \text{ m}$$

11.8. Deterioro en turbinas

Se tiene una turbina y se ha diseñado un tanque sedimentador para tener concentraciones máximas de sedimento de 0.4 gr/l. Se desea saber en cuantos años habría necesidad de reparar las turbinas si se mantiene esa concentración de sedimento.

Las características de la turbina y del sedimento son las siguientes:

Turbina tipo Francis hecha de bronce, que trabaja con una carga, H , de 100; los sedimentos tienen forma angular, con diámetro de 0.01 mm; la dureza de las partículas es de 4 Mohs.

Se utiliza la Ecuación 10.1.

$$PE = P a k_1 k_2 k_3 \quad (10.1)$$

El valor de P es igual a la concentración máxima del sedimento, por lo que su valor es 0.4 gr/l. Los valores de las variables a , k_1 , k_2 , k_3 , se obtienen con las características del sedimento y con ayuda de la Tabla 10.2.

$$k_1 = 1.0; k_2 = 1.0; k_3 = 4.0; a = \frac{0.01}{0.05}$$

$$PE = 0.4 \left(\frac{0.01}{0.05} \right) (1) (1) (4) = 0.32 \text{ gr/l}$$

Conocido el valor de PE y la carga neta $H=100$ m, para una turbina tipo Francis, utilizando la Figura 10.1, se obtienen los ciclos de reparación para la turbina mencionada.

Empleando la Figura 10.1 al entrar con el valor de $PE = 0.32 \text{ gr/l}$ y una carga de 100 m, se obtiene que la reparación de la turbina deberá hacerse aproximadamente cada 4 años. Por lo tanto, habrá que considerar si es más conveniente buscar algún método para disminuir la concentración de sedimento, o aceptar la reparación de la turbina en el período de cada 4 años.

En cuanto a la optimización del tanque de sedimento (ver sección 10.2), como ejemplo se reproduce el cálculo correspondiente al tamaño de 0.3 mm, presentado en el trabajo de Kaushish y Naidu (2001), quienes también presentan el cálculo para otros diámetros (Tabla 11.9). Los datos de partida son $Q=87.73 \text{ m}^3/\text{s}$, $Co=0.762 \text{ gr/l}$

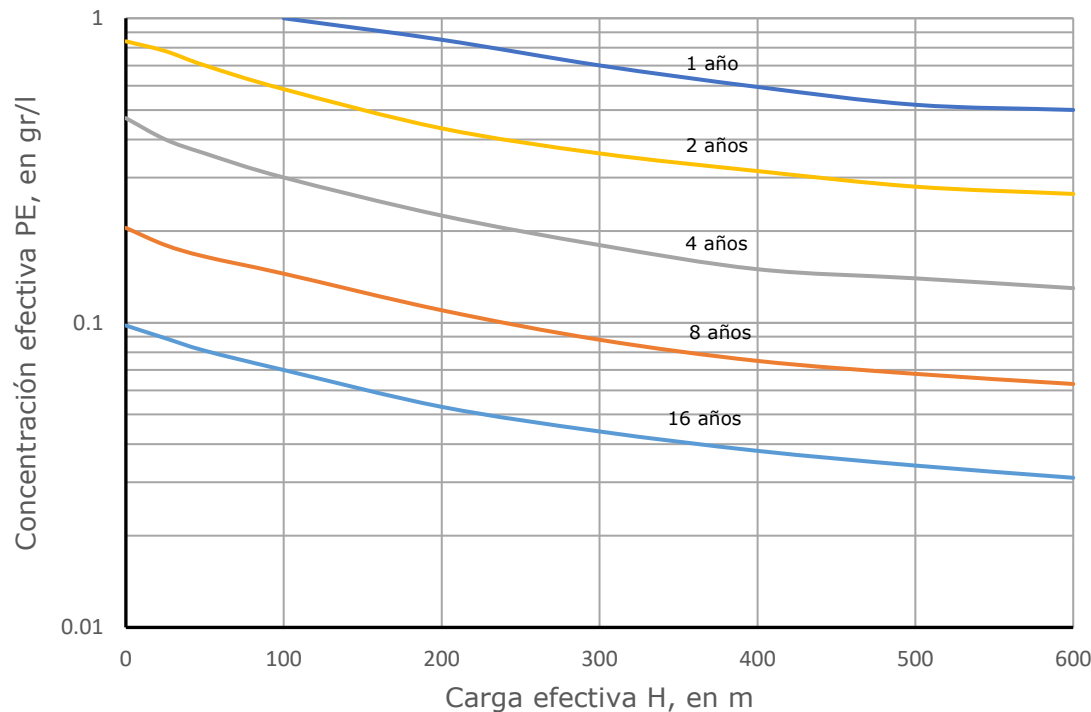


Figura 10.1 Ciclos de reparación de una turbina Francis. *Adaptado de (Ortmanns & Prigent, 2006)*

