



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

**“CRITERIOS DE DISEÑO DE
DESARENADORES A FILO DE CORRIENTE”**

T E S I S
QUE PARA OBTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

P R E S E N T A

GILBERTO ZETINA DOMINGUEZ

DIRECTOR DE TESIS

Dr. PEDRO ANTONIO GUIDO ALDANA
FACULTAD DE INGENIERÍA

JIUTEPEC, MORELOS ENERO 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

P r e s i d e n t e: Dr. Carlos A. Escalante Sandoval

S e c r e t a r i o: Dr. Octavio Salazar San Andrés

V o c a l: Dr. Pedro A. Guido Aldana

S u p l e n t e: Dr. José Roberto Mercado Escalante

S u p l e n t e: Mto. Pino Duran Escamilla

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA)

RESUMEN

El agua proveniente de los ríos es aprovechada por el hombre mediante la construcción de presas, construidas con altos montos de inversión y considerando criterios específicos de diseño. Ante esta situación los ingenieros hidráulicos enfrentan la problemática del azolvamiento, situación que impacta en la calidad del agua y principalmente en la vida útil de las presas.

La investigación tiene por objetivo hacer una revisión y análisis de los criterios para el cálculo de diseño de desarenadores, con el fin de concebir una nueva propuesta en un modelo físico, en el caso particular de aquellos que se emplean en las obras de generación de electricidad.

La metodología empleada consideró el criterio de diseño de desarenadores basada en la ecuación de continuidad y de Manning basada en la hipótesis de determinar el ancho del canal aplicado en la solución a casos prácticos, en este caso, a partir de registros experimentales.

El estudio experimental del modelo físico permitió conocer su geometría, diseñada y basada en encausar el agua con muros prolongados denominados muros guía. Su función es hacer que el flujo se acelere, extrayendo mayor cantidad de sedimento.

Se considera que la nueva propuesta de desarenador contribuye a incrementar la vida útil de la presa. las ventajas observadas son: remueve el material en poco tiempo, no necesita de complementos mecánicos para el desalojo del sedimento, es económico y fácil de adaptarse a las condiciones topográficas del sitio.

De los resultados obtenidos en el modelo, surge la inquietud de continuar con una investigación que garantice el desalojo de los sedimentos en las cercanías de la obra de generación con la intención de que se extraiga la mayor parte del sedimento, proponiendo un sistema que sea más económico y sobretodo sin vaciar la presa.

Abstract

Water from rivers is used by people through the construction of dams, built with high levels of investment and considering specific design criteria. In this situation, the hydraulic engineers face the problem of siltation, situation that impacts water quality and mainly in the life of the dams.

The research aims to review and analyze the criteria for desanders design, in order to formulate a new proposal on a physical model, in the case of those who are employed in the construction of power generation plants.

Methodology employed desanders design criterion based on the equation of continuity and Manning hypothesis, this last based on channel width determined in the solution applied to practical cases, in this case, from experimental data.

The experimental study of the physical model let us to know different aspects of its geometry, designed and based on orientate the water with long walls called guide walls. Its function is to accelerate the flow, removing more sediment.

It is considered that the new design proposed for desanders helps to increase the life of dams. The perceived benefits are: remove sediments in a short time, does not require mechanical accessories for the evacuation of the sediment, is economical and easy to adapt to the topography of the site.

From the results of the model, there is concern to continue with a research about sediment removal in the vicinity of the generation structure, with the objective to remove most of the sediment, proposing a more economical system without emptying the dam.

Tabla de contenido

<i>Listado de figuras</i>	1
<i>Listado de tablas</i>	3
<i>Nomenclatura</i>	4
PRÓLOGO	6
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	7
PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS	7
JUSTIFICACIÓN	8
OBJETIVO GENERAL	8
OBJETIVOS PARTICULARES	8
CAPÍTULO I. MARCO DE REFERENCIA	9
1.1 Introducción	10
1.2 El fenómeno del transporte de sedimentos	10
1.2.1 Mecanismos del transporte de sedimentos	12
1.2.2 Impacto de los sedimentos en proyectos hidráulicos	15
1.3 Vida útil de las presas	20
1.3.1 Sedimentación aguas arriba de la presa	20
1.3.2 Sedimentación aguas abajo de la presa	20
1.3.3 Métodos y sistemas para el control de la sedimentación en embalses	21
1.3.3.1 Métodos Preventivos	21
1.3.3.2 Métodos Correctivos	22
1.3.4 Técnicas de dragado	23
1.3.4.1 Dragado por hidrosucción	23
1.3.4.2 Dragado Mecánico	25
1.3.4.3 Bombas Vénturi, neumática y remoción por aire	25
1.3.4.4 Ganchos de control remoto para limos consolidados	26
1.3.4.5 Remoción hidráulica	26
1.3.4.6 Remoción de sedimentos durante una avenida	28
1.3.4.7 Extracción por chorros de agua	28
1.3.4.8 Vaciado del embalse y remoción por chorros	28
1.3.4.9 Desfogado de corrientes densas	29
1.3.4.10 Remoción por medio de un sifón	32
1.4 Generalidades sobre ingeniería de presas	32
1.4.1 Tipos de presas, Vega R. O. y Arreguín C, F. I. (1987)	33

1.4.1.1 Presas de gravedad.....	33
1.4.1.2 Presas de bóveda.....	33
1.4.1.3 Presas de contrafuertes.....	34
1.4.1.4 Presas de tierra.....	34
1.4.1.5 Presa altas.....	35
1.4.1.6 Presas intermedias.....	35
1.4.1.7 Presas bajas.....	35
1.5 Generalidades sobre desarenadores.....	36
1.5.1 Descripción general de los desarenadores.....	36
1.5.1.1 Elementos de un desarenador convencional.....	36
1.5.1.2 Principio de funcionamiento de un desarenador.....	38
1.5.1.3 Tipos y clases de desarenadores.....	38
1.5.1.4 Ventajas y desventajas de los desarenadores.....	43
1.5.1.5 Comentarios y aspectos generales sobre los desarenadores.....	45
1.6 Necesidad de implantar desarenadores para la remoción de sedimentos.....	47
1.7 Ejemplo práctico: C.H. Mazatepec.....	49
CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE DISEÑO DE DESARENADORES.....	52
2.1 Introducción.....	53
2.2 Consideraciones generales.....	53
2.3 Comentarios generales sobre algunos tipos de desarenadores.....	54
2.4 Criterios de diseño de desarenadores para obras de generación.....	57
2.4.1 Diámetro de las partículas a sedimentar.....	58
2.4.2 Velocidad de caída de las partículas o velocidad de sedimentación.....	60
2.4.3 Dimensionamiento del canal desarenador.....	63
2.5 Metodología de diseño de desarenadores para obras de generación. Aplicada a esta investigación.....	70
2.5.1 Consideraciones generales de diseño.....	70
2.5.2 Consideraciones generales para el diseño experimental.....	76
2.6 Comentarios generales sobre el Capítulo.....	78
CAPÍTULO 3. DISEÑO E INSTALACIÓN EXPERIMENTAL.....	80
3.1 Introducción.....	81
3.2 Descripción del modelo.....	81
3.3 Descripción de la obra.....	85
3.4 Diseño del modelo.....	86
3.5 Instalación experimental.....	88
3.6 Programación experimental.....	89

CAPÍTULO 4.RESULTADOS Y ANÁLISIS EXPERIMENTAL	91
4 RESULTADOS Y ANALISIS EXPERIMENTAL	92
4.1 Introducción	92
4.2 Estudios realizados en el modelo hidráulico	92
4.2.1 Consideraciones del estudio	92
4.2.2 Características de los materiales representados y su operación	93
4.2.3 Evolución del azolve en la captación en el embalse	93
4.2.4 Funcionamiento del desarenador	94
4.2.5 Análisis de resultados	102
4.2.6 Comparación del diseño de desarenadores	104
CAPÍTULO 5.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
5.1 Conclusiones específicas	107
5.1 Conclusiones generales	109
Bibliografía	111
Agradecimientos	113

Listado de figuras

Figura 1.1 Tipos de depósito de sedimento en un embalse

Figura 1.2 Esquema de una presa de retención de sedimentos

Figura 1.3 Esquema de dragado por hidrosucción, con transporte hacia aguas abajo

Figura 1.4 Esquema de dragado por hidrosucción, con tubería de paso

Figura 1.5 Esquema del proceso de remoción de sedimentos, con operación de extracción

Figura 1.6 Esquema del proceso de remoción de sedimentos, en un embalse

Figura 1.7 Esquema del proceso de remoción de sedimentos, sobre una presa con por medio de un sifón.

Figura 1.8 Esquema de un desarenador convencional

Figura 1.9 Esquema de un desarenador longitudinal en paralelo

Figura 1.10 Esquema de un desarenador convencional de flujo horizontal

Figura 1.11 Esquema de un desarenador tipo vertical

Figura 1.12 Esquema de un desarenador tipo vórtice

Figura 1.13 Vista en planta de desarenador de C.H. Mazatepec

Figura 1.14 Fotografía Embalse colmado de azolve. Se aprecia el funcionamiento del desarenador.

Figura 1.15 Fotografía de las compuertas de control para el azolve.

Figura 2.1 Desarenador tipo horizontal convencional, en planta.

Figura 2.2 Desarenador tipo horizontal convencional, en perfil.

Figura 2.3 Esquema de cálculo del desarenador convencional con base a su diámetro de partícula.

Figura 2.4 Curva de Rubey

Figura 2.5. Esquema de cálculo del desarenador convencional, de Velocidad de caída y velocidad de sedimentación.

Figura 2.6 Curva de valores de sedimentación

Figura 2.6 Se muestra cálculo del desarenador convencional de la relación entre el diámetro de la partícula y velocidad de sedimentación.

Figura 2.7 Esquema que resume la metodología que propone esta investigación para el diseño de un desarenador.

Figura 3.1 Representación del modelo hidráulico.

Figura 3.2 Geometría de desarenador en modelo hidráulico.

Figura 3.3 Geometría de obra de toma en modelo hidráulico.

Figura 3.4 Geometría de presa Carrizal.

Figura 3.5 Curva granulométrica del material empleado en modelo hidráulico.

Figura 4.1 Geometría de desarenador, modificada en modelo hidráulico.

Figura 4.2 Curva granulométrica del material empleado en modelo hidráulico.

Figura 4.3 Curva ancho tirante, teórica – Experimental, arena volcánica.

Figura 4.4 Curva ancho tirante, teórica – Experimental, arena Pumitica.

Figura 4.5 Curva velocidad tirante, teórica – Experimental, arena volcánica.

Figura 4.6 Curva velocidad tirante, teórica – Experimental, arena Pumitica.

Figura 4.7 Desarenador proyectado con arena volcánica.

Figura 4.8 Funcionamiento del desarenador proyectado con arena volcánica, gasto 300 m³/s.

Figura 4.9 Funcionamiento del desarenador proyectado con arena volcánica, gasto 458 m³/s.

Figura 4.10 Funcionamiento del desarenador, arrastre de sedimento después de 2.23 hrs de prototipo, gasto 458 m³/s.

Figura 4.11 Funcionamiento del desarenador proyectado con arena Pumitica, gasto 458 m³/s.

Figura 4.12 Funcionamiento del desarenador, arrastre de sedimento después de 2.23 hrs de prototipo, gasto 458 m³/s.

Figura 4.13 Funcionamiento de la obra de toma.

Figura 4.14 Funcionamiento de la obra de toma.

Figura 4.15 Ubicación de secciones de registro.

Figura 4.16 Comparación de desarenadores con este trabajo, en función de velocidad.

Figura 4.17 Comparación de desarenadores con este trabajo, en función de eficiencia.

Figura 4.18 Comparación de desarenadores con este trabajo, en función de eficiencia - tiempo.

Listado de tablas

Tabla 1.1 Algunos embalses del mundo con problemas de sedimentación

Tabla 1.2 Algunos embalse de la República Mexicana con problemas de sedimentación

Tabla 1.3 Diferentes métodos de dragado

Tabla 1.4 Distribución de 15.800 grandes presas

Tabla 1.5 Ventajas y desventajas de algunos desarenadores

Tabla 2.1 Diámetro de de la partícula en función de su caída

Tabla 2.2 Diámetro de de la partícula en función de tipo de turbina

Tabla 2.3 Valores de K de acuerdo a su forma y naturaleza

Tabla 2.4 Relación diámetro de la partícula y velocidad de sedimentación

Tabla 2.5 Velocidades Máximas para producir erosión

Tabla 3.1 Programación experimental

Tabla 4.1 Evolución de los sedimento removido en desarenador, arena Volcánica.

Tabla 4.2 Evolución de los sedimento removido en desarenador, arena Pumitica.

Tabla 4.3 Comparativa del sedimento removido de diferentes desarenadores, con este trabajo, utilizando arena Volcánica.

Nomenclatura

Símbolos griegos

Símbolo	Descripción	unidad
V_s	Velocidad de sedimentación	m/s
γ	Peso específico del agua	kg/m ³
γ_r	Peso específico del material	kg/m ³
ν	Viscosidad cinemática.	m ² /s
η	Eficiencia	%

Símbolos latinos

Símbolo	Descripción	unidad
d	diámetro	cm
b	Ancho de plantilla	m
Q	Gasto líquido	m ³ /s
V	Velocidad de flujo	m/s
h	Carga	m
t	Tiempo	seg
g	Aceleración gravitacional	m/s ²
A	Área	m ²
R _h	Radio hidráulico	m
V _m	Velocidad de modelo	m/s
V _p	Velocidad de prototipo	m/s
g	Gravedad	m/s ²
L _e	Escala de líneas	m
V _e	Escala de velocidades	v/s
Q _e	Escala de gastos	m ³ /s
msnm	Metros sobre el nivel del mar	m
elev	Elevación	m
Re	Número de Reynolds	Adimensional
Fr	Número de Froude	Adimensional
S	Pendiente	Adimensional

CD	Coeficiente de arrastre	Segundos
F _m	Número de Froude de modelo	Adimensional
F _p	Número de Froude de prototipo	Adimensional
n _e	Escala de rugosidades	Adimensional
n	Rugosidad	Adimensional
K	Constante forma/naturaleza	Adimensional
E1	Ensaye uno	S/u
E2	Ensaye dos	S/u
E3	Ensaye tres	S/u
SARH	Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.	S/u
C.F.E.	Comisión Federal De Electricidad	S/u

PRÓLOGO

El agua proveniente de los ríos y valles es aprovechada por el hombre mediante la construcción de presas, cuyo fin es la generación de energía eléctrica, agua potable y riego, entre otros, son construidas bajo ciertos criterios de diseño. Sin embargo el deterioro en la calidad del agua y de las estructuras de estos cuerpos de agua, ha ido en continuo aumento debido a la incorporación de una gran variedad de materiales arrastrados, disminuyendo la vida útil de la presa, y poniendo en riesgo, en muchos casos, la disponibilidad de los recursos existentes para abastecer a la población de agua potable y de energía.

Dada la urgencia de frenar este problema es necesario la implementación de sistemas que permitan evaluar adecuadamente los azolvamientos en las presas. Una opción es la de considerar la construcción de desarenadores, los cuales sirven para conducir los sedimentos azolvados y en suspensión hacia aguas abajo de la presa utilizando el agua que escurre por el río.

Los desarenadores son estructuras diseñadas para retener la arena que traen las aguas servidas o las aguas superficiales a fin de evitar que ingresen, al canal de aducción, a la central hidroeléctrica, o al proceso de tratamiento, y lo obstaculicen creando serios problemas.

Este trabajo tiene la finalidad de hacer un planteamiento del diseño de desarenadores para obras de generación, con una nueva propuesta utilizando las teorías existentes acerca de los criterios para estas obras para el desalojo de los materiales. Su comprobación se hizo en un modelo físico.

Este tipo de obras y su perfeccionamiento es indispensable para el buen funcionamiento de las obras del país y del mundo. Cabe hacer mención que, aunque existen obras que cuentan con este tipo de mecanismo para el desalojo de los sedimentos, es necesario seguir ahondando en su conocimiento para llegar a diseños más eficientes.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las variaciones en el régimen de los ríos, en los niveles de embalses y en los materiales transportados, ocasionan que se formen deltas a diferentes niveles, que se cortan a un nivel inferior y se vuelvan a depositar más adelante.

La inevitable sedimentación de los embalses ocasiona una disminución progresiva de su capacidad y por ende de su vida útil. Esta situación afecta de manera directa el suministro de los servicios completos para los cuales fueron diseñados. Ante tal situación se hace necesario como alternativa la implantación de desarenadores más eficientes para el desalojo de los materiales depositados.

PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS

En un sistema de remoción de sedimentos, al operar con cierta periodicidad las compuertas de un desarenador-captación de agua, se remueven los sedimentos depositados que entran al embalse, aprovechando la energía potencial entre el nivel de aguas arriba y el de aguas abajo de la presa y la energía que la misma corriente transporta con los materiales. Con la ayuda de la modelación física en laboratorio, se podrán determinar cuáles son las modificaciones necesarias en los criterios de diseño de desarenadores a filo de corriente en las presas; y mediante la revisión y análisis de los criterios de cálculo de estas obras, proponer otras más eficientes.

JUSTIFICACIÓN

Las presas de México están azolvándose y en algún momento podrán llegar a ser inútiles. No se tienen cálculos de cuándo podría ocurrir dicha situación. Aunque se considera que estas importantes obras hidráulicas tienen una vida útil de cincuenta años aproximadamente, este lapso de tiempo se refiere al tiempo necesario para que la inversión económica pueda ser recuperada, y no al tiempo útil de las presas. Generalmente las presas pequeñas, de poblados dispersos o suburbanos, son las que presentan mayor riesgo de sufrir afectaciones, pues o se desploman con el paso del agua o simplemente son "tragadas" por el paso del agua y los escurrimientos de piedra, lodo y materiales diversos que azolvan sus bases, las cuales en algún momento podrán ser rebasadas. Por ello, en las presas que están azolvadas, se puede reducir el problema en forma constante, mediante la construcción de desarenadores, con una operatividad relativamente eficiente, y que garantice un paso permanente de los sedimentos.

OBJETIVOS

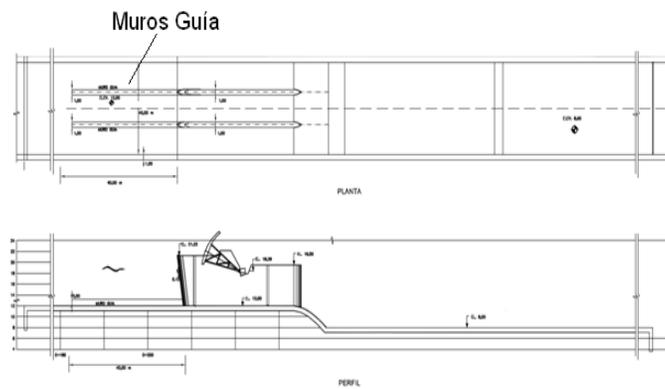
OBJETIVO GENERAL

El criterio del diseño de un desarenador, para obras de generación con la ayuda de la modelación física, presentando los resultados de la remoción hidráulica.

OBJETIVOS PARTICULARES

- Revisión y análisis de los criterios para el cálculo de diseño de desarenadores.
- La instalación experimental, modelo físico, para estudiar la evolución del desazolve del embalse a través de un desarenador.
- Las características geométricas del desarenador que permitan conocer su funcionamiento hidráulico y la comparación con otros similares.

CRITERIO DE DISEÑOS DE DESARENADORES A FILO DE CORRIENTE



CAPÍTULO I. MARCO DE REFERENCIA

1.1 Introducción

En este capítulo se comenta sobre el fenómeno del transporte de sedimentos y los diferentes mecanismos que existen para su control, los métodos preventivos y correctivos, así como también su impacto físico y químico. Por otra parte, se exponen algunas generalidades sobre las presas, se presenta las generalidades, principio de funcionamiento, tipos y clases de los desarenadores existentes, su descripción las partes que los componen, sus ventajas y desventajas. Se hace un análisis general sobre los desarenadores y el por qué la necesidad de que sea considerada en proyectos hidroeléctricos. El capítulo finaliza con el ejemplo práctico del embalse azolvado de la C.H. Mazetepec.

1.2 El fenómeno del transporte de sedimentos

Los grandes desarrollos hidroenergéticos que se programan en el país, así como las estructuras hidráulicas que hay que construir, exigen una evaluación previa de su factibilidad técnica y económica, dadas las grandes sumas de dinero que se deben invertir en ellas.

La presencia de partículas en el flujo altera el comportamiento hidráulico, motivado muchas veces por la presencia de elementos artificiales como son los apoyos de puentes o estructuras hidráulicas, que rompen el equilibrio del flujo.