Tabla 11.9 Optimización de tanques sedimentadores

Paso	Notación	Detalles
1	d	0.3 mm
2	a	6
3	k_1	1
4	k_2	0.852
5	k_3	1
6	Ap	$Ap = 6 (1) (0.852)(1) = 5.112 \text{ gr/l}$
7	G_r	7 %
8	P_i	0.045 gr/l
9	V_e	2.3 cm/s
10	V_d	$V_d = (28 (0.76185) (23))^{1/2} = 22.15 \text{ cm/s.}$
11	V_c	$V_c = (200704 (0.3))^{1/2} = 245.38 \text{ cm/s}$
12	L, B, H	$L = 185 \text{ m, } B = 15 \text{ m y } H = 23 \text{ m}$
13	V	$V = \left(\frac{87.73}{185 \cdot 815}\right) 100 + 22.15 = 47.579 \text{ cm/s}$
14	G_c	0.012 mm
15	$\frac{Rw}{2}$	$\frac{Rw}{2} = 137 \frac{2.3}{22.5} = 6.623$
16	E_o	$E_o = \frac{2.3}{\frac{87.73(100)}{2775}} = 0.728$, donde 2775 es el área superficial del tanque en m^2
17	E_i	0.69
18	S	$S = 0.045 (1 - 0.69) = 0.14 \text{ gr/l}$
19	PE_m	$PE_m = 5.112 (0.14) = 0.71 \text{ gr/l}$

(Kaushish & Naidu, 2001)

Por ejemplo: “En cuanto a los estadísticos de la estación Zacatepec, obtenidos con el modelo de programación genética, se observó una buena concordancia entre la media y la desviación estándar para cada mes, respecto a los históricos; el comportamiento de las asimetrías estuvo casi balanceado entre subestimaciones y sobreestimaciones y las autocorrelaciones en general se subestimaron con este modelo. En resumen, se puede afirmar que la programación genética proporcionó ecuaciones de ajuste aceptables para la estimación del volumen de acarreo de sólidos de dos estaciones hidrométricas de una cuenca, así como para la suma aproximada de ambas. Por tanto, se puede sugerir este algoritmo de cómputo evolutivo para hacer estas determinaciones”.

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco

Referencias

- Althaus, J. J., & De Cesare, G. (2006). Sustainable Sediment Management in Alpine Reservoirs considering ecological and economical aspects. *Reservoir Sedimentation*, 3. Obtenido de http://www.alpine-space.org/uploads/media/ALPRESERV_Reservoir_sedimentation
- Andaroodi. (2006). *Standardization of civil engineering works of small high-head hydropower plants and development of an optimization tool*. (P. D. Schleiss, Ed.) Suiza: Communications du Laboratoire de constructions hydrauliques, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Obtenido de http://infoscience.epfl.ch/record/116175/files/Comm_LCH_26.pdf
- Annandale, G. W. (1987). *Reservoir Sedimentation*. New York: Elsevier Science Publishers B.V. 221 pp.
- Atkinson, E. (1996). Feasibility of flushing sediment from reservoirs. *Report OD 137, HR*. HR Wallingford, UK. 99 pp. Obtenido de: <https://assets.publishing.service.gov.uk/media/57a08dbde5274a31e00019fa/R5839-od137.pdf>
- Avery, P. (1989). *Sediment Control at Intakes, a Design Guide*. England: BHRA Process Engineering Division.
- Batalla, R. J., Vericat, D., & Palau, A. (2008). Efectos de las presas en la dinámica geomorfológica del tramo bajo del Ebro. Crecidas controladas. *Ingeniería Del Agua*, 15(4), 243–255. <https://doi.org/10.4995/ia.2008.2938>
- Bieri Hydraulik AG. (2011). *Bieri Sistema de Desarena Vertical*. Switzerland. Obtenido de https://www.machenperu.com/uploads/doc/pdf/bieri/Beschreibung%20engl_BIERI.pdf
- Bjornar, R., & Lars, E. N. (June de 2012). Different Aspects of Flushing of Hydropower Intakes. Noruega: Norwegian University of Science and Technology. Obtenido de: <https://nva.sikt.no/registration/0198e8f2bffd-60812efe-ff11-4879-96f1-3b6ced3dd960>
- Borland, W, M., & Miller, C. R. (1960). Distribution of sediment in large reservoirs. *Transactions, ASCE*, 125.
- CBS ING S.A. Ingenieria, Coanda;. (2015). *Coanda*. Quito. Obtenido de <http://www.centralhidroelectrica.com/contacto.html>
- Churchill, M. A. (1948). Discussion of analysis and Use of Reservoir Sedimentation Dat by L.C. Gottschalk. *Federal Interagency Sedimentation Conference*, (págs. 139-140). Denver Colorado.