Con base en esta exigencia, el análisis del transporte de sedimentos de los ríos y presas hidráulicas, ha adquirido gran importancia, pues determina la “vida económica de las obras”.

El transporte de sedimentos es un fenómeno complejo que responde a dos funciones: una que representa las características de la cuenca, y la otra, las características del río. Una de las funciones indica la cantidad, naturaleza y propiedades físicas de los materiales disponibles para el transporte, y la otra, la capacidad del sistema hidráulico para hacerlo.

Los sedimentos que transporta una corriente de agua son consecuencia natural de la degradación del suelo, puesto que el material procedente de la erosión llega a las corrientes a través de tributarios menores, por la capacidad que tiene la corriente de

agua para transportar sólidos; como también por movimientos en masa, como son, desprendimientos, deslizamientos y otros.

En cualquier punto del río, el material que viene de aguas arriba puede seguir siendo arrastrado por la corriente, pero si no hay suficiente capacidad de transporte este se acumula dando lugar a los llamados depósitos de sedimentos.

Las corrientes fluviales forman y ajustan sus propios cauces, la carga de materiales a transportar y la capacidad de transporte tienden a alcanzar un equilibrio. Cuando un tramo del río consigue el equilibrio, se considera que ha obtenido su perfil de equilibrio. Sin embargo, puede ser aceptable que existan tramos o sectores de un río que hayan alcanzado su equilibrio, aunque puedan estar separados por tramos que no lo hayan alcanzado.

El transporte de sedimentos está ligado con la hidrodinámica de los canales abiertos. La introducción de partículas dentro del flujo altera el comportamiento hidráulico. Las partículas gruesas generalmente ruedan o se deslizan sobre otras. Las de tamaño medio (arenas) ruedan sobre otras cuando la velocidad del flujo es baja, pero cuando la velocidad es alta y por ende la turbulencia de escurrimiento, pueden ser transportadas también en suspensión. Manual de diseños de obras civiles (1981).

Los sedimentos que forman el lecho pueden adoptar muchas formas entre las que se pueden mencionar los llamados deltas, y las partículas finas pueden estar en suspensión dentro del vaso (Figura 1.1); esto depende de los mecanismos del proceso de transporte.

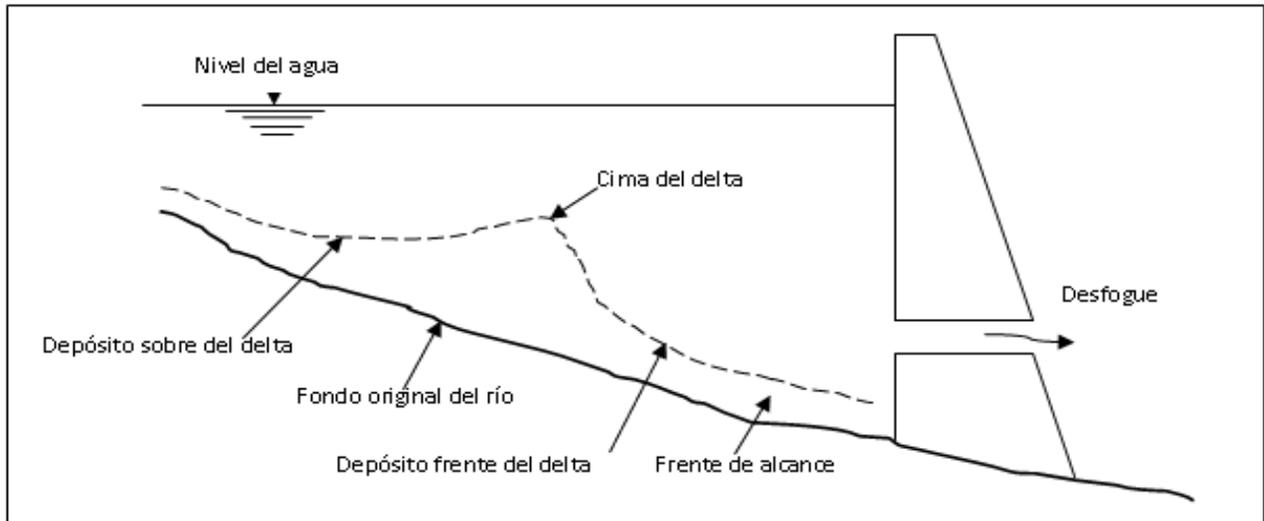


Figura 1.1 Tipos de depósitos de sedimentos en embalses.

Cuando el esfuerzo de arranque que el agua ejerce sobre el lecho constituido por sedimentos es suficientemente fuerte para remover una capa de partículas, estas no se desprenden indefinidamente sino que pueden adquirir un estado de equilibrio después de ponerse en movimiento desde algunas capas anteriores. Según *By M. L. HUNT* (2002), las partículas transportadas añaden una fuerza nueva, normal al lecho, que mantiene las partículas del lecho expuestas contra la tracción que se ejerce por la mezcla de agua y sedimentos.

El estudio de los tipos de fondo es importante por su papel en la rugosidad del lecho, el transporte de sedimentos, y los parámetros de flujo, socavación y sedimentación.

1.2.1 Mecanismos del transporte de sedimentos

En los cauces naturales existen por menos dos formas de mecánicas del transporte de sedimentos el arrastre: de la capa de fondo y el transporte en suspensión, este último compuesto por material de fondo y por material de lavado, *Manual de Ingeniería de Ríos. Capítulo.10* (1996).

Marengo M. H. y Barragán C. (2000) comenta que los mecanismos de transporte pueden ser tres:

- a) Solución
- b) Suspensión
- c) Carga de lecho

a) Solución. En la naturaleza el agua no es completamente pura. Cuando cae el agua y se filtra en el terreno, disuelve algunos de los componentes del suelo. Después, el agua puede infiltrarse a través de las aberturas, poros y grietas de la roca y disolver materiales a medida que se mueve. Gran parte de esta agua encuentra su camino hacia las corrientes que se ubican a niveles inferiores.

La cantidad de materia disuelta contenida en el agua varía con el clima, la estación y la ubicación geológica. Los compuestos que más frecuentemente se encuentran en solución en el agua que escurre en la superficie, sobre todo en las regiones áridas, son los de calcio y de magnesio. Además, las corrientes llevan pequeñas cantidades de cloruros, nitratos, sulfatos y quizá trazas de potasio.

b) Suspensión. Las partículas de materia sólida que son barridas por la corriente turbulenta de un río constituyen el material en suspensión. Este proceso de transporte está controlado por dos factores: la turbulencia del agua y la velocidad de caída de cada grano individual. La velocidad de caída es la relación que eventualmente alcanza un grano cuando la aceleración causada por la gravedad se equilibra con la resistencia del fluido a través del cual está cayendo el grano. En este caso el fluido es el agua. Si se deja caer un grano de arena en un estanque tranquilo, se asentará hacia el fondo a una velocidad siempre creciente hasta que la fricción del agua sobre el grano equilibre este grado de incremento; después se asentará el grano a una velocidad constante, que es su velocidad de caída. Si se introduce una fuerza que iguale o exceda esta velocidad, se logra mantenerlo en suspensión.

La velocidad de caída aumenta con el tamaño de la partícula, suponiendo que su forma general y densidad permanecen iguales. Cuanto más grande es una partícula, más turbulento deberá ser el flujo que se necesita para mantenerla en suspensión; y puesto que la turbulencia aumenta con la velocidad de flujo, resulta que la cantidad más grande de material es movida durante la época de avenidas, es decir, cuando las velocidades y la turbulencia son mayores, de manera que solamente en unas cuantas horas o muy pocos días durante la época de inundaciones, una corriente transporta más material que durante períodos mucho más largos de flujo bajo o normal.

c) Carga de lecho. Los materiales que se mueven a lo largo del fondo de una corriente constituyen la carga de lecho de dicha corriente, en contraste con la carga suspendida y la carga en solución. Las partículas de la carga de lecho se mueven hacia adelante de 3 maneras: por saltación, rodamiento y deslizamiento. Una partícula transportada por saltación salta de un punto a otro del lecho de la corriente; primero levantada por una corriente de agua turbulenta y despedida hacia adelante; a continuación, si es demasiado pesada para mantenerse en suspensión, cae otra vez al fondo en algún sitio, corriente abajo. Algunas partículas son excesivamente grandes y pesadas para ser levantadas, aun momentáneamente, por la corriente; pero pueden ser empujadas y llevadas a lo largo del lecho de la corriente y, de acuerdo con su forma, moverse hacia adelante, ya sea por rodamiento o por deslizamiento.

Las partículas se mueven generalmente rodando o deslizándose unas sobre otras en velocidades bajas. Sin embargo, cuando las velocidades aumentan, arenas e incluso gravas pueden ser transportadas en suspensión.

Proceso de sedimentación

De acuerdo con la literatura algunos investigadores mencionan que el proceso de la sedimentación en los cauces se debe principalmente a la degradación aguas abajo del embalse y la sedimentación aguas arriba del embalse, Campos A. F. (1980) Fan J. and Morris (1992) y Hotchkiss .R. H. (1995), debido a la construcción de presas, reduciendo así la velocidad del flujo y provocando que la mayor parte de los sedimentos se deposite en el vaso.

Cuando las aguas superficiales erosionan la cuenca hidrológica, se originan los sedimentos. Los sedimentos se transportan hacia aguas abajo, pero los embalses de las presas impiden el paso, porque se van acumulando, Marengo M. H. y Barragan C. (2000).

Existen una gran variedad de sedimentos abrasivos y cohesivos, en los se pueden incluir cantos rodados, gravas, arenas finas, limos y otros materiales cohesivos. Marengo M. H. y Barragan C. (2000).

La forma en que distribuyen los sedimentos en el embalse depende de varios factores relacionados entre sí, como pueden ser la forma geométrica del embalse, las

características de operación, las propiedades del sedimento, el tiempo de permanencia del sedimento del embalse y la relación entre la capacidad del embalse y la entrada del flujo a éste, Marengo M. H. y Barragán C. (2000).

Es importante que los nuevos proyectos de presas, construyan desagües de fondo (independientemente del tipo de presa), tomando en cuenta desde el diseño, que los materiales abrasivos, cuando se remueven pueden causar severas erosiones a las estructuras terminales por las que pasan, Marengo M. H. y Barragán C. (2000)

Puede decirse que el proceso de la sedimentación en todos los embalses sigue un patrón más o menos común. En este modelo se sigue la secuencia descrita a continuación: Los sedimentos gruesos son depositados en el remanso que forma la corriente al entrar al embalse y al inicio del mismo, formando los denominados deltas y las partículas finas son transportadas dentro del vaso y depositadas en la parte más baja junto a la cortina de la presa, Marengo M. H. y Barragán C. (2000)

Como se sabe al modificar un cauce en la construcción de una obra, se obtienen consecuencias irreversibles, ya que esto impacta ocasionando degradación del lecho y bancos del río por la retención del sedimento aguas arriba. Por lo tanto el hábitat se altera dramáticamente.

El problema se ha venido presentando desde hace mucho tiempo y es por eso que actualmente se han hecho varios trabajos relacionados con este tema, como es el estudio del gasto ecológico. Por tal motivo, cuando se trate de una presa podrían ocuparse los desarenadores como una alternativa para seguir conservando en un cierto porcentaje el hábitat aguas abajo de la presa.

1.2.2 Impacto de los sedimentos en proyectos hidráulicos

Los sedimentos tienen una gran influencia sobre la factibilidad técnica y económica y sobre la operación de proyectos de recursos hídricos y estructuras hidráulicas. La evaluación precisa de esta influencia se hace difícil porque normalmente existen limitaciones significativas en la información básica disponible. De hecho, los sedimentos influyen sobre los embalses en varias formas como se indica a continuación:

- a)** Depositación de sólidos en los embalses con la consiguiente disminución del volumen útil y obstrucción de tomas, estaciones de bombeo, y descargas de fondo, entre otros. Éste es el aspecto más conocido de la acción de los sedimentos en relación con los embalses, que puede resultar muy significativo desde el punto de vista económico, especialmente cuando la operación del proyecto depende en gran medida de la regulación provista por el embalse.
- b)** En la calidad del agua ya que los sedimentos del fondo son mecánicamente removidos y suspendidos en la columna de agua. Aunque los sedimentos más pesados, como gravas y arenas, rápidamente se sedimentan, los sedimentos finos, como arcillas y limos permanecen en suspensión. Estos sedimentos finos son transportados por las corrientes y el oleaje cubriendo grandes áreas. Algunos estudios han reportado hasta 5 kilómetros cuadrados de la nube de sedimentos Morton, (1977), generando turbidez y por ende reducción en la penetración de la luz necesaria para los procesos de fotosíntesis y cambios en el calor de radiación. La turbidez es el cambio físico más importante generado sobre la calidad del agua, Goodwin C. and Micaelis D, (1984).
Es necesario medir los cambios de densidades en la columna de agua, el ph y la temperatura del agua y estimar la nube de sedimentos finos suspendidos que permanecen flotando en la superficie del agua, Fuhrer G. and Evans D. (1990).
- c)** La degradación en el curso del río y sus tributarios aguas arriba y aguas abajo de la presa por efecto de la descarga de agua con mayor capacidad de arrastre de sólidos, lo que puede ocasionar problemas en la operación de la central hidroeléctrica.
- d)** El impacto ambiental causado por los sedimentos acumulados en el embalse.
Para una evaluación adecuada de los efectos descritos, se requiere contar con estimativos suficientemente precisos del tipo, magnitud y variación del transporte de sólidos por las corrientes de agua que llegan al embalse. Además, esto es necesario para planear las medidas de control de erosión en la cuenca del

embalse y para anticipar los efectos de modificaciones en la presa sobre la producción de sedimentos.

Los problemas ocasionados por los sedimentos pueden llegar a tener influencia significativa sobre la factibilidad económica de un proyecto de aprovechamiento hídrico, lo que significa que en tales casos críticos sería necesario estimar la magnitud del transporte con gran precisión. Sin embargo, tanto en estos casos críticos como en la generalidad de los proyectos, es frecuente que la información básica sobre el transporte de sólidos sea muy deficiente en cuanto a su calidad, representatividad y duración.

El caso general ha sido que cuando va a efectuarse el estudio de factibilidad para un proyecto, no se cuenta con datos de transporte de sedimentos en el sitio de interés y para efectos del estudio, la información disponible es la que se obtiene durante el curso del mismo, normalmente un intervalo de uno a dos años. Es de notarse que esta situación no es exclusiva de los países en vía de desarrollo sino que también en muchas presas de países del mundo.

- e) En la dificultad que se tiene para definir la factibilidad de un proyecto, cuando depende fundamentalmente de la apreciación correcta de los sedimentos en el embalse. El transporte de sedimentos es uno de los aspectos más críticos para evaluar su viabilidad, sin embargo, son las contingencias que se presentan después de un periodo de tiempo cuando el recurso hídrico cuyos beneficios potenciales y operatividad son afectados por éste, ver tabla 1.1.y 1.2.

Tabla 1.1 Algunos embalses del mundo con problemas de sedimentación. Fuente: Barragán (2000)

Embalse	País	Capacidad inicial en millones de m ³	Perdida de almacenamiento en %	Tiempo de sedimentación en años
Chir - Yurt	Antes URSS	100	90	5
Uchkurgan	Antes URSS	56	60	7
Golovnaya	Antes URSS	94	60	2
Gumaty	Antes URSS	40	84	9
Zemo - Avchalsk	Antes URSS	112	76	10
Sanmenxia	China	9640	55	10
Hengshan	China	13.3	24	8
Jensanpel	Taiwán	7	60	18
Ho - ku	Taiwán	5.54	14	1
Baria	India	2.4	19	1
Forelxy	India	1.75	55	7
Cresta	Estados unidos	5.2	48	46
Rock Creek	Estados unidos	5.35	58	45

Tabla 1.2 Algunos embalses pequeños de la república Mexicana con problemas de sedimentación. Fuente: Romero, González y Campos, Calahorra y Ponce (1996)

Embalse	Estado	Capacidad inicial en millones de m ³	Perdida de almacenamiento, en %	Tiempo de sedimentación en años
El Niágara	Aguas Calientes	16.500	6.10	22
Abelardo	Aguas Calientes	28.700	24.18	55
La Codorniz	Aguas Calientes	5.340	10.10	17
El Saucillo	Aguas Calientes	6.800	7.35	44
Peña Blanca	Aguas Calientes	4.420	8.30	19
Pilotos	Aguas Calientes	0.816	85.66	10
Ordeña Vieja	Aguas Calientes	4.051	1.90	9
El Cedazo	Aguas Calientes	1.200	36.83	23
Piedritas	Coahuila	22.062	23.50	20
Alto de Norias	Coahuila	2.807	29.75	19
Talamantes	Chihuahua	31.000	7.73	85
Santa Rosa	Jalisco	418.450	38.00	27

Embalse	Estado	Capacidad inicial en millones de m ³	Perdida de almacenamiento, en %	Tiempo de sedimentación en años
La Boca	Nuevo León	17.130	7.55	30
Agualeguas	Nuevo León	10.772	5.46	16
Sombrerete	Nuevo León	5.562	10.09	16
Loma Larga	Nuevo León	4.416	5.12	20
La Soledad	Puebla	6.000	66.66	36
Ojo Caliente	San Luis Potosí	10.255	7.89	17
San Jose	San Luis Potosí	7.5	37.33	70
El Peaje	San Luis Potosí	8.000	17.50	26
Mexquitic	San Luis Potosí	5.000	3.32	56
Álvaro Obregón	San Luis Potosí	3.904	23.69	42
El Tecolote	San Luis Potosí	2.035	4.82	15
La Lajilla	Tamaulipas	6.180	5.87	21
El Chamal	Tamaulipas	8.154	4.51	17
El Oyul	Tamaulipas	10.319	4.55	12
La Loba	Tamaulipas	3.400	32.35	17
Tuxpango	Veracruz	1.500	91.19	81
El Cazadero	Zacatecas	58.100	10.31	21
Tayaugua	Zacatecas	38.190	1.36	14
Palomas	Zacatecas	8.000	14.64	17
Achimec II	Zacatecas	9.000	4.02	14
Tanasco	Zacatecas	10.500	12.89	22
Susticacan	Zacatecas	5.330	1.88	18
Chihulla	Zacatecas	6.000	17.33	16
Víboras	Zacatecas	2.000	21.50	39
Santo Bañuelos	Zacatecas	3.000	0.83	7
Dolores	Zacatecas	4.912	13.64	15

Con todo lo expuesto anteriormente se hace necesaria la remoción de los sedimentos en el embalse; está puede ser mediante la utilización de las estructuras como los desarenadores, pues si bien es cierto que con esta herramienta podemos minimizar el problema, no lo eliminamos del todo pues no existe un método u estrategia que permita eliminar el problema de los sedimentos.

1.3 Vida útil de las presas

El crecimiento humano ha llevado a los ingenieros a la construcción de presas cada vez más grandes que permitan irrigar tierras, tomar agua para consumo humano, municipal e industrial, así como la generación de energía eléctrica tan vital hoy en día, además de ser de gran utilidad para el control de avenidas. Estas razones hacen que las presas en altura, número, tamaño y costo hayan crecido exponencialmente en las últimas décadas.

Es difícil pensar en la vida útil de una presa. Si bien es cierto que se diseñan para cierto periodo de retorno, no existe aún forma de saber a ciencia cierta cuándo dejará de ser útil, pero sí es necesario reducir la deforestación en las cercanías para evitar el escurrimiento de material al fondo de la misma.

El promedio de vida útil de una presa es 55-60 años debido a la erosión mecánica de materiales, la reducción de la capacidad de almacenamiento debido a la acumulación de limo en la parte inferior y otros problemas técnicos. 58% de todas las presas existente en el mundo son todavía jóvenes (de menos de 20 años) 28% de ellos son maduros (por encima de 40 años) 14% de ellos son viejos y deben ser desmanteladas (por encima de 60 años).

En México, estas cifras son muy distintas: casi el 40% de ellos tienen más de 35 años.

1.3.1 Sedimentación aguas arriba de la presa

La sedimentación aguas arriba de la presa se lleva a cabo cuando en una corriente de agua se ve obstruida por la presencia de una estructura, (presa), entonces el sedimento transportado es depositado en el vaso. Como se mencionó anteriormente estos sedimentos forman deltas que consecuentemente traen problemas por el incremento de niveles de la presa provocando desbordamientos y el cambio morfológico del cauce.

1.3.2 Sedimentación aguas abajo de la presa

Los aspectos que se generan aguas abajo de presa por la interrupción de la corriente natural del río tienen una degradación del lecho del mismo. Cuando el sedimento captado aguas arriba es removido provoca una alteración a la morfología del sitio, sin olvidar que provoca un daño fuerte a las especies que habitan en el lugar.

1.3.3 Métodos y sistemas para el control de la sedimentación en embalses

En gran parte del mundo se han propuestos diferentes tipos de prevención y corrección para la remoción de los sedimentos en embalses, y México no es la excepción pues existen presas que presentan este tipo de problemas.

A continuación se explican, los métodos más comunes preventivos y correctivos.

1.3.3.1 Métodos Preventivos

Los métodos preventivos controlan o detienen la entrada de sedimentos al embalse, los cuales dependen de muchos factores como son las características y la localización del embalse con respecto al sistema de corrientes Singh, K. P. and Durgunoglu, Ali. (1991)

Dentro de los métodos preventivos se encuentran principalmente dos, el de reducir la entrada de sedimentos al embalse y el otro es el incrementar la capacidad de almacenamiento inicial, los cuales se describen brevemente a continuación.

Reduciendo la entrada de sedimentos en el embalse.

Se realiza de varias formas como son:

- Manejos comprensivos de la cuenca, por ejemplo reforestación y estabilización de taludes.
- El desvío de cargas pesadas de flujo de sedimento, por ejemplo mediante la construcción de canales de desvío.
- Construcción de pequeñas presas arriba para detener el flujo de los sedimentos.
- Colocando trampas de sedimentos aguas arriba de la presa para detener el paso del sedimento, Moric (1996).

En la figura 1.2 se muestra una esquematización de la reducción de entrada de sedimentos al embalse.

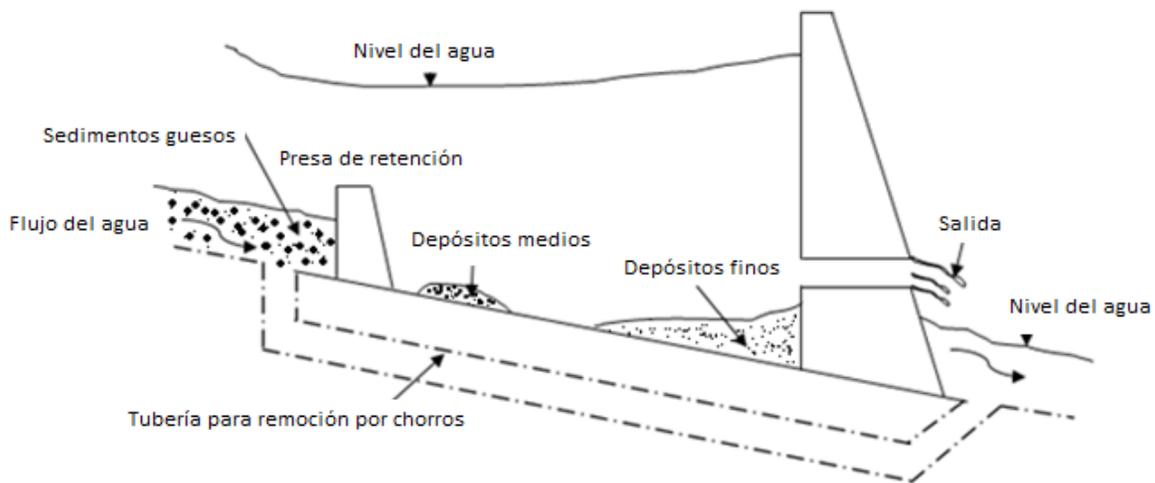


Figura 1.2 Esquema de una presa de retención, para reducir la entrada de sedimento.

Esta medida puede ser llevada a cabo en una gran variedad de formas, por ejemplo levantar el nivel de la presa, la capacidad de almacenamiento de ésta puede ser incrementada significativamente, sin embargo, la suma de área que puede sumergida depende de la geometría y depende del valle. Otra forma fácil de proveer el almacenamiento adicional necesario es construyendo un canal lateral suplementario un canal de almacenamiento del embalse, sin embargo los propietarios tendrán que negociar en lo concerniente a lo económico y al medio ambiente con la nueva capacidad de almacenamiento; Singh y Durgunoglu (1991), Barragán (2000).

Los métodos preventivos tendrán que ser estudiados y analizados para mejóralos, se tendrá la necesidad de verificar su costo - beneficio y su eficiencia; pero habrá que hacer conciencia que a pesar de tener una respuesta positiva de mejora, no será la causa para resolver el problema, el sedimento seguirá acumulándose pero con un periodo más largo.

1.3.3.2 Métodos Correctivos

Estos métodos son los que corrigen las consecuencias que deja a su paso el depósito del sedimento en los embalses, su función principal consiste en remoción de los sedimentos que se depositan en el embalse de la presa, son muy efectivos para la

recuperación de la eficiencia del embalse, y se dividen en tres categorías, Técnicas de dragado, Remoción hidráulica y Remoción por medio de un sifón, a continuación se explica cada uno de estos conceptos.

1.3.4 Técnicas de dragado

El dragado según Roovers M. (1989), se divide en cuatro categorías para la remoción de sedimentos, las cuales son:

1.3.4.1 Dragado por hidrosucción

Estos sistemas remueven los sedimentos depositados o los que entran al embalse usando la energía proporcionada por la diferencia entre el nivel del agua, aguas arriba y el de aguas abajo de la presa. La energía potencial que maneja el agua almacenada y el sedimento dentro de las tuberías para la remoción. Este método no necesita energía externa para transportar los sedimentos, Hotchkiss y Huang (1994 1995); Barragán (2000).

El dragado por hidrosucción usa una tubería cercana al fondo del embalse que se extiende desde los depósitos de sedimentos hasta el punto de descarga. La mezcla de sedimento – agua transportada a través de la tubería es descargada dentro de agua relativamente limpia que pasa de la presa a través de las tomas de salida ó por las turbinas de las plantas hidroeléctricas, Barragán (2000).

Existen dos tipos de dragado por hidrosucción. El primero es cuando los sedimentos depositados son dragados y transportados a la corriente aguas abajo o a un pozo o depósito de tratamiento, como se ve en la figura 1.3.

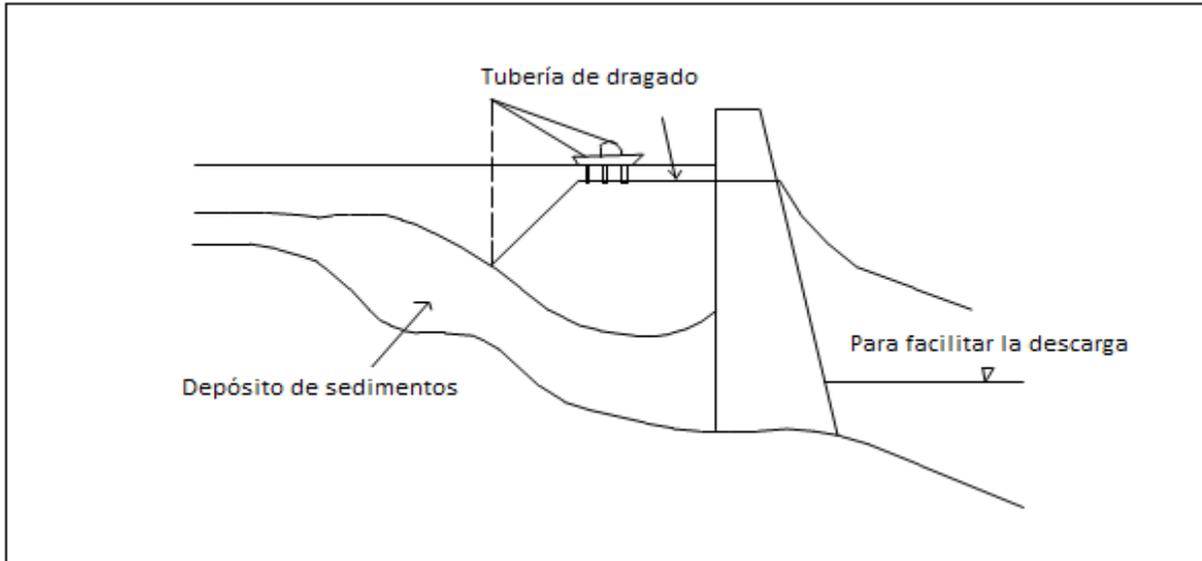


Figura 1.3 Esquema de dragado por hidrosucción con transporte hacia aguas abajo o a pozo de tratamiento.

El segundo método es la hidrosucción por un tubo de paso, en el cual el sedimento que ingresa es transportado fuera de la presa y depositado aguas abajo, como se ve en la figura 1.4 (Hotchkiss y Huang 1995).

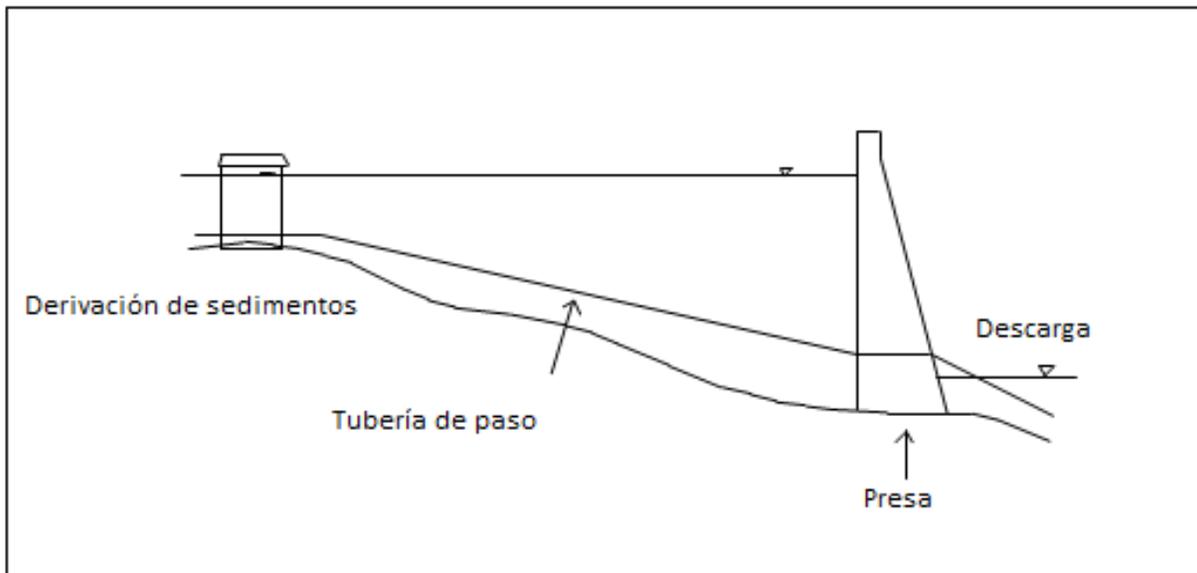


Figura 1.4 Esquema de dragado por hidrosucción con tubería de paso.

El tubo de paso de sedimentos requiere una estructura permanente que excluya el sedimento del flujo que entra e introduce éste a las tuberías de paso. Los excluidores de sedimentos fueron diseñados y usados en algunas décadas en sitios de derivación

en irrigación alrededor del mundo. Para transportar los sedimentos y el agua en un sistema de dragado por hidrosucción generalmente se usan tubos flexibles o rígidos. Los principales componentes para cualquier tipo de dragado por hidrosucción son la toma, la tubería, la válvula y la obra de aprovechamiento.

1.3.4.2 Dragado Mecánico

Los dragados mecánicos (draga de cucharón o draga de escalera) son limitados en lo que se refiere a la profundidad de dragado, como se muestra en la tabla 1.3, pero la mayor desventaja es la turbiedad causada por la operación del dragado y el retorno de los sedimentos al estado de suspensión, lo cual contamina el agua del embalse Roovers M. (1989), Barragán (2000).

Tabla 1.3 Diferentes métodos de dragado.

Método de dragado, mecánico	Profundidad, en m
Dragado por succión	30
Dragado por succión de corte	30
Dragado por succión con bomba sumergible	85
Dragado por cucharón	20
Dragado por escalera	30
Dragado por sistema de grava	150
Dragado por aire	80
Dragado bombas sumergibles	150

1.3.4.3 Bombas Vénturi, neumática y remoción por aire

Las bombas Vénturi, neumáticas y la remoción por aire, requieren una gran cantidad de energía a profundidades substanciales. Estas también consumen una pequeña cantidad de agua, y su eficiencia decrece con el incremento de la cohesión de los depósitos de sedimento. Estas bombas no son capaces de funcionar en suelos cohesivos, Roovers M. (1989).

1.3.4.4 Ganchos de control remoto para limos consolidados

Los ganchos de control remoto para limos consolidados son los que tienen menos desventajas para operaciones de dragado a profundidades substanciales, Roovers M. (1989), sus principales ventajas son:

- El dragado es ilimitado (profundidades hasta de 150 m).
- El sistema es capaz de remover cualquier tipo de sedimento como grava, distintos niveles de rocas y escombros.
- No existe contaminación del agua debido el agua del embalse durante operación del dragado no resulta turbia, ni contaminada por el combustible o lubricantes de aceite.
- La instalación es desmontable y puede ser transportada en camiones a remolque.
- El sistema es fácil de operar, por ejemplo, una computadora controla el ciclo de dragado, así que los clientes personalmente pueden operar eficazmente la instalación.
- No se interrumpe la operación del embalse durante la actividad de dragado.

1.2.4.5 Remoción hidráulica

El control de la sedimentación en embalses por medio de remoción hidráulica ha sido empleado exitosamente en prototipo, para preservar la vida útil de los embalses, no sólo en embalses pequeños (con poca capacidad de almacenamiento) también para grandes embalses (muchas capacidad de almacenamiento). Además, se tiene que bajo condiciones apropiadas pueden ser removidos tanto sedimentos finos (material cohesivo) como los sedimentos gruesos (tamaño de guijarros), Jihn – Sung and Hsieh Shen W. (1996), Barragán (2000), Marengo (2000).

Por otro lado, la erosión de los sedimentos en un embalse debido a la remoción hidráulica puede ocurrir en dos formas diferentes, erosión progresiva y erosión retrograda.

La erosión progresiva empieza al final de un tramo aguas arriba y progresa sucesivamente hacia aguas abajo socavando progresivamente la superficie de los depósitos de sedimento. La erosión retrograda procede en la dirección opuesta,

iniciando en un punto aguas abajo y procediendo hacia aguas arriba. Ésta es más importante en la remoción de sedimentos debido a que es una erosión fuerte y a gran escala, por lo que crea un canal de flujo cortando los depósitos de sedimentos, Jihn – Sung y Hsieh (1996), Barragán (2000), Marengo (2000).

La remoción hidráulica consiste en remover los sedimentos del embalse utilizando los movimientos de turbidez provocados por el régimen de escurrimiento, para socavar los depósitos de sedimentos y pasar la carga de los mismos junto con el agua a través del embalse cuando los desagües de fondo son abiertos, como se muestra en la figura 1.5.

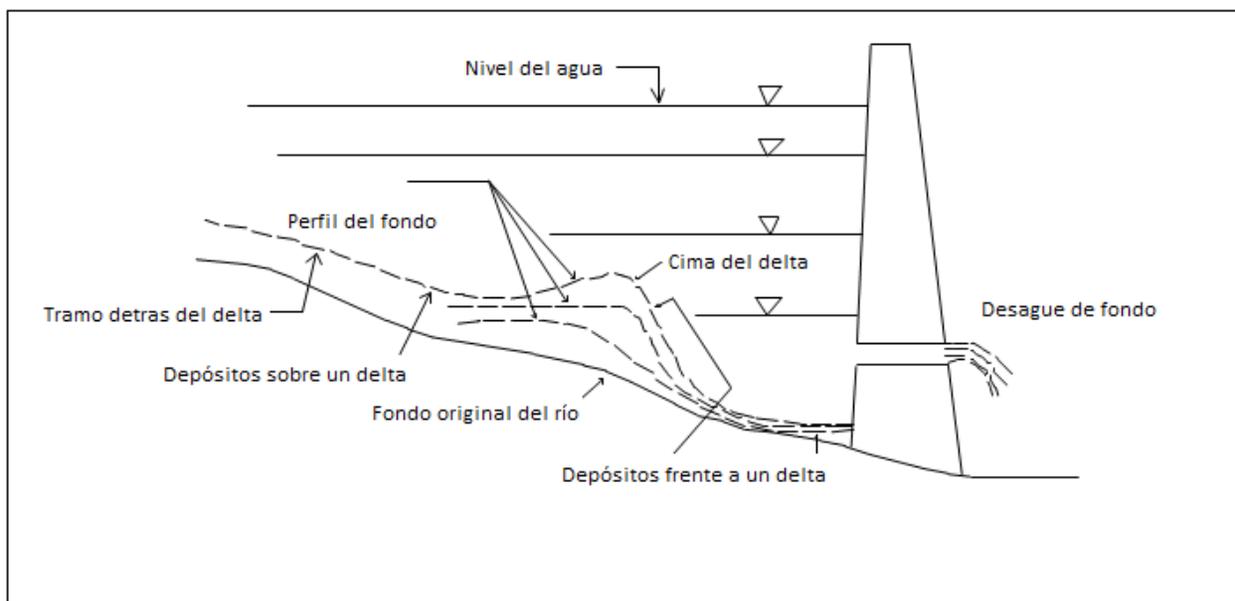


Figura 1.5 Esquema del proceso de remoción hidráulica de sedimentos durante la operación de extracción.

Los niveles de agua del embalse pueden ser disminuidos para remover los depósitos de sedimentos acumulados. De acuerdo con el grado de extracción del agua del embalse, a través del desagüe de fondo pueden ocurrir dos modos de operación de la hidráulica, flujo presurizado (flujo de orificio) y flujo a superficie libre Marengo (2000).

Si la extracción por remoción hidráulica es operada en un embalse con depósitos acumulados en la vecindad de la compuerta del desagüe, estos pueden ser removidos, abriendo dicha compuerta por un corto período de tiempo, bajo la condición de flujo presurizado, ya que bajo esta condición se forma un embudo en forma de cráter (llamado cono de remoción hidráulica) en la vecindad de la compuerta. Una vez que el cono de remoción hidráulica ha sido formado y no existe sedimento moviéndose dentro del cono, el agua fluye a través del desagüe. Esto es porque la formación del cono de

remoción es estable y el sedimento ya no será removido después de su formación. El porcentaje de sedimento removido, bajo esta condición es relativamente pequeño. En general la función del cono de remoción hidráulica es reducir la concentración de sedimento alrededor de la entrada de la toma y prevenir la abrasión por sedimento en las estructuras hidráulicas Jihn – Sung y Hsieh(1996),Barragán (2000).

Fan y Morris (1992), establecieron la siguiente clasificación de los métodos de remoción hidráulica:

1.3.4.6 Remoción de sedimentos durante una avenida

El mayor porcentaje de la carga total de sedimento es transportado por los ríos y descargado a los embalses durante la época de grandes avenidas. Este método propone que se dejen pasar estas avenidas a través de los desagües de fondo que deberán mantener abiertos cuando se presenten. Con esto, el embalse bajará su nivel, ya que se deberá tener una descarga mayor al flujo de entrada, con lo cual se minimiza el almacenaje de avenidas con sedimento, logrando el control de la sedimentación dentro del embalse.

1.3.4.7 Extracción por chorros de agua

Muy similar al método anterior, se diferencia en que este requiere la extracción total del embalse de modo que la fuerza erosiva del flujo del río ocurra, a lo largo del embalse, socavando algunos depósitos de sedimentos por lo que la salida de flujo de sedimento excede el de la entrada. Este método requiere de una extracción mucho mayor que el descrito anteriormente, pero esto es necesario para detener la acumulación de sedimento dentro del embalse.

1.3.4.8 Vaciado del embalse y remoción por chorros

Este método requiere de un embalse totalmente vacío y difiere de los dos métodos anteriores por lo que el periodo de extracción completa ocurre en temporadas de avenidas, para permitir la socavación y el corte de los sedimentos depositados por un tiempo prolongado; los sedimentos pueden ser removidos si las compuertas de los desagües de fondo permanecen abiertas por un periodo de algunas semanas.

La selección del tiempo para el vaciado, y la predicción del tiempo y duración de la remoción por chorros para evacuar los sedimentos son parámetros importantes en la operación del embalse durante la remoción del sedimento.

La máxima recuperación de la capacidad del embalse podría llevarse a cabo si el embalse fuera vaciado antes de presentarse las avenidas, de modo que el agua de las avenidas pudiera emplear su fuerza erosiva más fuerte en los depósitos que todavía no tienen consolidación después del vaciado del embalse.