- Colby, B. R. (1957). Relationship of unmeasured sediment discharge to mean velocity. *Transactions of the American Geophysical Union*, 38(5), 708-717. <https://doi.org/10.1029/TR038i005p00708>
- De Cesare, G. (1998). Alluvionnement des retenues par courants de turbidité. *Thèse l'Obtention du Grade de Docteur ès Sciences Techniques*. Suiza: Lausanne, EPFL. Obtenido de https://web.archive.org/web/20170816164049id_/https://infoscience.epfl.ch/record/103708/files/EPFL_TH1820.pdf
- Durgunoglu, A., & Singh, K. P. (1983). *The Economics of Using Sediment-Entrapment Reduction Measures in Lake and Reservoir Design*. Illinois: WRC. Obtenido de: <https://www.isws.illinois.edu/pubdoc/cr/iswscr-552.pdf>
- Ecologic Institute and SERI, Srebotnjak, T., Polzin, C., Giljum, S., Herbert, S., & Lutter, S. (2010). *Establishing Environmental Sustainability Thresholds and Indicators. Final report*. European Commission's DG Environment. Ecologic Institute and SERI. Obtenido de http://ec.europa.eu/environment/enveco/waste/pdf/thresholds_final_report.pdf
- Ford, D. E., & Johnson, M. C. (1983). *An Assessment of Reservoir Density Currents and Inflow Processes, Technical Report E-83-7*. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Obtenido de <https://erdc-library.erdc.dren.mil/jspui/bitstream/11681/4501/1/TR-E-83-7.pdf>
- Foster, G. R. (1982). Modeling the erosion process. *Hydrologic modeling of small watersheds, ASAE Monograph*, 5, 297-380.
- García, M., & Maza, J. (1998). *Origen y Propiedades de los Sedimentos SID 601*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- García-Naranjos Bustos, M. E. (2015). *Diseño de desarenadores*. MGN Hydroconsult. Obtenido de <https://es.slideshare.net/slideshow/diseo-de-desarenadores/52479142>
- Gee, M. (1995). *Reservoir Sediment Control Applications*. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center. Obtenido de <https://www.hec.usace.army.mil/publications/TechnicalPapers/TP-148.pdf>
- Gracia, J., & et al. (1992). *Estudio de la turbidez en el embalse del P.H. Aguamilpa*. UNAM. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Gracia, S. J. (1997a). Pérdida de suelo en cuencas, Capítulo 17, Manual de Ingeniería de Ríos. UNAM. México: Instituto de Ingeniería,.
- Gracia, S. J. (1997b). Sedimentación en Embalses, Capítulo 18, Manual de Ingeniería de Ríos. UNAM. México: Instituto de Ingeniería.
- Gracia, S. J., Rosete, A., & Mendoza, A. (2004). Estudio del comportamiento del sedimento en el embalse del proyecto hidroeléctrico El Cajón, Nayarit. UNAM, México.
- Jakuschoff, P. (1932). Schwebestoffbewegung in Flüssen in Theorie und Praxis. *Inst. für Wasserbau der Technischen Hochschule Berlin*, 10.
- Juárez, J. C. (2022). Análisis hidráulico del flujo en un desarenador para la Central Hidroeléctrica de Huantán. Lima: Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, Facultad de Ciencias Físicas, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Universidad del Perú, Lima, Perú.
- Kaushish, S. P., & Naidu, B. S. (2001). Silting Problems in Hydropower Plants. *Proceedings of 2nd International Conference*, (págs. 26-28). Bangkok, Thailand.
- Kikkawa, H. (1978). Reservoir Sedimentation. *Proceedings of the First Seminari Japanese*. Honolulu, Hawaii, USA.: American on Erosion and Sedimentation.