1.3.4.9 Desfogado de corrientes densas

Este se realiza a través de los desagües de fondo, que se mantienen abiertos cuando las corrientes densas llegan al lugar de la presa. La carga de flujo de sedimentos que pasa por los depósitos y flujos de corrientes densas en la presa acumuladas en lagos fangosos o desfogadas a través de los desagües de fondo, estos últimos deberán ser bien diseñados, como por ejemplo tener una elevación baja para capacidades moderadas para minimizar el remanso del lago fangoso. Con este método no se requiere la extracción de agua del embalse ya que la descarga de sedimento es menor al flujo de entrada al embalse. Esto hace que se reduzca significativamente la acumulación de sedimentos en los embalse, en la figura 1.6 se muestra un esquema del proceso de sedimentación en embalses. Fan y Morris, (1992).

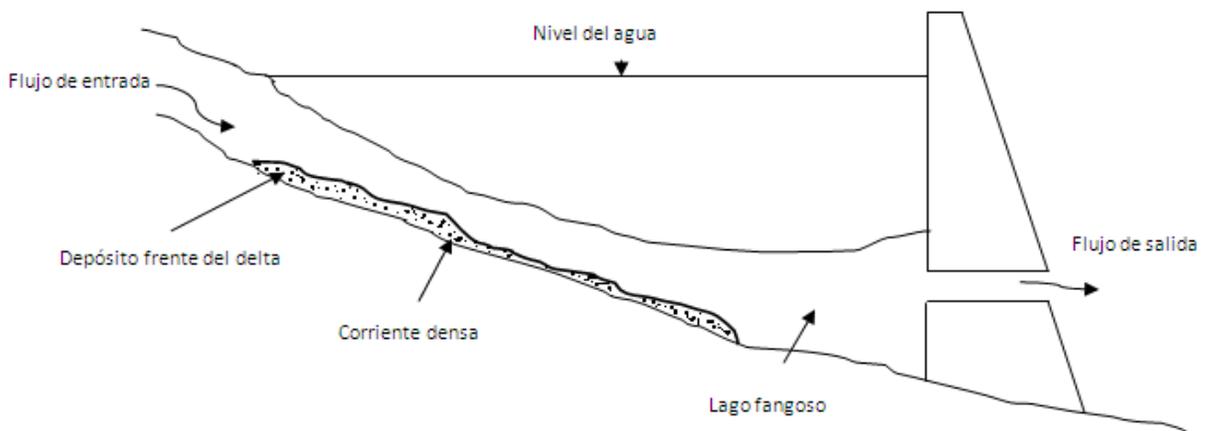


Figura 1.6 Esquema del proceso de sedimentación en un embalse.

A continuación se hace mención sobre la aplicación de la remoción hidráulica en diferentes presas del mundo con grandes resultados:

En México la presa La Soledad ubicada en el estado de Puebla: con este método se logró desazolvar 25.000 m^3 en 24 hrs; la prueba demostró que es posible desazolvar el embalse sin ningún problema de la cortina de arco, de las laderas, ni de las válvulas.

Se indicaba que para el año 2000 la operación de la presa sería incosteable, por el sedimento que entraría a presión atacando las turbinas.

El vaciado consintió en abrir la válvula de medio fondo de la presa. Se realizó un levantamiento batimétrico en la zona crítica después del llenado del vaso comparándolo con otro anterior antes del vaciado. Se encontró que el sedimento de la cola del vaso se traslada a la zona crítica, Fernández E. A (1998).

En china la presa Sanmexia con una capacidad de $9.640 \times 10^6 \text{ m}^3$ perdió alrededor de 55% de su capacidad de almacenamiento en aproximadamente 10 años, sin embargo la adopción de una estrategia de operación modificada para incrementar la extracción por medio de la remoción hidráulica durante avenidas, el embalse se recuperó de 16 a 55%; perdió su capacidad original en cuatro años, Paul C. T. and Dhillón G. S. (1998).

La remoción hidráulica durante avenidas en el embalse de Santo Domingo Venezuela con una capacidad de almacenamiento original de $3 \times 10^6 \text{ m}^3$ con tres desagües de fondo de $3 \times 2.5 \text{ m}$ cada uno logro remover alrededor de 50 ó 60% del sedimento depositado en el embalse en tan sólo tres días, Krumdierck and Chamot P. (1979).

El embalse *Sefid Rud* en Irán con una capacidad original de $1,800 \times 10^6 \text{ m}^3$ durante 20 años de operación perdió el 45% de su capacidad de almacenamiento original. El embalse almacena alrededor del 70% de los sedimentos, pero reduce a un 50% cuando las corrientes densas pasan a través de cinco desagües de fondo, Hassanzadeh, Youssef. (1995), con lo que recupera la capacidad de almacenamiento del embalse.

Una extracción por chorros de agua con la se removió un volumen total de sedimento de $0.382 \times 10^6 \text{ m}^3$, en un periodo de 34 horas, en el embalse de Baira en la India, cuya capacidad original de $2.4 \times 10^6 \text{ m}^3$. En su primer año de vida acumuló un volumen de $0.45 \times 10^6 \text{ m}^3$, por lo cual se llevo a cabo esta extracción.

En el embalse de Chirt – Yury en la ex - Unión Soviética. Con la extracción por chorros de agua con la se removió más de $8 \times 10^6 \text{ m}^3$. De sedimentos en cuatro días de operación lográndose recuperar el funcionamiento normal del embalse, satisfaciendo la necesidades de los usuarios, Voro'ev. A.s. (1982)

De la aplicación de los tres primeros métodos, la extracción hace que no sea factible para grandes embalses donde la capacidad de almacenamiento se logra en muchos años y para los cuales podría ser adoptada el desfogue de corrientes densas. Sin embargo, la sedimentación disminuirá progresivamente la capacidad de los embalses, incluso los más grandes hasta que el almacenamiento logrado en muchos años no esté disponible, por lo que también en estos embalses podrían implementarse estos métodos, Fan y Morris (1992).

Comenta Roovers M. (1989), y Fan & Morris (1992) que algunas desventajas en la aplicación de estos métodos, es que debido a la reducción del almacenamiento en los embalses la operación del mismo será interrumpida por un periodo de tiempo. Otro problema podrían ser los depósitos de sedimentos aguas abajo del embalse de la presa, además de presentarse una gran turbiedad.

La combinación de las alternativas de incrementar el paso de sedimento por los embalses durante avenidas que acarrear grandes volúmenes de sólidos junto con la de remover hidráulicamente los sedimentos en los embalses y remover los sedimentos por medio de corrientes densas, se han empleado en varias partes del mundo, dando resultados muy atractivos por lo cual se debería utilizar tanto en México como los países en desarrollo. Sin embargo, debido a medidas de orden ecológico, como sucede en Estados Unidos, no permiten retirar más sedimento que el que entra, por lo que se debe remover el azolve hasta cierto nivel y esperar la presencia de avenidas para pasar el mayor volumen posible de sólidos Marengo (2000). Además de que el material está sujeto a un grado de compactación al transcurrir cierto tiempo debido al cambio de niveles de la presa, lo que induce a problemas de almacenamiento y el retiro de material solido depositado en el embalse, Gracia, S. J. (1987).

Para la selección del tipo de método que se requiere utilizar en la remoción y manejo de los sedimentos se hace necesario contar con información necesaria del tipo de sedimento del lugar en cuestión.

1.3.4.10 Remoción por medio de un sifón

Dentro de los métodos de remoción de sedimentos no cohesivos existe el denominado sifón en flujo crítico, el cual succiona desde el fondo del embalse el sedimento. También remueve al mismo (por medio de un chorro de agua) sobre la cresta de la presa y dentro del río aguas abajo de la presa como se muestra en la figura 1.7. La ventaja de estos es que puede ser instalado en cualquier parte y expulsarlo si fuera necesario. La capacidad del sifón se determina por la carga disponible y por el diámetro de las mangueras, Rehbinder. G. (1994).

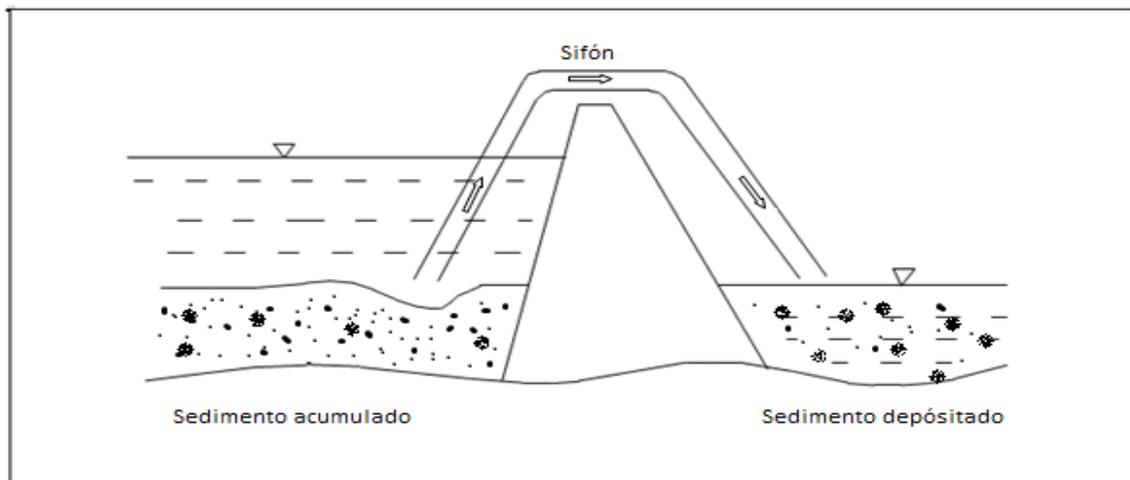


Figura 1.7. Esquema de remoción de sedimento del fondo de un embalse sobre la cresta de la presa con un sifón.

La desventaja de este método radica en que es aplicable sólo a presas pequeñas ($H < 10$ m) y su efecto es muy local.

1.4 Generalidades sobre ingeniería de presas

Las presas son estructuras hidráulicas de contención que permiten conseguir niveles de inundación previstos y el embalsamiento de las aguas.

Normalmente una presa se clasifica por su tipo y aprovechamiento. Las más comunes son para generar electricidad (hidroeléctrica), de riego y agua potable (derivación).

1.4.1 Tipos de presas, Vega R. O. y Arreguín C, F. I. (1987)

Las presas se clasifican según su altura, la forma de su estructura y los materiales empleados. Las grandes presas pueden ser de hormigón o de elementos sin trabar. Las presas de hormigón más comunes son de gravedad, de bóveda y de contrafuertes. Las presas de elementos sin trabar pueden ser de piedra o de tierra.

También se construyen presas mixtas para conseguir mayor estabilidad. La elección del tipo de presa más adecuado para un emplazamiento concreto se determina mediante estudios de ingeniería y consideraciones económicas (el costo de la presa depende de la disponibilidad de los materiales para su construcción y de las facilidades para su transporte). Las características también son factor determinante a la hora de elegir el tipo de estructura. A continuación se definirá cada uno de estos tipos de presa.

1.4.1.1 Presas de gravedad

Las presas de gravedad son estructuras de hormigón de sección triangular; la base es ancha y se va estrechando hacia la parte superior; la cara que da al embalse es prácticamente vertical. Vistas desde arriba son rectas o de curva suave.

La estabilidad de estas presas radica en su propio peso. Es el tipo de construcción más duradero y el que requiere menor mantenimiento. Su altura suele estar limitada por la resistencia del terreno.

Un ejemplo de este tipo de presas es la presa Grande Dixence, en Suiza (1962), la cual tiene una altura de 284 m y es una de las más grandes del mundo.

1.4.1.2 Presas de bóveda

Este tipo de presa utiliza los fundamentos teóricos de la bóveda. La curvatura presenta una convexidad dirigida hacia el embalse, con el fin de que la carga se distribuya por toda la presa hacia los extremos.

En condiciones favorables, esta estructura necesita menos hormigón que la de gravedad, pero es difícil encontrar emplazamientos donde se puedan construir.

1.4.1.3 Presas de contrafuertes

Las presas de contrafuertes tienen una pared que soporta el agua y una serie de contrafuertes o pilares, de forma triangular, que sujetan la pared y transmiten la carga del agua a la base.

Hay varios tipos de presa de contrafuertes: los más comunes son de planchas uniformes y de bóvedas múltiples.

En las de planchas uniformes el elemento que contiene el agua es un conjunto de planchas que cubren la superficie entre los contrafuertes.

En las de bóvedas múltiples, éstas permiten que los contrafuertes estén más espaciados.

Estas presas precisan de un 35 a un 50% de incremento del hormigón que necesitaría una de gravedad de tamaño similar aunque a pesar del ahorro de hormigón las presas de contrafuertes no son siempre más económicas que las de gravedad, ya que el costo de las complicadas estructuras para forjar el hormigón y la instalación de refuerzos de acero suele equivaler al ahorro en materiales de construcción. Este tipo de presa es necesario en terrenos poco estables.

1.4.1.4 Presas de tierra

Las presas de tierra y piedra utilizan materiales naturales con la mínima transformación, aunque la disponibilidad de materiales utilizables en los alrededores condiciona la elección de este tipo de presa.

El desarrollo de las excavadoras y otras grandes máquinas ha hecho que este tipo de presas compita en costos con las de hormigón.

La escasa estabilidad de estos materiales obliga a que la anchura de la base de este tipo de presas sea de cuatro a siete veces mayor que su altura. La cuantía de filtraciones es inversamente proporcional a la distancia que debe recorrer el agua; por lo tanto, el ancho base debe estar bien asentada sobre un terreno cimentado.

Las presas de tierra pueden estar construidas con materiales impermeables en su totalidad, como arcilla, o estar formadas por un núcleo de material impermeable reforzado por los dos lados con materiales más permeables, como arena, grava o roca, el núcleo debe extenderse mucho más abajo de la base para evitar filtraciones.

Según la altura la clasificación continúa de la siguiente forma.

1.4.1.5 Presa altas

Las presas se pueden considerar altas si sobrepasan los 75 m de altura. La seguridad requerida por la presa adquiere más importancia a medida que aumenta su altura.

1.4.1.6 Presas intermedias

Las presas tienen una altura comprendida entre 25 m y 75 m.

1.4.1.7 Presas bajas

Presas menores de 25 m pueden clasificarse como bajas. Una presa derivadora puede tener alrededor de tres metros de altura. El daño por la falla de una presa baja puede limitarse a la destrucción de la presa misma.

Cabe hacer mención que para los estudios de comportamiento a nivel mundial se han reportado 15,800 grandes presas, distribuidas en 33 países hasta 1975 (Laginha 1984), como se muestra en la tabla 1.4, en la que se indican cuatro tipos de presas de concreto: gravedad (G), arco y arcos múltiples (A), contrafuertes (C), mampostería (M) y dos tipos de materiales sueltos; tierra (T) y enrocamiento (E).

TABLA 1.4 Distribución de 15,800 grandes presas construidas en el mundo por tipo de presa

TIERRA Y ENROCAMIENTO 10 650 (67.4%)			CONCRETO Y MAMPOSTERÍA 5150 (32.6%)		
T	E	G	A	C	M
9890 (62.6%)	760 (4.8%)	3970 (25.1%)	760 (4.8%)	280 (1.8%)	140 (0.9%)

Fuente: Ingeniería hidráulica en México Marengo (1998)

1.5 Generalidades sobre desarenadores

1.5.1 Descripción general de los desarenadores

Se llama desarenador a una obra hidráulica que sirve para separar y remover el material sólido que lleva el agua de un canal. Los desarenadores cumplen una función muy importante y por esto, salvo casos especiales de aguas muy limpias, debe considerárseles como obras indispensables dentro de los proyectos de utilización de recursos hidráulicos.

El desarenador normalmente es un canal a cielo abierto o conductos cerrados como túneles y pueden estar equipados con mecanismos. Como se mencionará más adelante en este capítulo, sólo se equipan los desarenadores con aireación con movimiento en espiral. En casi todo el mundo son más recomendados los de canal a cielo abierto, de sección cuadrada o rectangular. Este tipo de sección cuenta con la ventaja de poder ser operado con compuertas radiales o agujas, las cuales permiten la liberación del material depositado con cierta carga de agua; además, para su operación cuenta con una mayor área para la extracción del material depositado en el embalse. Por otra parte es necesario que para su ubicación se consideren los aspectos topográficos aguas arriba y abajo. Lo cual ocasiona que este tipo de obras en general se compliquen, pues implica grandes inversiones y la posibilidad de bajar la producción de la presa para la que se diseñó.

En el caso particular de las centrales hidroeléctricas, si el desarenador no tiene la eficiencia requerida genera desgaste acelerado de las turbinas; en otros casos ocasiona obstrucción de sistemas de riego tecnificado, erosión de estructuras hidráulicas posteriores al desarenador, reducción de la capacidad de los canales con el consecuente riesgo de inundación (debido a los grandes volúmenes de sedimentos depositados en el fondo), e imposibilidad del consumo directo del agua, entre otros.

1.5.1.1 Elementos de un desarenador convencional

Para cumplir su función, el desarenador se compone de los siguientes elementos:

a. Transición de entrada: une el canal con el desarenador.

b. Cámara de sedimentación: lugar en el cual las partículas sólidas caen al fondo, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección transversal.

Según Sparrow A.E. (2008) las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias son:

- Para la arcilla 0.081 m/s.
- Para la arena fina 0.16 m/s.
- Para la arena gruesa 0.216 m/s.

c. Vertedero: al final de la cámara se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal. Las capas superiores son las que primero se limpian, es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que, hasta donde sea posible, debe trabajar con descarga libre.

También, mientras más pequeña es la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastran. Como máximo se admite que esta velocidad puede llegar a 1 m/s.

d. Compuerta de lavado o fondo: sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta, al fondo del desarenador se le da un gradiente fuerte del 2 al 6%. El incremento de la profundidad obtenido por efecto de este gradiente no se incluye en el tirante de cálculo, sino que el volumen adicional obtenido se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas entre dos lavados sucesivos.

Es necesario hacer un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que trae el agua para asegurar una adecuada capacidad del desarenador. Y sea innecesario lavarlo con demasiada frecuencia. Para lavar una cámara del desarenador se cierran las compuertas de admisión y se abren las de lavado con lo que el agua sale con gran velocidad arrastrando la mayor parte de los sedimentos. Entre tanto el caudal normal sigue pasando al canal sea a través del canal directo o a través de otra cámara del desarenador.

e. Canal directo: por el cual se mantiene el servicio mientras se está lavando el desarenador. El lavado se efectúa generalmente en un tiempo corto, para reparación o

inspección, es necesario secar la cámara del desarenador, el canal directo que va por su contorno, permite que el servicio no se suspenda. Con este fin, a la entrada se colocan dos compuertas una de entrada al desarenador y la otra al canal directo. En el caso de ser el desarenador de dos o más cámaras, el canal directo ya no es necesario pues una de las cámaras trabaja con el caudal total mientras la otra se lava.

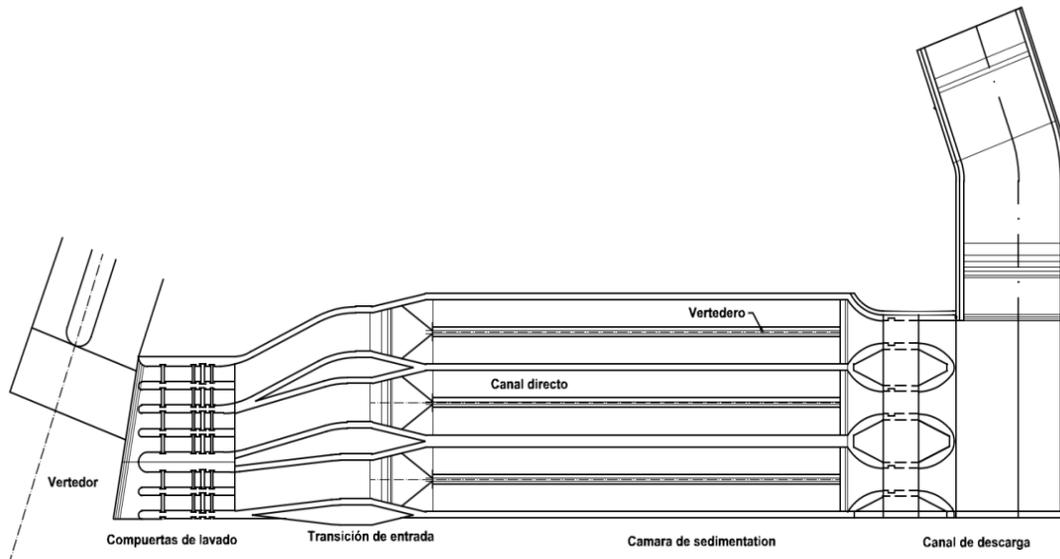


Figura 1.8 Esquema que muestra un desarenador convencional.

1.5.1.2 Principio de funcionamiento de un desarenador

Las condiciones dinámicas de una corriente, en especial la velocidad, son responsables del arrastre de los materiales depositados en el embalse, la capacidad de transportar el sedimento en suspensión o retenido, varía por su grado de turbulencia. El movimiento de estos materiales es logrado por alteración del régimen dinámico de la corriente del agua.

1.5.1.3 Tipos y clases de desarenadores

Existen diferentes tipos y clases de desarenadores algunos de los cuales se mencionarán a continuación, Sparrow (2008).

Desarenador longitudinal

Su funcionamiento se basa en la reducción de la velocidad del agua y de su régimen de escurrimiento (laminar, turbulento y de transición), permitiendo así que el material sólido

transportado en suspensión se deposite en el fondo, de donde es retirado periódicamente. Normalmente se construyen dos estructuras paralelas, para permitir la limpieza de una de ellas mientras la otra sigue trabajando (ver figura 1.9).

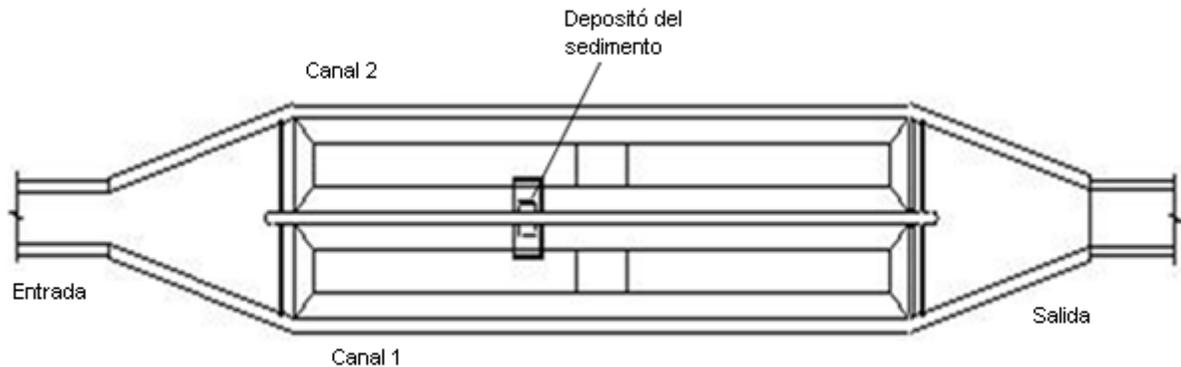


Figura 1.9 Esquema de un desarenador longitudinal, en paralelo.

Desarenador convencional

Es de flujo horizontal y el más utilizado en nuestro medio. Las partículas se sedimentan al reducirse la velocidad con que son transportadas por el agua. Son generalmente de forma rectangular y alargada, dependiendo en gran parte de la disponibilidad de espacio y de las características geográficas. La parte principal de éstos es el volumen útil donde ocurre la sedimentación (ver figura 1.10).

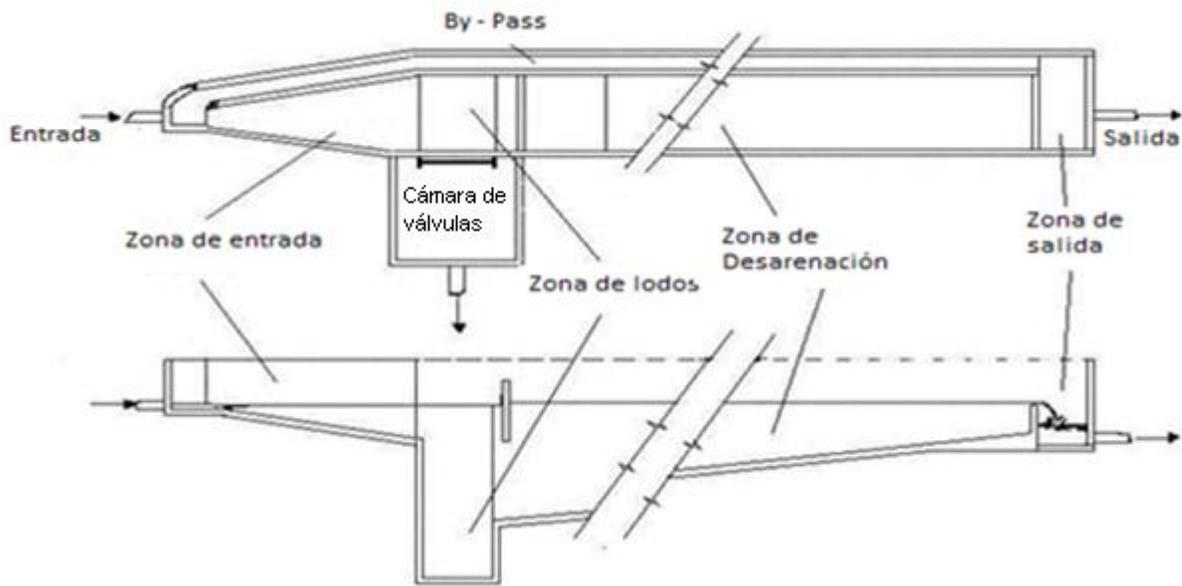


Figura 1.10 Esquema de un desarenador convencional y flujo horizontal.

Desarenadores de flujo horizontal

En los desarenadores de flujo horizontal, el agua pasa a través de la cámara en dirección horizontal; la velocidad lineal del flujo se controla con las dimensiones del canal, ubicando compuertas especiales a la entrada para lograr una mejor distribución del flujo o utilizando vertederos de salidas con secciones especiales.

Desarenadores de flujo vertical

En este caso, el flujo se efectúa desde la parte inferior hacia arriba. Las partículas se sedimentan mientras el agua sube. Pueden ser de formas muy diferentes: circulares, cuadrados o rectangulares (ver figura 1.11).

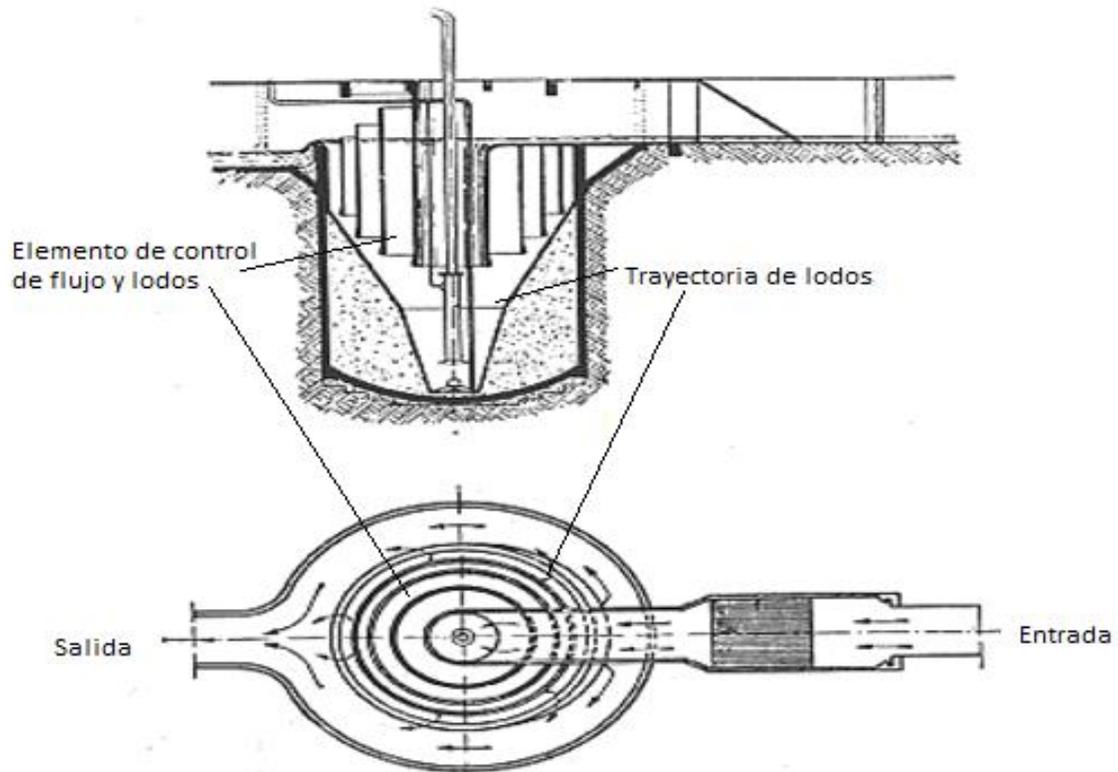


Figura 1.11 Esquema de un desarenador tipo vertical.

Se construyen cuando existen inconvenientes de tipo locativo o de espacio. Para su funcionamiento necesita de aireación y su uso es muy complejo por los parámetros de diámetros a sedimentar. Se utilizan en fuentes de tratamiento.

Desarenadores tipo Vórtice

Los sistemas de desarenación del tipo vórtice se basan en la formación de un vórtice (remolino) inducido mecánicamente, que captura los sólidos en la tolva central de un tanque circular. Los sistemas de desarenador por vórtice incluyen dos diseños básicos: cámaras de fondo plano con abertura pequeña para recoger la arena y cámaras con un fondo inclinado y una abertura grande que lleva a la tolva. A medida que el vórtice dirige los sólidos hacia el centro, unas paletas rotativas aumentan la velocidad lo suficiente para levantar el material orgánico más liviano y de ese modo retornarlo al flujo que pasa a través de la cámara de arena, (ver figura 1.12).

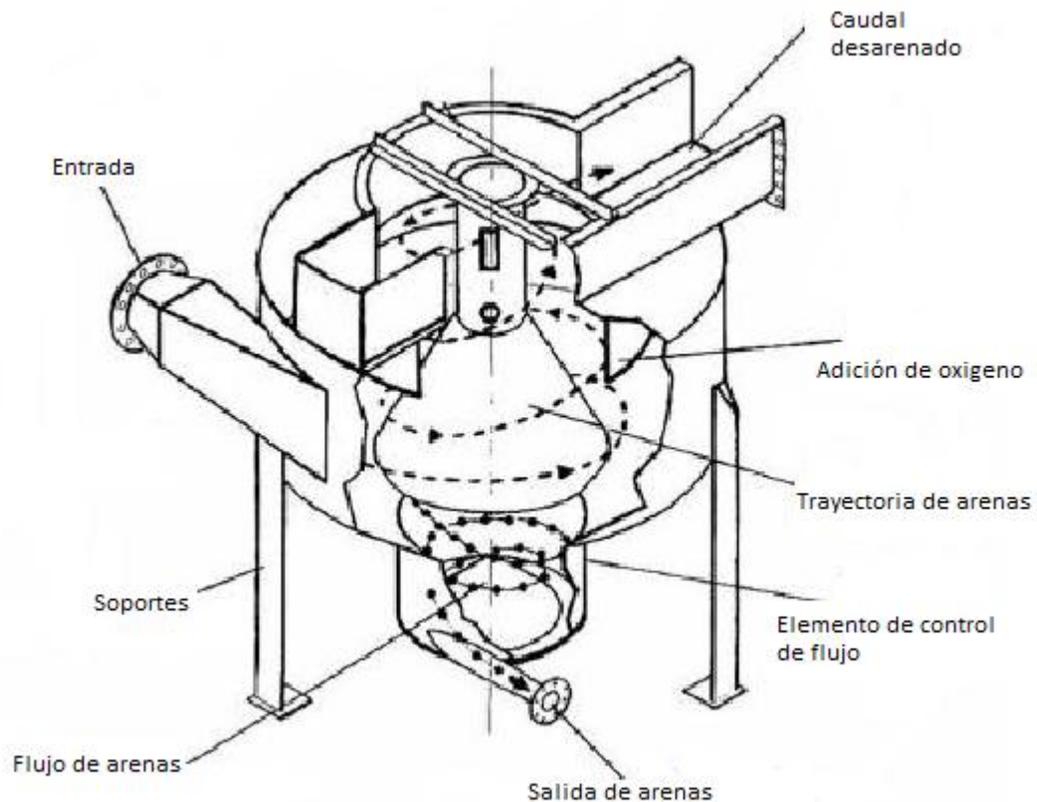


Figura 1.12 Esquema de un desarenador tipo Vórtice.

Desarenadores de alta rata

Consiste básicamente en un conjunto de tubos circulares, cuadrados o hexagonales o simplemente láminas planas paralelas, que se disponen con un ángulo de inclinación con el fin de que el agua ascienda con flujo laminar. Este tipo de desarenador permite cargas superficiales mayores que las generalmente usadas para desarenadores convencionales.

Clasificación propuesta por Sparrow (2008)

Sparrow A. E. (2008) también propone una clasificación para los desarenadores tomando como base su operación y la velocidad de escurrimiento. A continuación se da una explicación.

a) En función de su operación

- Desarenadores de lavado continuo

Es aquel en el que la sedimentación y evacuación son dos operaciones simultáneas.

- Desarenadores de lavado discontinuo (intermitente)

Es aquel que almacena y luego expulsa los sedimentos en movimientos separados. Son el tipo más común y la operación de lavado se procura realizar en el menor tiempo posible con el objeto de reducir las pérdidas de agua.

b) En función de la velocidad de escurrimiento

- En función de la velocidad de escurrimiento

De baja velocidad $v < 1$ m/s (0.20 – 0.60 m/s)

De alta velocidad $v > 1$ m/s (1 – 1.5 m/s)

c) Por la disposición de los desarenadores

- En serie, formado por dos o más depósitos contruidos uno a continuación del otro.
- En paralelo, formado por dos o más depósitos distribuidos paralelamente y diseñados para una fracción del caudal derivado.

1.5.1.4 Ventajas y desventajas de los desarenadores

Las ventajas o desventajas que enfrenta el ingeniero en el proceso para determinar cuál es la mejor propuesta al momento de seleccionar un desarenador están basadas en el comportamiento de la infraestructura, su uso y el arrastre del material existente en el lugar de la presa. En la tabla 1.5 haremos mención de algunos de los desarenadores citados anteriormente.

Tabla 1.5 Ventajas y desventajas de algunos desarenadores antes mencionados.

Tipo de desarenador	Ventajas	Desventajas
Vórtice	<ul style="list-style-type: none"> • Efectivo con variaciones de flujo. • No hay equipos que necesiten mantenimiento. • Espacio reducido. 	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño patentado. • Costo de adquisición de equipo. • Puede presentar mal funcionamiento con la remoción de material. • Limpieza y supervisión continúa.
Flujo vertical o aireado	<ul style="list-style-type: none"> • Eficiencia para la variación del flujo. • Controlando la aireación permite desalojar pequeñas cantidades de material. 	<ul style="list-style-type: none"> • Genera malos olores. • Consume mucha energía. • Mantenimiento costoso continuo.
Convencional	<ul style="list-style-type: none"> • No necesita diseño complejo para su construcción. • Con buen control no necesita hacer una clasificación posterior a los residuos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Es difícil mantener una velocidad óptima. • Si no se controla el flujo pueden presentarse grandes remociones de material.

Analizando la tabla 1.5 se observa que el desarenador tipo vórtice es el más complejo, tanto por la supervisión como el equipo que lo conforma. Aunque ocupa un espacio relativamente pequeño no deja de ser un desarenador costoso por su diseño.

El de mayor costo sin duda es el de aireación aunque nos permite tener un control eficiente del flujo y de la remoción del material. Es muy complejo debido a su constante mantenimiento.

El desarenador convencional es el que mayor ventaja presenta ya que regula la velocidad de entrada, es fácil de construir y su costo no es tan elevado. Es el que mayor arrastre presenta con su control.

Se ha visto que a la fecha no se ha encontrado un desarenador que presente la más alta efectividad en su función. Sin embargo nos ayudan a la remoción de los sedimentos; sobre todo en las obras de generación. Por otro lado habrá hacer mención que el diseño teórico se basa en una velocidad permisible y de acuerdo al propósito, y a la condición topográfica.

Al elegir el criterio más adecuado para manejar propuestas de construcción es fundamental tomar en cuenta los costos que la hagan más económica.

El método elegido representará una disyuntiva entre el costo de construcción del desarenador y la magnitud del riesgo que se corre. La elección adecuada reducirá al mínimo los daños ocasionados por las avenidas potenciales al trabajo en progreso con el mínimo costo.

1.5.1.5 Comentarios y aspectos generales sobre los desarenadores

Hoy en día existen muchas empresas que se dedican a la construcción y fabricación de desarenadores, la mayoría de estos son utilizados en plantas de tratamiento y riego. Los desarenadores convencionales por lo regular siempre trabajan con los mismos elementos que lo conforman y su adaptación está basada en las condiciones de su uso.

Tiempo que dura la construcción

En el esquema para obras hidráulicas, se trata de seleccionar un conjunto de estructuras con características óptimas considerando la economía y los riesgos que pudieran presentarse. Dichas obras deberán ser tales que se puedan incorporar al programa de construcción con un mínimo porcentaje de pérdidas y retrasos, Posada G. L. (1994).

Régimen de escurrimiento

El azolvamiento que se produce en el embalse, para ser retirado, debe ser encausado y depositado fuera del sitio de la obra. Esto se logra con la construcción de canales sedimentadores y canales de descarga. El flujo desviado puede pasar a través de estos localizados en las márgenes de la obra. La magnitud del escurrimiento para desviar los sedimentos se determina de forma directa por la capacidad de los canales o la altura de la cortina. Al respecto, cabe mencionar que la altura del azolvamiento de la obra juega un papel importante, la cual fija la capacidad hidráulica de la estructura.

Las precipitaciones producidas por las fuertes lluvias que se han presentado en el centro y sureste de México, han provocado que los cauces de los ríos incrementen su nivel provocando grandes inundaciones y en ocasiones el cierre del río, tal como ocurrió

en el año 2008 en Ostuacan, Chiapas, donde se produjo un deslizamiento de la margen derecha del río Grijalva, dando lugar a que el cauce se obstruyera en su totalidad.

Fuente: CFE Noviembre 2009

Magnitud de avenidas

Con frecuencia, en una presa se presentan avenidas excepcionalmente grandes. Está observación está ligada a la extensión del registro previo de avenidas y a la duración del periodo de construcción. En un examen global, y de acuerdo con la práctica usual de la ingeniería, se debe considerar que las obras hidráulicas se diseñan desde el punto de vista hidrológico con períodos de retorno que oscilan entre 30 a 50 años para presas de tierra y enrocamiento, y periodos de retorno de 10 a 10,000 años para las presas de concreto, Marengo M. H. (1994).

Marengo M. H. (1994) recomienda que al elegir la avenida de diseño, se deben considerar los siguientes aspectos:

- El tiempo que dura la construcción de la obra, con el objeto de determinar el número de estaciones en las que se producen avenidas.
- El costo de los posibles daños a la obra completa o en construcción, en caso de llegar a inundarse.
- La seguridad de los trabajadores y de los habitantes aguas abajo, en el caso de falla de la obra y que produzca inundaciones anormales.
- El costo de los retrasos para completar la obra.

Después de considerar los aspectos anteriores, por una parte debe tomarse en cuenta que las avenidas tienen un papel importante para el desalojo del sedimento retenido en un embalse; y por otra que los procesos de sedimentación disminuyen la vida útil de las presas de almacenamiento.

Consecuencias en caso de falla

Aunque en todo proyecto que se desarrolla se debe considerar el aspecto de la seguridad y sus consecuencias en caso de existir una falla, sólo hasta las últimas décadas, en México, se le ha dado una mayor importancia a éste aspecto, Marengo M. H. (1994), presenta en su tesis doctoral titulada “Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas”, algunos aspectos que deben considerarse y las consecuencias que se tendrían en caso de existir una falla.

En la referencia citada se menciona que, *“el conocimiento mundial de los fenómenos hidrometeorológicos está avanzando significativamente, y se puede tener optimismo en cuanto a que los principios básicos de seguridad en presas están establecidos y disminuyen sensiblemente el riesgo de falla. De cualquier forma, a pesar del esfuerzo humano para controlar las grandes avenidas, pueden ocurrir eventos extraordinarios que sobrepasen las expectativas, en cuyo caso puede tenerse un margen de seguridad al instalar un sistema de emergencia aguas arriba y aguas abajo del sitio de la presa como ya se ha hecho en otros países”*.

Agrega que un análisis de seguridad permitirá, sin duda, construir presas más seguras y económicas y tomar en cuenta la confiabilidad que deben tener las estructuras permanentes como las de desarenadores. Concluye que, *“aunque no se han presentado fallas en grandes presas en México por desbordamiento, nuestro país está sujeto a trayectorias ciclónicas que han ocasionado que se presenten eventos que han rebasado las previsiones iniciales en grandes proyectos*.