- Lane, & Koelzer, V. (1953). *Density of Sediment Deposited in Reservoirs, Report No 5*. Iowa City, USA: Engineer District sub-office, Hydraulic Laboratory, University of Iowa.
- Lane, E. W., & Koelzer, V. A. (1943). *Density of Sediment Deposited in Reservoirs*. Iowa City, USA.: Hydraulic Laboratory, University of Iowa.
- Maza, A. J., & Garcia, F. M. (1996). *Transporte de Sedimentos, Publicación SID 584*. UNAM. México: Instituto de Ingeniería.
- Montes-León, M. A., Uribe-Alcántara, E. M., & García-Celis, E. (enero - marzo de 2011). Mapa Nacional de Erosión Potencial. *Tecnología y Ciencias del Agua*, II(1), 5 - 17.
- Mosonyi, J. (1991). *Hydropower Development*. Budapest, Hungary.: Akademiai Kiado.
- Mussetter, B. (2008). Sediment and Erosion Design Guide. *SSCAFCA, MEI, USA 5454*. Obtenido de http://sscafca.org/development/documents/sediment_design_guide/Sediment%20Design%20Guide%2012-30-08.pdf
- Nozaki, T. (1990). Estimation of Repair Cycle of Turbine Due To Abrasion Caused By Suspended Sediment and Determination of Desilting Basin Capacity. Japan International Cooperation Agency (JICA).
- Ortega, F. L. (1982). Estructuras desarenadoras. México, D.F, México: Universidad Autónoma de México.
- Ortmanns, C., & Prigent, S. (2006). *Turbine Abrasion and Desilting Chamber Design*. Hydro Conference Papers CD-Rom, Aqua-Media International Ltd. Sutton, Surrey, United Kingdom.
- Parshall, R. L. (1953). *Parshall flumes of large size*. Colorado Agricultural Experiment Station, Bulletin No 386, may 1932; revised as Bulletin No 426A, march, 1953.
- Pemberton, & Lara J L. (1984). *Computing Degradation and Local Scour*. USBR, USA. Obtenido de <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/ComputingDegradationLocalScour01-1984.pdf>
- Qamar, M. Z., Verma, M. K., Meshram , A. P., & Pawar, M. K. (2012). Review of sediment control measures in reservoir. *Water Energy and Food Security: Call for Solutions*. India Water Week 2012 – Water, Energy and Food Security: Call for Solutions, 10-14 April 2012, New Delhi. 11 pp.
- Ramos Castillo, L. A., & Orozco Medina, I. (2020). Modelado de la producción de sedimentos en una cuenca con poca información incluyendo los potenciales efectos del cambio climático y el cambio de uso de suelo. *Acta Universitaria Multidisciplinaria y Scientific Journal*, 30, 1-19. Obtenido de <https://doi.org/10.15174/au.2020.2901>
- Randle, T. L., & et al. (2006). *Reclamation, Management Water in the West, Erosion and Reservoir Sedimentation, Chap. 2*. USBR, USA. Obtenido de <http://www.usbr.gov/pmts/sediment/kb/ErosionAndSedimentation/chapters/Chapter2.pdf>
- Rettedal, B., & Nielsen , L. E. (2012). *Different aspects of flushing of hydropower intakes*. Norwegian University of Science and Technology, Department of Hydraulic and Environmental Engineering. Obtenido de <http://hdl.handle.net/11250/242248>
- Rivera Trejo, F., Gutiérrez López, A., Val Segura, R., Mejía Zermeño, R., Sánchez Ruiz, P., J, A. M., & L, D. F. (Editores) (2005). *La medición de sedimentos en México*. Villahermosa, México: IMTA-UJAT, Jiutepec, Morelos/Villahermosa, Tabasco, México, 318 pp.