1.6 Necesidad de implantar desarenadores para la remoción de sedimentos

Cuando hablamos de un desarenador para la remoción de sedimentos en un embalse nos referimos prácticamente a una estructura que hace varias funciones como la de la limpieza o el deslave de la captación de sedimentos retenidos. En México se han utilizado estas estructuras para aliviar el problema de las presas que tienen este tipo de problemas. Este ejemplo de obras se hacen necesarias debido a la demanda de los materiales depositados en los embalses de la presas. Aunque existen otros métodos para la extracción de los sedimentos, la implementación de estas obras permite tener un margen de vida mayor pues siempre está dispuesto para su uso, ya que formaría parte de la presa; no necesitan tratamiento para su uso independientemente del material que transporte. Sin embargo, se deberá tener cuidado para evitar la acumulación de sedimentos en la descarga, ya que normalmente es dirigida al cauce aguas abajo.

Los ingenieros chinos frecuentemente unen la toma de salida aguas abajo a los trabajos de irrigación y esparcen el sedimento llevado en el agua en los campos, con el fin de rellenar la capa vegetal superior, Barragán (2000).

Un área de depósito de sedimentos suele denominarse como cuenca de drenaje o cuenca hidrográfica. La calidad del agua está fuertemente influenciada por el punto de la cuenca en que se desvía para su uso. La calidad de corrientes, ríos y arroyos, varía de acuerdo a los caudales estacionales y puede cambiar significativamente a causa de las precipitaciones y derrames accidentales. Los lagos, reservorios, embalses y lagunas presentan en general, menor cantidad de sedimentos que los ríos, sin embargo están sujetos a mayores impactos. Los cuerpos de agua que presentan poca dinámica tales como lagos y reservorios, envejecen en un período relativamente grande como resultado de procesos naturales. Este proceso de envejecimiento está influenciado por la actividad microbiológica que se encuentra relacionada directamente con los niveles de nutrientes en el cuerpo de agua y puede verse acelerada por la actividad humana.

Visto lo anterior el proceso de sedimentación es un problema que se presenta en la vida útil de las presas y almacenamientos de agua, debido a que crea la inestabilidad y funcionamiento hidráulico de las presas.

Es importante considerar este fenómeno en el diseño y construcción de las presas y almacenamientos de agua debido a los cambios que produce al comportamiento estructural por las cargas estáticas.

Para el desarrollo de este trabajo se utilizará el método de remoción hidráulica con la utilización de desarenadores, ya que se considera uno de los más eficientes para aprovechar la fuerza erosiva del agua. Se utilizará en un modelo físico de laboratorio, equivalente a prototipo para demostrar su funcionalidad.

La propuesta consiste en realizar una investigación que brinde una mayor certeza al realizar el diseño de estas obras. Así se hace necesario tener una mejor apreciación del fenómeno de sedimentación, de conocer sus causas y las distintas formas de cómo prevenirlo y darle un uso provechoso a los sedimentos.

1.7 Ejemplo práctico: C.H. Mazatepec

Las presas que se construyen para algún aprovechamiento hídrico tienen consecuencias después de cierto periodo de vida útil, como es el azolvamiento por materiales depositados en el embalse. Tal es el caso de la C.H. Mazatepec a continuación se da una descripción del porque la necesidad de plantear nuevas estructuras para el alivio de este fenómeno.

La C.H. Mazatepec

En el estado de Puebla sobre el río Apulco se encuentra situada la Central Hidroeléctrica de Mazatepec construida en 1962. En el 2001 el aprovechamiento hidráulico de la central se ha colmado de azolves, presentando serios problemas para la generación de energía eléctrica. A pesar de los diferentes estudios realizados para solventar el problema la C.F.E. ha propuesto que, la nueva captación de la C.H. Mazatepec, se ubique en la margen izquierda del río Apulco, a un lado de la obra de toma actual, conectándose al túnel de conducción hacia la Central Hidroeléctrica, aguas abajo del tapón de concreto hidráulico. El desarenador estaría constituido por la obra de toma actual, que se conectaría a un túnel de eje curvo y fuerte pendiente con descarga al río, aguas abajo de la cortina en arco. La disposición geométrica del desarenador-canal de descarga, se indica en la figura. 1.13.

Tipo de desarenador en la C.H. Mazatepec

De acuerdo con las características del flujo y a la forma de eliminar los sedimentos del desarenador proyectado, éste está formado por dos muros verticales paralelos, y al final por dos compuertas radiales. Uno de los muros aloja las compuertas de la nueva obra de toma, con un umbral a una elevación por arriba de la plantilla del desarenador, ver figura. 1.13.

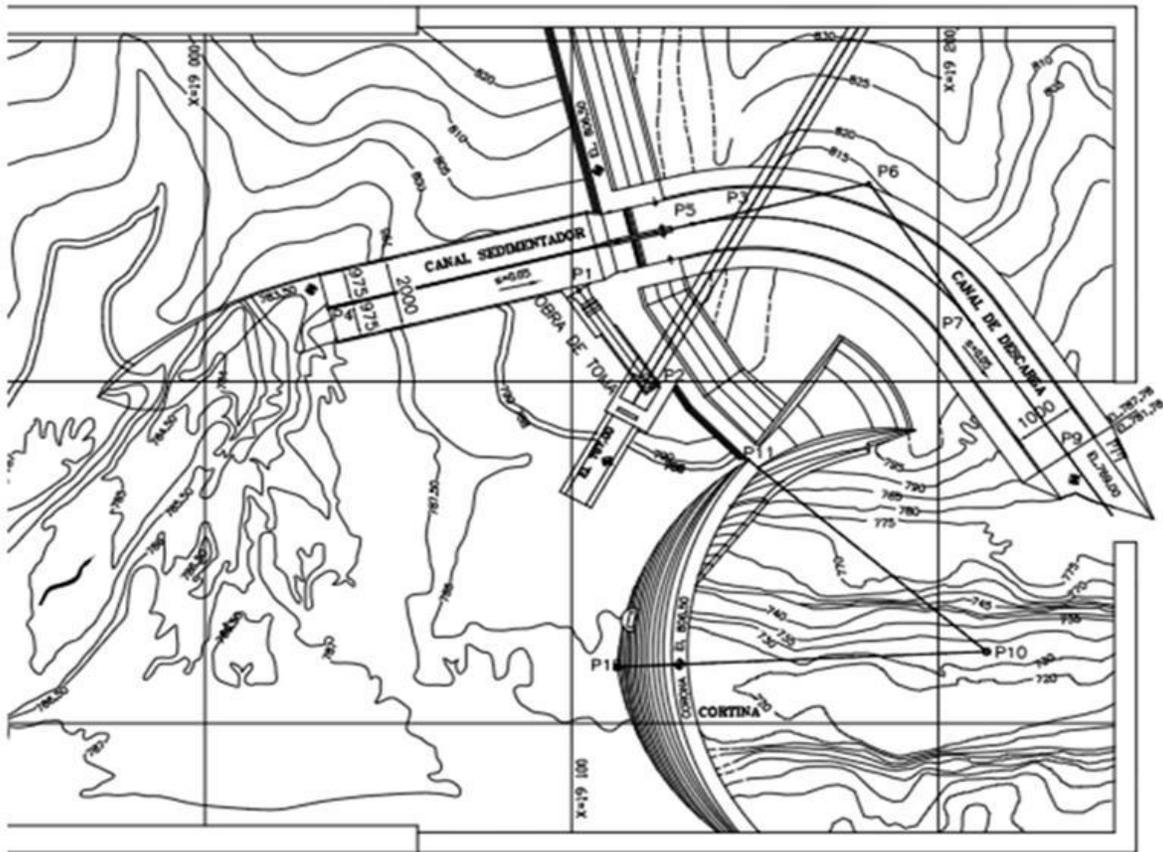


Figura 1.13. Vista de planta de la C.H. Mazatepec con el desarenador. Fuente CFE.

La verificación del estudio del desarenador se hizo posible mediante un modelo físico en el Laboratorio de Hidráulica de CFE, en el año 2004, en las figuras siguientes se muestran algunos aspectos del funcionamiento del desarenador.

En la figura 1.14 se muestra el embalse colmado de azolve con arena Pumitica, colocándole un canal piloto del mismo material para encausar el agua hacia al desarenador

En la figura 1.15 se muestra la estructura de control con las compuertas parcialmente abiertas y el desalajo de agua sedimento.



Figura 1.14 Fotografía Embalse colmado de azolve. Se aprecia el funcionamiento del desarenador.
Fuente CFE (2011).

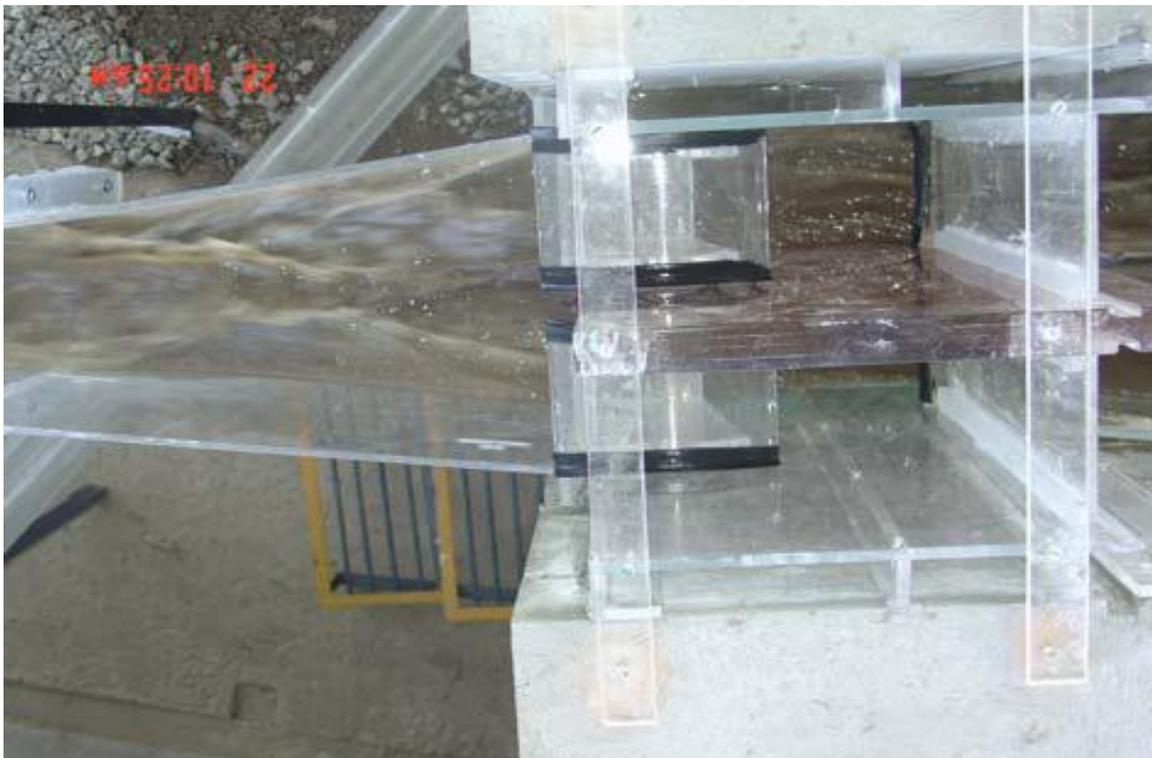
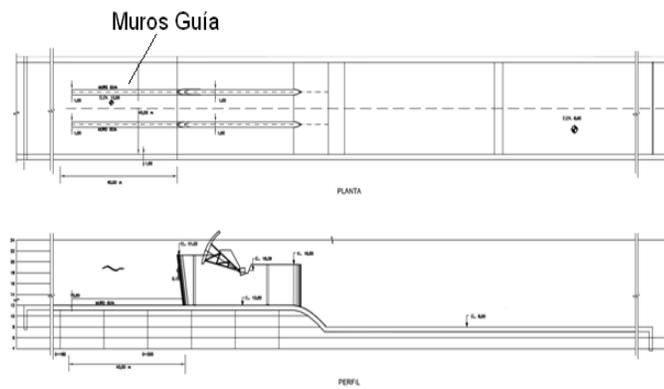


Figura 1.15 Fotografía de las compuertas de control para el azolve. Fuente CFE (2011).

CRITERIO DE DISEÑOS DE DESARENADORES A FILO DE CORRIENTE



CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE DISEÑO DE DESARENADORES.

2.1 Introducción

En este capítulo se presenta una crítica general de los tipos de desarenadores existentes, y se propone que deberían cambiar. Los criterios metodológicos de los criterios de la nueva propuesta para el diseño de desarenadores en las presas de generación, toma como aspecto crucial, el transporte de los sedimentos.

2.2 Consideraciones generales

A. Generalidades

Las partículas sólidas provenientes de la erosión del mismo cauce o de la cuenca originan entre otros aspectos, el depósito de materiales en los embalses de las Presas y en aquellos sitios con baja velocidad, se hace necesaria una limpieza periódica, con las consecuentes interrupciones en el servicio y el costo en su mantenimiento. Problemas que se presentan con mayor frecuencia durante la época de avenidas, al incrementarse el gasto sólido y desechos en la corriente natural.

La captación, integrada por los desarenadores con canal de descarga al cauce eliminaría una parte del sedimento transportado por el flujo.

B. De operación

Para conocer la evolución de los sedimentos depositados en el embalse de una presa se consideran los siguientes aspectos:

- a. El nivel del azolve en el embalse y en el desarenador.
- b. La pendiente del desarenador y canal de descarga.
- c. El inicio del proceso de desazolve con una altura del agua de 4 a 6 m por encima del nivel de azolvamiento.
- d. El gasto de diseño de la obra de toma se debe considerar.

C. Propiedades de los materiales

En un punto cualquiera del río, el material que viene de aguas arriba puede seguir siendo arrastrado por la corriente y cuando no hay suficiente capacidad de transporte éste se acumula dando lugar a los llamados depósitos de sedimentos. El material que se deposita en el embalse de la presa debe ser, clasificado y bien graduado.

2.3 Comentarios generales sobre algunos tipos de desarenadores

Como se ha explicado el desarenador hace la función de trasportar los materiales acumulados en una presa o fuentes de tratamiento de cualquier tipo y uso. A continuación se hace mención de los principales y los más usados en el mundo:

- **Tipo vórtice:** Los sistemas de desarenación del tipo vórtice se basan en la formación de un vórtice (o remolino) inducido mecánicamente. El sedimento que se elimina por el desarenador puede estar libre de materia orgánica o tener un alto porcentaje de ella. El método para la disposición final debe tomar en cuenta, no sólo la cantidad de arena, sino también la cantidad de materia orgánica, especialmente la fracción que es fácilmente putrescible. La arena sin lavado puede contener 50% ó más de material orgánico, mientras que la lavada tiene un máximo del 3%. Así, el procedimiento recomendado es lavar la arena, regresar el agua de lavado al sistema de tratamiento y disponer de la arena.

Comentarios: Este desarenador trabaja en fuentes de tratamiento de aguas residuales y siempre requiere de más mecanismos para ser utilizado por lo que no es muy recomendable. A además casi no toma en cuenta los materiales que deterioran la estructura por su paso. Se propone que se le coloque un canal de llegada con la velocidad mínima que se requiere para el desalojo de los materiales acumulados y finalmente dar el tratamiento a los lodos que provienen del afluente.

- **Desarenadores de flujo vertical:** Se construyen cuando existen inconvenientes de tipo locativo o de espacio; su sección puede ser circular, cuadrada o rectangular. El flujo se efectúa desde la parte inferior hacia arriba. Las partículas se sedimentan mientras el

agua sube. Funciona a sección llena con cualquier caudal tratado. La velocidad ascensional del agua debe ser inferior a la caída de los granos de arena y superior a la de la caída de las partículas de materia orgánica.

Es funcional sólo para tamaños de arena de 0,25-0,50 mm mediante velocidad ascendente de 0,06 m/s, puesto que la velocidad común de caída de materia orgánica es de 0,03 a 0,04 cm/s. La sección de salida superior del desarenadores en varias zonas verticales y a distintas alturas cuyos bordes superiores actúan como vertederos para así solventar el problema de variaciones estacionales de caudal. Por la separación dinámica con procesos de inyección de aire o efectos de separación centrífuga de flujo inducido destacan los desarenadores rectangulares aireados. El aire inyectado provoca una rotación del líquido creando una velocidad constante de barrido de fondo perpendicular a la velocidad de paso, la cual puede variar sin problemas, esto favorece la separación de la materia orgánica que pudieran quedar adheridas a las partículas de arena, y cede una cantidad de oxígeno a la masa de agua, ayudando a mantener las condiciones aeróbicas. La extracción mecánica de la arena es barrida hacia una fosa de recepción de donde se bombea, o bien la extracción se hace directamente por una bomba aspirante.

Comentarios: Como se explicó anteriormente, este tipo de desarenadores utilizado en plantas de tratamiento de aguas residuales. Requiere de mecanismos adicionales para su funcionamiento, aunque es poco común su uso sin embargo existen fuentes que lo trabajan. Por otra parte se considera que el funcionamiento de estos desarenadores es confiable con poca frecuencia de uso, debido a que la capacidad de bomba limita el buen funcionamiento del mismo. Cabe mencionar que la fosa de recepción en la mayoría de los casos no cubre la demanda de los sedimentos pues muchos casos ésta no cumple con su función, y para eliminarlos se considera que la bomba debe trabajar lapsos cortos pero frecuentes, y en la fosa de recepción se debe poner un sistema de automatización el cual está limitada a un cierto nivel que permita desalojar el sedimento acumulado. Su costo generalmente es muy elevado. Y se propone que su sección sea rectangular.

- **Desarenador convencional:** Es el más utilizado en nuestro medio. Las partículas se sedimentan al reducirse la velocidad de transporte del agua. Generalmente son de forma rectangular y alargada, dependiendo de la disponibilidad de espacio y de las características geográficas. También es considerado como desarenador de flujo horizontal. El agua pasa en dirección horizontal y la velocidad lineal del flujo se controla con las dimensiones del canal, ubicando compuertas especiales a la entrada para lograr una mejor distribución del flujo; o utilizando vertederos en las salidas con secciones especiales. Es construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. El desarenador debe ubicarse lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción. El material en suspensión transportado por el agua es básicamente arcilla, arena o grava fina. El diseño del desarenador es necesario para efectuar la remoción de partículas hasta el tamaño de arenas. En la figura 2.1 se presenta un desarenador tipo Horizontal, convencional.



Foto imagen de un desarenador convencional de flujo horizontal.

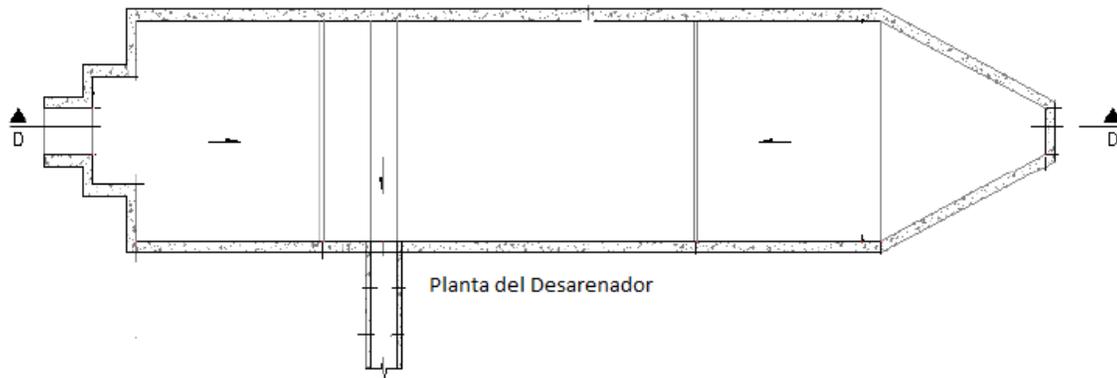


Figura 2.1 Desarenador tipo Horizontal, convencional, en planta.

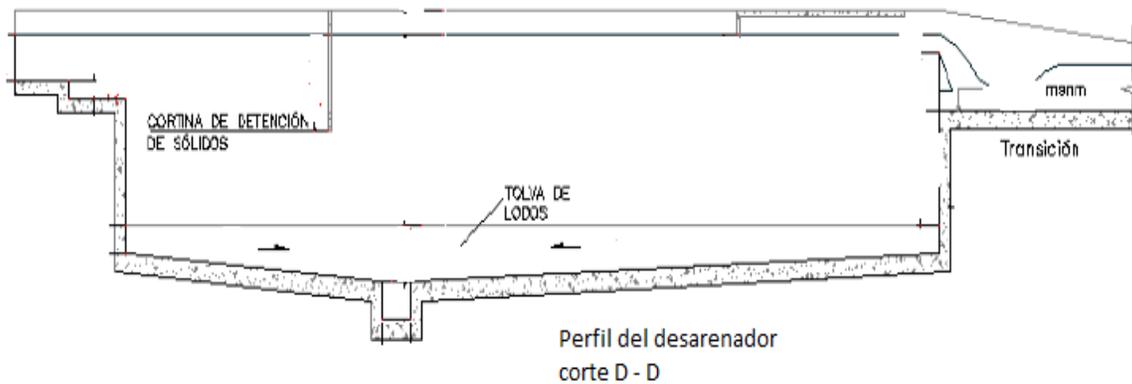


Figura 2.2 Desarenador tipo Horizontal, convencional.

Comentarios: Este desarenador es muy confiable para la remoción de sedimentos. En la práctica los ingenieros han notado que se garantizan las características para las que fue proyectado. Sin embargo la proyección de su estructura abarca en muchas ocasiones cantidades enormes de área lo que conlleva a un elevado costo, dadas las condiciones del sitio donde debe construirse.

Dentro de los casos mencionados se hace necesario el acrecimiento de estas estructuras para la remoción de los azolves que se acumulan por el paso del tiempo en las presas y en zonas de captación para aguas residuales.

En adelante se hará énfasis en el criterio de diseño de desarenadores para las presas de generación.

2.4 Criterios de diseño de desarenadores para obras de generación

Durante muchos años las obras de generación han tenido problemas de azolvamiento en sus cauces, y se han casos muy dramáticos en los que se ha reducido notablemente de vida útil de la presa.

Un desarenador, se diseña para velocidades mínimas entre 0.1 m/s y 0.4 m/s, y con una profundidad media de 1.5 m a 4 m. debe observarse que para una velocidad elegida y un caudal dado, una mayor profundidad implica un ancho menor y viceversa.

La forma de la sección transversal puede ser cualquiera aunque generalmente se escogen una rectangular o una trapezoidal simple o compuesta.

La primera simplifica considerablemente la construcción, pero es relativamente cara pues las paredes deben soportar la presión de la tierra exterior y se diseñan por lo tanto como muros de sostenimiento.

La segunda es hidráulicamente más eficiente y más económica, pues las paredes trabajan como simple revestimiento. Con el objeto de facilitar el lavado, se concentrando las partículas hacia el eje simétrico, y conviene que el fondo no sea plano sino que tenga una caída hacia el centro. La pendiente transversal escogida usualmente es de 1:5 a 1:8. Sin embargo está puede sufrir cambios significativos debidos a la topografía y geología del sitio en donde se construye el canal desarenador, y al considerar las dimensiones del canal y sus componentes.

2.4.1 Diámetro de las partículas a sedimentar

Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partícula, el valor del diámetro máximo de partícula normalmente admitido para plantas hidroeléctricas es de 0.25 mm. Se debe tener en cuenta el usar convenientemente la curva granulométrica representativa del material en suspensión y de fondo para un periodo de retorno equivalente a criterio del diseño (que se sugiere de 50 años). Información básica necesaria para determinar la cámara de colmatación, determinación del periodo de purga y el porcentaje de material en suspensión que no podrá ser retenido. Para proyectar el desalojo del material sólido de diámetro menor, el diseño deberá utilizar otras técnicas sobre la base de experiencias que permitan garantizar la eficiencia en la limpieza.

En sistemas hidroeléctricos el diámetro puede calcularse en función de la altura de caída como se muestra en la tabla 2.1, o en función del tipo de turbina como se muestra en la tabla 2.2, y en la figura 2.3. Se aprecia su proceso de cálculo. También se debe prever a que lugares se va a orientar o depositar los materiales extraídos.

Tabla 2.1 Diámetro de partículas en función de su caída.

Diámetro de las partículas (d) que son retinadas en desarenador, en mm	Altura de caída (H), en m
0.6	100 a 200
0.5	200 a 300
0.3	300 a 500
0.1	500 a 1000

Tabla 2.2 Diámetro de partículas en función de tipo de turbina.

Diámetro de las partículas (d) a eliminar en el desarenador, en mm	Tipo de turbina
1 a 3	Kaplan
0.4 a 1	Francis
0.2 a 0.4	Pelton

La sección más eficiente para extraer los materiales, resulta ser la compuesta por paredes verticales en la parte superior y trapecial en la parte inferior. Sin embargo no siempre es así y todo depende de la topografía del sitio, pero sobre todo del material a extraer. Por ejemplo en casi todas las obras de generación que se han realizado, casien el 75 % de éstas se utiliza un sistema de limpieza que como los sistemas de dragado o hidrosucción, que no son precisamente desarenadores.

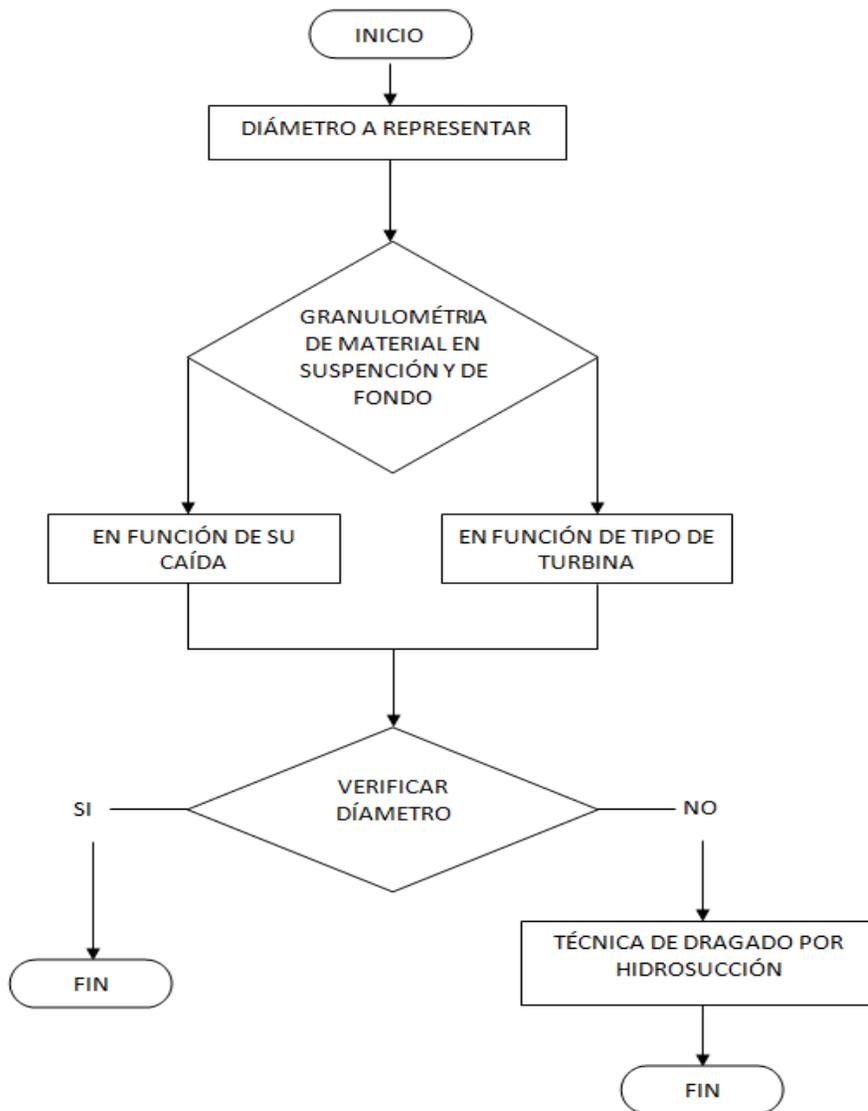


Figura 2.3. Esquema de cálculo del desarenador convencional con base en su diámetro de partícula.

2.4.2 Velocidad de caída de las partículas o velocidad de sedimentación

En la literatura, existen varias fórmulas empíricas, tablas y nomogramas, casi todas consideran para su desarrollo las características del peso específico, de los materiales y del líquido. Además, en esa velocidad influyen condiciones como la cercanía de la partícula con las paredes, el sitio donde caen, y la presencia de otras partículas. La velocidad de caída toma en cuenta no sólo el peso, sino también el tamaño y la forma de la partícula. A continuación se mencionen algunas fórmulas para calcular la velocidad de caída:

El Manual criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico (2010) suscribe que para la fórmula de Rubey, W. (1933), la velocidad de sedimentación de partículas naturales con tamaño entre limos y gravas la expresión siguiente.

$$V_s = F_1 [g\Delta d]^{1/2} \quad 2.1$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g\Delta d^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g\Delta d^3}} \quad 2.2$$

Donde:

V_s : Velocidad de caída, en cm/s.

d : Diámetro de la partícula, en mm.

$\Delta = \frac{\gamma_s \gamma}{\gamma}$ Peso específico de agua y del material en kg/cm³.

ν : Viscosidad cinemática, en m²/s.

F_1 : Factor que se obtiene en función del diámetro de la partícula utilizando la ecuación 2.2 y la grafica 2.4

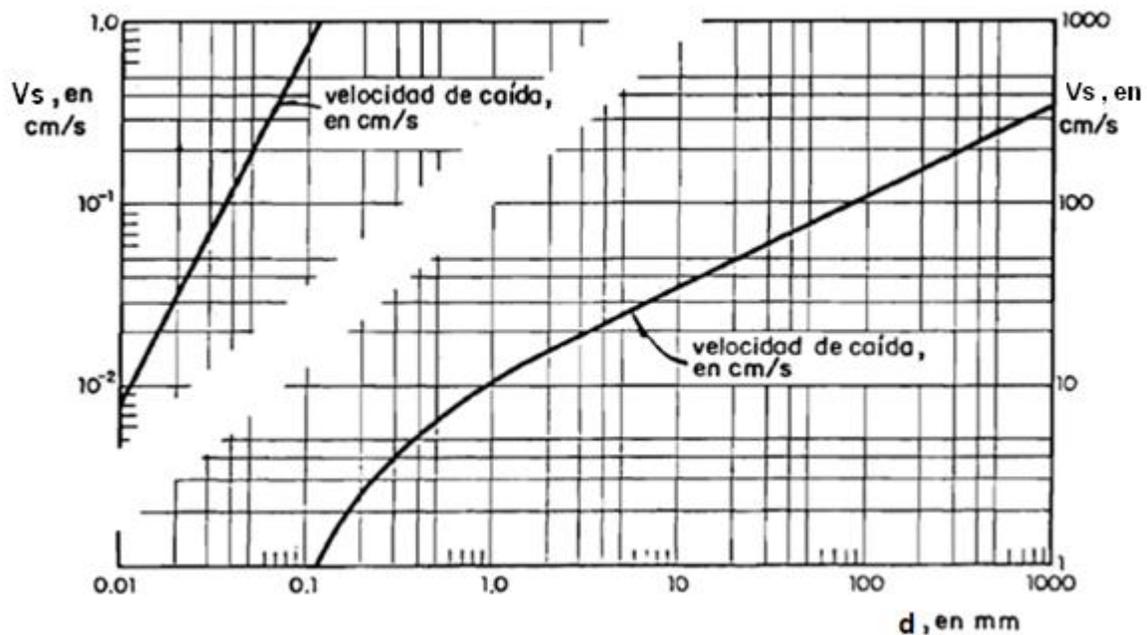


Figura 2.4. Se muestra la curva correspondiente a la ecuación 2.1, Rubey (1933).

El manual de criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico (2010) suscribe que la fórmula de Owens, que para obtener la velocidad de sedimentación una constante K, por su forma y naturaleza del sedimento, basado en expresión siguiente.

$$V_s = k \sqrt{d(\gamma_s - 1)} \quad 2.3$$

Donde:

Vs: Velocidad de sedimentación, en m/s

d: Diámetro de partículas, en m

γ_s : Peso específico del material, en g/cm³

k : Constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos, sus valores se muestra en la tabla 2.3 Forma y naturaleza.

Tabla 2.3 Se muestra los valores de K de a cuerdo a su forma y naturaleza según Owens.

Forma y naturaleza	K
Arena esférica	9.35
Granos redondeados	8.25
Grano de cuarzo d > 3 mm	6.12
Grano de cuarzo d > 0.7 mm	1.28

Manual criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico (2010) suscribe La fórmula de Scotti - Foglieni para obtener la velocidad de sedimentación.

$$V_s = 3.8 \sqrt{d} + 8.3 d \quad 2.4$$

Donde:

Vs : Velocidad de sedimentación, en m/s

d : Diámetro de partículas, en m

Comentarios:

Maza A. J.A. y M. García F. (1996), para determinar la velocidad de sedimentación Vs, de partículas de diámetro d propusieron la siguiente ecuación.

$$V_s = 4.71 \Delta^{1/2} d^{0.35} Rh^{0.15} \quad 2.5$$

Donde: Rh = Radio hidráulico 2.6

Las fórmulas presentadas son fórmulas empíricas y construidas por autores citados, y aunque han sido de mucha utilidad se recomienda verificarlas en un laboratorio.

2.4.3 Dimensionamiento del canal desarenador

Lo que se considera importante para el dimensionamiento de un desarenador, es la velocidad de sedimentación y el diámetro de las partículas. Existe poco auge en los criterios para el cálculo del dimensionamiento de los desarenadores. A continuación se presenta dicho criterio.

Ancho del desarenador

$$b = \frac{Q}{hv} \quad 2.7$$

Largo del desarenador

$$L = \frac{hv}{V_s} \quad 2.8$$

Tiempo de sedimentación

$$t = \frac{h}{V_s} \quad 2.9$$

Donde:

h Carga de diseño, en m

t Tiempo de sedimentación, en s

v Velocidad del flujo, en m/s

Las otras variables ya fueron mencionadas.

El criterio anterior está basado sólo para velocidades pequeñas del orden de 0,30 m/s como máximo. En la figura 2.5, se muestra el esquema de los criterios antes mencionados.

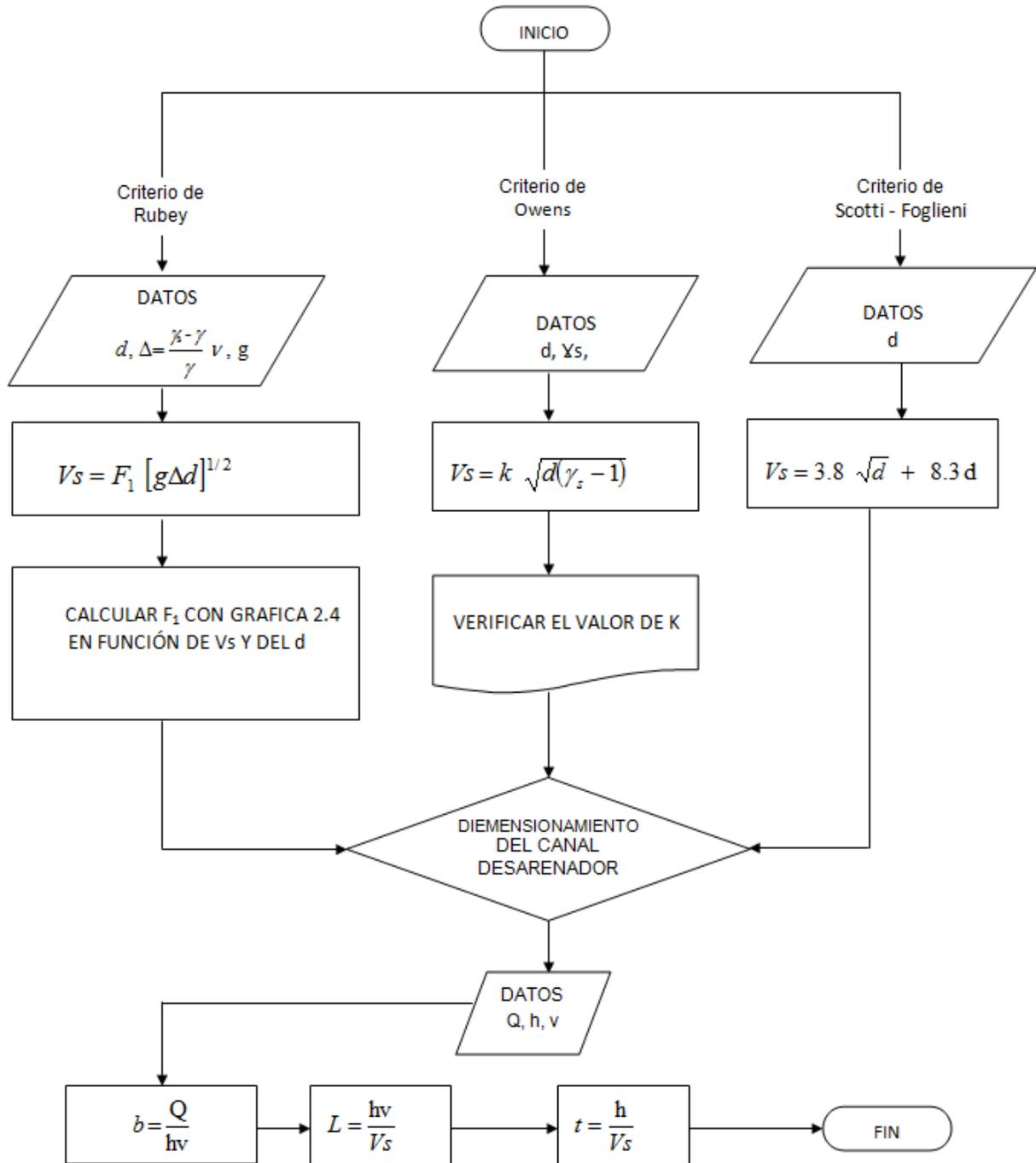


Figura 2.5. Esquema de cálculo del desarenador convencional, de Velocidad de sedimentación.

Diversos autores han utilizado mismos criterios anteriores basados en experimentos donde hicieron diferentes pruebas utilizando diámetros representativos y No. de Reynolds. Otra forma de determinar el dimensionamiento de los desarenadores de acuerdo a su régimen se muestra en tabla 2.4.

Tabla 2.4 Se muestra la relación entre el diámetro de la partícula y velocidad de sedimentación. Fuente: G. Rivas Mijares, 1978.

Material	"d" de las partículas, en cm	No. de Reynolds	Vs Velocidad de sedimentación, en m/s	Régimen	Ley aplicable
Grava	> 1.0	> 10.000	100	Turbulento	$V_s = 1,82\sqrt{dg\Delta}$ Newton
Arena Gruesa	0.100	1000	10	Transición	$V_s = 0,2 (\Delta g)^{2/3} \left[\frac{d}{\left(\frac{\nu}{\gamma}\right)^{1/3}} \right]$ Allen
	0.080	600	8.3		
	0.050	180	6.4		
	0.050	27	5.3		
	0.040	17	4.2		
	0.030	10	3,2		
	0.020	4	2.1		
	0.015	2	1.5		
Arena Fina	0.010	0.8	0.8	Laminar	$V_s = \frac{g}{18\nu} \Delta d^2$ Stokes
	0.008	0.5	0.6		
	0.006	0.24	0.4		
	0.005	1.0	0.3		
	0.004	1.0	0.2		
	0.003	1.0	0.13		
	0.002	1.0	0.06		
	0.001	1.0	0.015		

d = diámetro

De acuerdo con la tabla anterior el criterio puede no cumplir con la Vs y el No. de Reynolds. Estos autores han elaborado diferentes gráficos para su solución. A continuación, se determina la velocidad de sedimentación de acuerdo a los criterios indicados anteriormente en relación a los diámetros de las partículas. Como primera aproximación utilizamos la ley de Stokes.

$$V_s = \frac{g}{18\nu} \Delta d^2 \quad 2.10$$

Donde:

V_s : Velocidad de caída, en cm/s.

g : Aceleración gravitacional, en m/s^2

d : Diámetro de la partícula, en cm.

$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$ Peso específico de agua y del material en kg/cm^3 .

ν : Viscosidad cinemática, en m^2/s .

Se comprueba el No. de Reynolds

$$Re = \frac{V_s d}{\nu} \quad 2.11$$

En caso que el número de Reynolds no cumpla la condición para la aplicación de la ley de Stokes ($Re < 0.5$), se realizará un reajuste al valor de V_s considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición, mediante el término del diámetro y el término de velocidad de sedimentación de la figura 2.6.

Se determina el coeficiente de arrastre (C_D), con el valor del número de Reynolds a partir del nuevo valor de V_s hallado.

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \quad 2.12$$

Se determina la velocidad de sedimentación de la partícula mediante la ecuación.