- Rodríguez-Blanco, M. L., Taboada-Castro, M. M., Palleiro-Suárez, L., Taboada-Castrom, M. T., & Oropeza-Mota, J. L. (2011). Exportación de sedimentos durante eventos de lluvia: influencia de regueros y cárcavas efímeras. *Terra latinoamericana*, 29(3), 309 - 314.
- Rubey, W. (1933). Settling velocities of gravel, sand and silt particles. *American Journal Sciences*, 25, 325-338.
- Shing, B., & Shah, C. R. (1971). Plunging phenomenon of density currents in reservoirs. *La Houille Blanche*, Vol 196,(1), 59-64.
- Simons, D. B., & Sentürk, F. (1992). Sediment Transport Technology. *Water Resources Publications*.
- Sól Guðgeirsdóttir, E. (s.f.). Assessment of a sediment management solution in a reservoir with a sluicing technique using a HEC-RAS. *Degree Project in AF283X Hydraulic Engineering* (pág. 56). Stockholm, Sweden: KTH Royal Institute of Technology. Obtenido de <https://kth.diva-portal.org/smash/get/diva2:1801519/FULLTEXT01.pdf>
- Sotelo, A. (1975). *Hidráulica General*. México: Limusa.
- Sotelo, A. G. (1993). *Apuntes de Hidráulica II*. México: Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Springall, G. R. (1970). *Hidrología. Primera parte, Publicación D7* (Vol. D7). México: Instituto de Ingeniería, UNAM. Obtenido de: <https://aplicaciones.iingen.unam.mx/ConsultasSPII/DetallePublicacion.aspx?id=530>
- USBR, United States. Bureau of Reclamation. (2006). *Erosion and sedimentation manual*. Denver, Colorado: U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Sedimentation and River Hydraulics Group. Obtenido de: <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/Erosion%20and%20Sedimentation%20Manual.pdf>
- USBR, United States. Bureau of Reclamation. (2011). *Bureau of Reclamation Coanda Program*. Obtenido de <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/computer%20software/software/coanda/coandadownload.html>
- White, R. (2001). *Evacuation of Sediments from Reservoirs*. London: Thomas Telford.
- Williams, R. J. (1975). Sediment-yield prediction with universal equation using runoff energy factor. *In Present and Prospective Technology for Predicting Sediment Yield and Sources, ARS S-40* (págs. 244– 252.). Washington, DC, USA: US Government Printing Office.
- Wischmeier, W. H., & Smith, D. D. (1978). Predicting Rainfall Erosion Losses a Guide to Conservation Planning. *USDA, Agriculture Handbook 537*. Obtenido de https://www.ars.usda.gov/ARSUserFiles/60600505/RUSLE/AH_537%20Predicting%20Rainfall%20Soil%20Losses.pdf

Anexos

Anexo1. Simbología

Capítulo 1

D_{50} Diámetro medio de la partícula, en mm

Capítulo 2

C concentración del sedimento

K coeficiente que toma en cuenta las unidades de medición igual a 0.0864

Q gasto total líquido

Q_B gasto sólido

Q_{BS} gasto total de sedimento de fondo en suspensión

q_{BS} gasto total de sedimento de fondo en suspensión por unidad de ancho

Q_S transporte de sedimentos

q_u gasto unitario

t tiempo

V volumen

Capítulo 3

A	pérdida anual de suelo
A_c	área de la cuenca
AS	aporte de sedimento
ATS	aporte anual total de sedimento fino
C	factor de cobertura vegetal
CES	coeficiente de entrega de sedimentos
CES_l	coeficiente de entrega de sedimentos en un año
ET	erosión total de la cuenca
EI_{30}	energía cinética para una lluvia de intensidad máxima en 30 minutos
I_{30}	intensidad máxima de la tormenta durante 30 minutos
I_j	intensidad de la precipitación pluvial
IEC	índice de erosión de la cuenca
K	factor que toma en cuenta el tipo de suelo
m	constante del terreno y pendiente del cause
Q_p	gasto del pico
P	factor de prácticas de cultivo y conservación de suelos
R_l	factor hidrológico
R	índice de erosividad por precipitación pluvial
R_W	índice de erosividad de Williams
S	pendiente
SL	factor de longitud y pendiente del terreno
T_j	período del incremento seleccionado de la tormenta específica
V_i	volumen de sedimento entrante al embalse
V_u	volumen de escurrimiento
V	volumen de escurrimiento
V_{anual}	volumen anual de sedimento entrante
$V_{anual\ real\ sed}$	volumen real de sedimento depositado
x	longitud del tramo de pendiente S
σ_{pu}	gasto de pico de escurrimiento

Capítulo 5

A_o	factor de corrección del área
A	área de la superficie del embalse
A_c	área de la cuenca
A_i	área del embalse para una elevación en particular
A_1, A_2	áreas de sedimento, elevaciones inicial y final, respectivamente
C	capacidad total del embalse
C_i	capacidad del embalse para una elevación en particular

D	diferencia entre elevaciones consecutivas
$Elev_i$	elevación del fondo del embalse
$Elev_{min}$	elevación mínima, fondo del embalse
ER	eficiencia de retención
H	elevación mínima
H	diferencia de elevaciones entre la original del fondo del embalse y el nivel de aguas normales, método área incremento
$h'(p)_i$	profundidad de referencia.
K	coeficiente, criterio de Brown
K_1	factor de proporcionalidad primera iteración
K_2	factor de proporcionalidad segunda iteración
M	recíproco de la pendiente de la recta de ajuste de la curva elevaciones capacidades del embalse
PP	punto pivote
P_0	tirante relativo
P_i	profundidad del embalse
PR_{i_i}	profundidades relativas
Q	gasto medio anual
S	volumen total de sedimento que será depositado y distribuido en el embalse
Sf	pendiente frontal del delta
Ss	pendiente superior del delta
TE_{CH}	eficiencia de retención
u	velocidad media anual
V_o	volumen de sedimentos depositados bajo la elevación Y_o
V	capacidad total del embalse
V	volumen de sedimento depositado en el embalse, método área - reducción
WN	peso específico de los sedimentos después de N años de consolidación
W_o	peso específico inicial, es decir, al final del primer año
Y_o	profundidad alcanzada por los sedimentos S , método área – incremento
Y_o	elevación de referencia, método área - reducción
τ	tiempo de residencia
ΔV_i	diferencia de capacidades, en m^3

Capítulo 6

b	ancho promedio del cauce
C	coeficiente de Chezy
CES	coeficiente de entrega de sedimentos
C_s	concentración de material sólido
C_{i+1}	concentraciones promedio

g'	gravedad densimétrica
g	aceleración de la gravedad
i e $i+1$	indican el instante
L	longitud de la zona de inmersión
P	factor de decaimiento
q	gasto unitario de entrada
Q	gasto promedio de entrada
So	pendiente del fondo del cause
T_a	tiempo dura la avenida
T_C	tiempo en que se forma la zona de inmersión
V	velocidad media
W_m	pesos específicos de la mezcla agua
W_s	pesos específicos del sedimento entrante
W	peso específico del agua embalsada
Y	tirante en el punto de inmersión
y	tirante de la corriente de densidad
ΔX_{i+1}	incremento en el avance

Capítulo 7

n	coeficiente de rugosidad de Manning
W_0	velocidad máxima de caída
SSIIM	Simulation of Sediment movements In water Intakes with Multiblock

Capítulo 8

A_f	área transversal de remoción del material sólido del cauce labrado
A_r	área de la sección transversal del embalse
C_o	capacidad original del embalse
C	gasto de entrada (balance de sedimentos BSR)
D_{50}	diámetro representativo del material
DDR	relación de descenso de niveles
El_f	elevación de la superficie del agua durante el lavado
El_{max}	elevación máxima del agua
El_{min}	elevación mínima del fondo del embalse
FWR	relación de ancho de lavado
h_m	altura equivalente ver Figura 8.2
L	longitud del embalse
L	longitud de decantación
$LTCR$	capacidad de lavado a largo plazo
M_{in}	entrada media anual de sedimento

M_s	cantidad de sedimento lavado anualmente
M_{dep}	cantidad de sedimento depositado anualmente entro del embalse en toneladas
M_f	cantidad de sedimento lavado anualmente
N	número de operaciones de lavado en el año
n	número de segundos en un día
Q_f	gasto de lavado
Q_s	gasto sedimento de lavado
S	pendiente del canal
S	pendiente longitudinal
SS_{res}	talud de las paredes del embalse
SS_s	pendiente del talud de las paredes del embalse
SBR	índice del balance de sedimento
SBR_d	índice del balance de sedimento con descenso total
TE	eficiencia de retención de sedimentos en el embalse
T_f	tiempo de lavado
TWR	relación de los anchos de los cauces
V_T	capacidad del embalse
V_{QM}	volumen medio anual de agua que ingresa al embalse
V_{in}	volumen medio anual de entrada de agua
W	ancho del cauce en donde inicia el embalse (cola del vaso)
W_{res}	ancho representativo del embalse
W_t	ancho del embalse
W_{td}	ancho del cause labrado, para un descenso total de niveles
W_{tf}	ancho en el nivel más alto de las paredes del embalse
W_{bot}	ancho representativo del fondo del embalse
W_f	ancho del canal que se formará durante el lavado
φ	constante que depende del tipo de material depositado

Capítulo 9

A	sección hidráulica del canal
AT	área del tubo
B	tirante dentro del tubo desarenador
B	ancho del tanque
b	ancho de la plantilla
D	distancia de captura
d	diámetro de la partícula
d	tirante del flujo sobre el tubo
F	número de Froude del flujo sobre el tubo
g	aceleración de la gravedad

H	tirante en el tanque
H	carga de trabajo para evitar desgaste en las turbinas
h	tirante del flujo
K	coeficiente de Strickler
k	coeficiente de decantación
L	longitud de decantación
L	longitud del tanque
L	longitud del tubo desarenador
Q	gasto mínimo normal
Q	gasto de diseño
Rh	radio hidráulico
r	grado de desarenamiento o fracción de sedimentos que decantan, con respecto al sedimento total que entra con el flujo
R	porcentaje de flujo eliminado por el tubo
V_{cr}	velocidad crítica en el tanque
V_D	velocidad de sedimentación en el tanque
V_{D_0}	velocidad de sedimentación en agua quieta
V_T	velocidad media en el tanque
V_u	volumen de escurrimiento
v_*	velocidad de fricción
V	velocidad para propiciar la sedimentación
$\bar{v}$	velocidad del flujo en el tanque
v	velocidad del flujo
w	velocidad de caída de la partícula
w'	reducción de la velocidad debido a la turbulencia
W	grado de desarenamiento con respecto al sedimento total que entra con el flujo
α	factor de reducción
β	parámetro característico de la velocidad de decantación
γ	peso específico del agua
γ_s	peso específico de la partícula
$\square$	tasa media a la cual las partículas decantan
μ	coeficiente de viscosidad dinámica
ρ_l	densidad de la partícula
ρ	densidad del fluido
ρ_s	densidad del sedimento
ρ_w	densidad del agua
σ_{pu}	gasto de pico de escurrimiento
ϑ	viscosidad cinemática
Θ	ángulo de orientación del desarenador en dirección del flujo

Capítulo 10

PE	concentración modificada media anual de sedimento
P	concentración media anual de sedimento
k_1	factor de corrección por desgaste de turbina por forma del grano
k_2	factor de corrección por desgaste de turbina por dureza de partícula
k_3	factor de corrección por desgaste de turbina por material de turbina
α	factor de corrección por desgaste de turbina por tamaño del grano

Las Series del Instituto de Ingeniería describen los resultados de algunas de las investigaciones más relevantes de esta institución. Con frecuencia son trabajos in extenso de artículos que se publican en revistas especializadas, memorias de congresos, etc.

Cada número de estas Series se edita con la aprobación técnica del Comité Editorial del Instituto, basada en la evaluación de árbitros competentes en el tema, adscritos a instituciones del país y/o el extranjero.

Actualmente hay tres diferentes Series del Instituto de Ingeniería:

SERIE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO

Incluye trabajos originales sobre investigación y/o desarrollo tecnológico. Es continuación de la Serie Azul u Ordinaria, publicada por el Instituto de Ingeniería desde 1956, la cual actualmente tiene nueva presentación y admite textos en español e inglés.

SERIE DOCENCIA

Está dedicada a temas especializados de cursos universitarios para facilitar a estudiantes y profesores una mejor comprensión de ciertos temas importantes de los programas de estudio.

SERIE MANUALES

Abarca manuales útiles para resolver problemas asociados con la práctica profesional o textos que describen y explican el estado del arte o el estado de la práctica en ciertos temas. Incluye normas, manuales de diseño y de laboratorio, reglamentos, comentarios a normas y bases de datos.

Las Series del Instituto de Ingeniería pueden consultarse gratuitamente desde la dirección electrónica del Instituto <http://www.ii.unam.mx> (<http://aplicaciones.iingen.unam.mx/ConsultasSPII/Buscarnpublicacion.aspx>) y pueden grabarse o imprimirse en formato PDF desde cualquier computadora.



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM®**