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{C_D} (\gamma_s - 1) * d} \quad 2.13$$

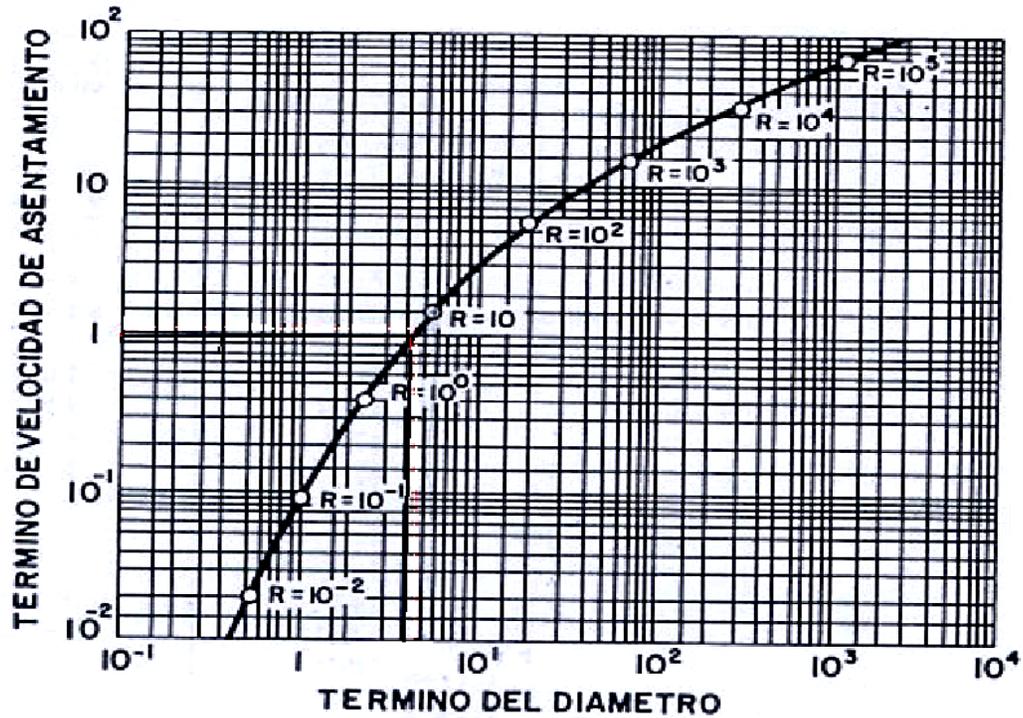


Figura 2.6 Se muestra la curva para valores de sedimentación. Fuente G. Rivas Mijares, 1978.

Ancho del desarenador

$$b = \frac{Q}{V_s} \quad 2.14$$

Tiempo de sedimentación

$$t = \frac{V_s * h}{3600 * Q} \quad 2.15$$

La relación de las dimensiones de largo y profundidad (L/h), en la siguiente figura 2.7 se muestra el esquema de dichos criterios.

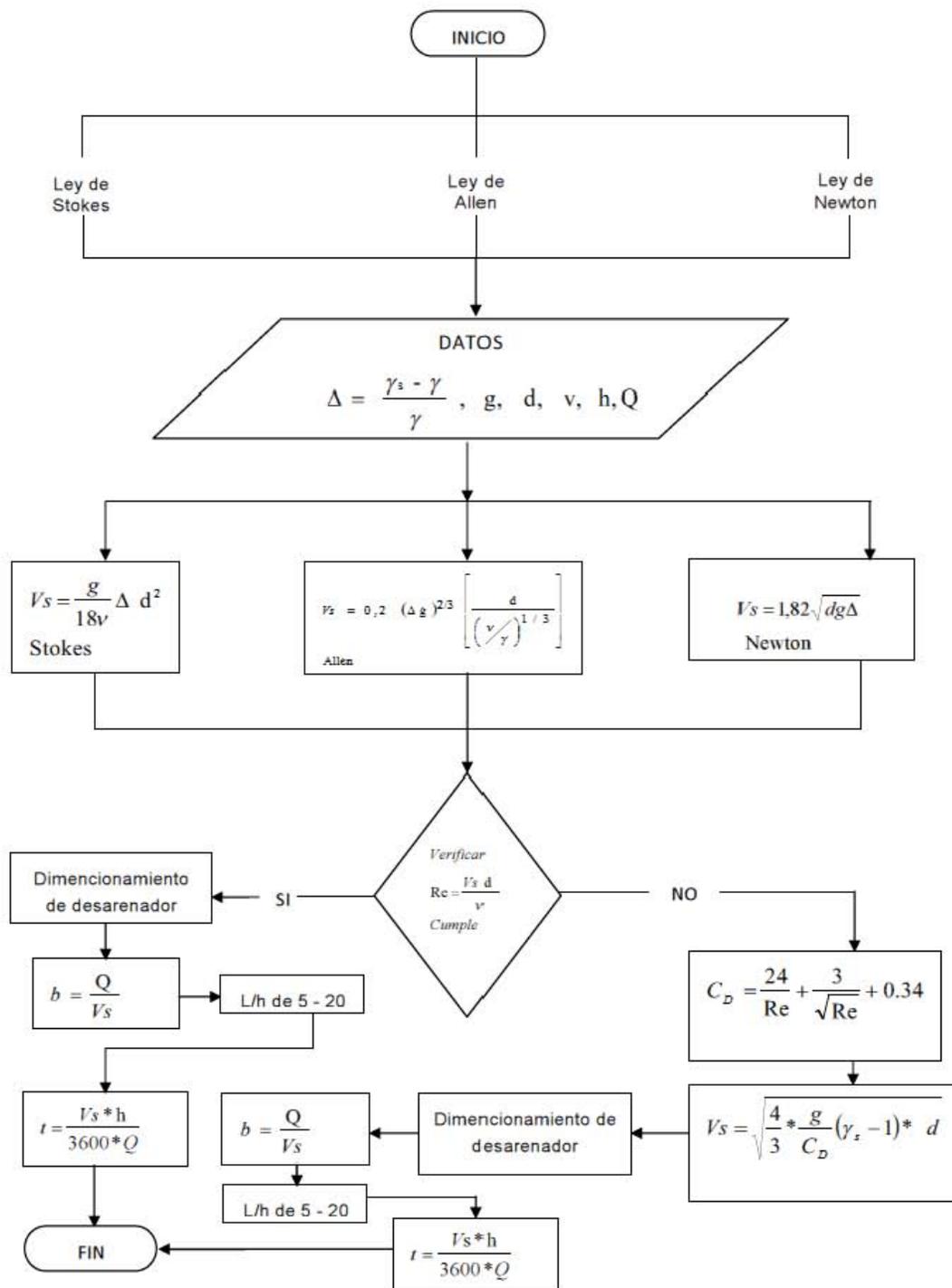


Figura 2.7 Se muestra cálculo del desarenador convencional de la relación entre el diámetro de la partícula y velocidad de sedimentación.

Comentarios:

Hablar del dimensionamiento de un desarenador influyen muchas variantes, se han presentado diferentes tipos de desarenadores los cuales desde un perspectiva personal cumplen en su función, sin embargo los criterios son totalmente hechos para el desalojo de un tipo de sedimentos, pero las variantes que creo deberán de incluir en su trabajo: para los desarenadores de obras de generación entre otras son:

a) Análisis de riesgo.

Los diseños deben contemplar los riesgos que conllevan las amenazas más frecuentes de fenómenos naturales y otros predominantes en la zona: lluvias, sequías, sismos, etc., principalmente en cuanto a su ubicación.

b) Vulnerabilidad.

De las estructuras e instalaciones a:

- Crecidas e inundaciones.
- Períodos de sequía.
- Intensidad y magnitud de sismos.
- Erosión.

c) Operación.

- El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos.
- El manejo de la estructura política de operación.
- El criterio del desalojo del material depositado.
- Las variaciones en el régimen del río en los niveles del embalse y en los materiales transportados.

d) Contaminación.

- Contaminación de la fuente.
- Deposito de los sedimentos.
- El uso del desalojo del material depositado.

En general estos criterios de diseños debieran de cambiar, con los comentarios indicados anteriormente.

2.5 Metodología de diseño de desarenadores para obras de generación. Aplicada a esta investigación.

La metodología está desarrollada en el diseño de desarenadores para obras de generación, suscribiendo las consideraciones generales de diseño en la elaboración de éste tipo de proyectos.

Esta propuesta se divide en dos partes: la teoría y lo experimental. Cada una de estas partes la constituyen elementos diseñados para lograr remover los sedimentos en suspensión y los depositados, logrando de esta manera la eficiencia de la planta descargando nuevamente al cauce del río, sin alterar negativamente el equilibrio ecológico presente en éste.

2.5.1 Consideraciones generales de diseño

Para el diseño se considera como propósito fundamental el desalojar el material de arrastre del cauce y el acumulado en proximidad de la zona de la obra de generación, las dimensiones están basadas en la formulación siguiente:

A) Geometría e hidráulica del Desarenador.

La determinación de las características geométricas del desarenador, se basa en las condiciones de su funcionamiento, para determinar dichas características, consideramos fundamentalmente dos formas de operación para el canal desarenador de la forma siguiente:

Condición uno

Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

Condición dos

Canal desarenador abierto y obra de toma cerrada.

Condición uno, para su funcionamiento.

En esta condición se considera que en un primer tramo del desarenador, funcione como un tanque de sedimentación, su geometría permitirá tener velocidades bajas del agua con la finalidad de que los acarrees sean depositados en este sitio.

La sección del canal adquiere la forma rectangular, porque se aprovechan las paredes de sus muros laterales, además dicha sección facilita instalar controles de manejo para la apertura y cierre para la operación.

La elevación de la plantilla del canal, deberá estar por abajo de la plantilla de obra de toma así los muros laterales serán aprovechados para tener espacio para el depósito del sedimento. De esta manera se evita el paso hacia la obra de generación. La diferencia entre la plantilla de la obra de toma con la del canal dependerá de la cantidad de acarreo que se tengan en el río. Esta diferencia se considera a buen juicio del ingeniero diseñador.

El diseño del canal se concentra en determinar su ancho una vez que se ha elegido la velocidad del agua dentro de él y se considera que la superficie libre del agua corresponde a la elevación de la cresta de la cortina vertedora. Basándonos en la ecuación de continuidad se tendrá.

$$Q = A * V \quad 2.16$$

De donde:

$$\text{Así, } A = b * d \quad 2.17$$

$$\text{Luego, } b = \frac{A}{d} \quad 2.18$$

Teniendo que:

Q Gasto en m³/s

A Área de la sección en m²

V Velocidad para propiciar la sedimentación en m/s

No está por demás mencionar que cuando hablamos de gasto nos referimos al gasto de diseño de la obra de generación y se considerando una velocidad máxima recomendada para propiciar la sedimentación.

La velocidad máxima recomendada para propiciar la sedimentación, de los azolves, dependerá del tipo de los mismos. Sin embargo, para fines prácticos, la velocidad que se considera en este tipo de proyectos y la que recomiendan diversos investigadores cuyos resultados obtenidos en la experiencia en nuestro país como en otras partes del

mundo, no rebasa el valor de 0.6 m/s, velocidad, considerada como máxima recomendable.

Está recomendación de algunos autores que han hecho experimentos sobre las velocidades mínimas para no propiciar la sedimentación ni la erosión, es decir que la velocidad máxima recomendada para propiciar la sedimentación será menor a 0.6 m/s.

Roger Mattos (1999) suscribe que R.G. Kennedy, 1895 Estudio del funcionamiento hidráulico de 22 canales de riego en la India, y estableció una fórmula empírica para no tener azolves en canales.

$$V = C d^{0.64} \quad 2.19$$

Donde:

V Velocidad en el canal para no producir depósitos de azolves ni erosión, en m/s.

C Coeficiente que depende de la finura de la partícula del suelo, considerando que es la misma para el suelo como para el de suspensión y paredes del canal, en segundos.

d Tirante de la superficie libre del agua, en m.

En la práctica se considera que el 80% del valor de velocidad utilizando la fórmula anterior, el valor del coeficiente C es de 0.55 s.

Condición dos, para su funcionamiento.

Cuando los azolves se hayan acumulado frente a la toma, las compuertas del desarenador deberán cerrarse y abrirse para establecer un escurrimiento, cuyo principal fin es el desalojar los materiales acumulados, en este sitio. Para lograr esto es fundamental que el flujo que se establezca con régimen rápido y con velocidad suficiente de arrastre. Cuidando que esta velocidad no sea alta para no tener problemas de erosión o a lo largo del canal y al pie de su descarga.

Para fijar la pendiente que garantice la velocidad de arrastre de sedimentos se pueden considerar dos casos para esta condición de funcionamiento:

1.- Gasto mínimo de operación, ya para el análisis con esta condición de funcionamiento favorece para gastos mayores.

2.- Se considera un gasto mayor que el normal de descarga o que corresponda a un tirante igual a la sección del desarenador.

En ambos casos el análisis se reduce en calcular la pendiente adecuada y en verificar las velocidades de escurrimiento. Por eso necesario contar con los siguientes datos:

Q Gasto normal de descarga, en m³/s

b Ancho de plantilla, en m

V velocidad adoptada para producir el arrastre, en m/s

Caso uno

$$Q = V A \quad 2.20$$

Para sección rectangular $A = b * d$

$$\text{Luego, } Q = V b * d \quad 2.21$$

$$\text{Donde, } d = \frac{Q}{V * b} \quad 2.22$$

También

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{b * d}{b + 2d} \quad 2.23$$

Aplicando la formula de Manning, para el cálculo de la pendiente

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} Rh^{2/3} \quad 2.24$$

$$S = \left(\frac{V * n}{Rh^{2/3}} \right)^2 \quad 2.25$$

En la figura 2.7 se muestra el esquema del criterio anterior.

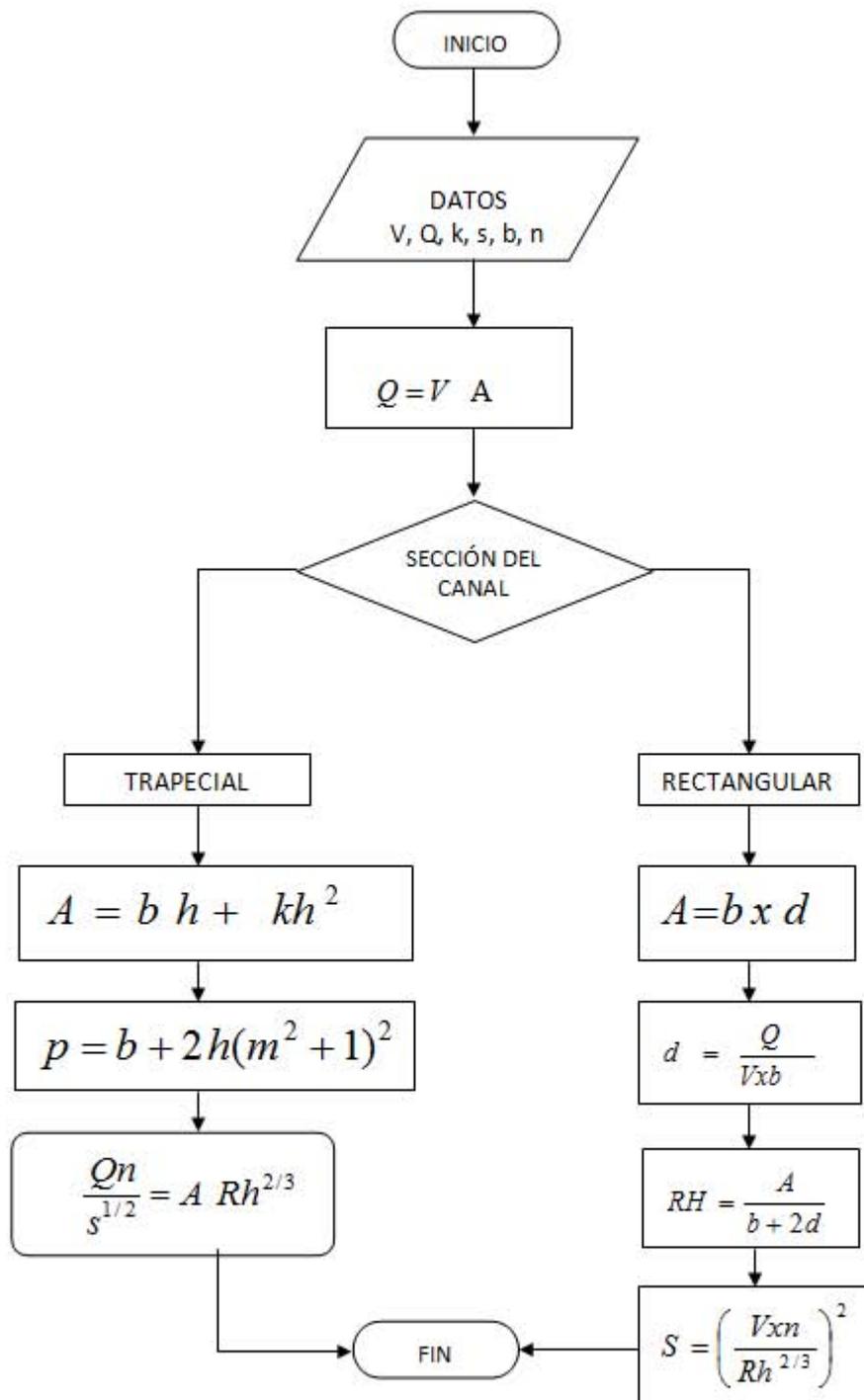


Figura 2.7 Esquema que resumen la metodología que propone esta investigación para el diseño de un desarenador.

Caso dos

Tomando el valor de d como altura del desarenador se aplica la fórmula 2.23 para la velocidad.

La pendiente calculada en el caso anterior será la correcta, siempre y cuando está quede entre los valores límites de las velocidades que se adopten como máximas para el desarenador.

Las velocidades recomendadas están basadas en investigaciones para no producir erosión en los materiales que forman el canal, y a la vez son capaces de arrastrar los materiales depositados; y de acuerdo con la experiencia en obras construidas se han adoptado valores límites de 2.50 a 4 m/s como velocidades recomendadas para el diseño del canal desarenador.

B) Revestimiento del Desarenador

En la mayoría de los casos los canales desarenadores son revestidos de concreto o mampostería, en ocasiones los canales tienen que ser muy largos por eso conviene que sean revestidos únicamente en un primer tramo dependiendo del material que se tenga en el sitio donde se ubique. Cuando existe la necesidad de remover azolves muy gruesos se requiere que las velocidades sean también altas, en estos casos es recomendable el revestimiento con concretos resistentes e incluso aumentar la protección del revestimiento, por lo menos en el piso, con niveles de fierro o perfiles laminados de fierro estructural.

Tabla 2.5. Se muestran las velocidades máximas para que se produzca erosión de acuerdo al tipo de material empleado. Fuente: Manual Presas de derivación, 1980.

Tipo de material	Velocidad, en m/s
Tierra arenosa muy fina o limo suelto	0.61
Arena	0.30
Tierra arenosa ligera 15% de arcilla	0.37
Barro arenoso ligero 40% de arcilla	0.55 a 0.61
Arena gruesa	0.46 a 0.61
Tierra suelta con grava, y barro	0.76
Tierra o barro compactos, 65% de arcilla	0.92
Arcilla compacta	1.83
Roca estratificada	2.44
Cantos rodados chicos	2.44 a 4.07
Roca dura	4.07
Concreto	4.57 a 6.10

En la tabla anterior excepto cuando se trata de roca, cantos rodados compactos, siempre será necesario revestir o proporcionar otra forma de protección por ejemplo mediante concreto lanzado; pero todo depende del ingeniero de acuerdo a lo que observe durante las excavaciones o al estudio de suelo.

2.5.2 Consideraciones generales para el diseño experimental

El desarenador proyectado para eliminar los sedimentos depositados en el embalse, está formado por un canal con muros verticales paralelos y al final del mismo por dos compuertas radiales.

Uno de los muros aloja las compuertas de la obra de toma, con un umbral a una elevación por arriba de la plantilla del desarenador; el otro muro, denominado muro guía, separa el canal y el embalse del río, siendo la prolongación de una de las pilas del vertedor de la presa. La función del canal desarenador es el de reducir el paso de sedimentos por la obra de toma, si se logran operar las compuertas con cierta periodicidad.

El estudio experimental que se realizó será en un modelo hidráulico a escala reducida con el objeto de verificar:

- 1) Características de los materiales y su operación.
- 2) Evolución del azolve en la captación y embalse.
- 3) Funcionamiento del desarenador.
- 4) Funcionamiento de obra de toma.

1) Consideraciones del estudio.

Son las mismas, de operación y de las propiedades de los materiales mencionadas en el subcapítulo 2.2 de este capítulo.

2) Evolución del azolve en la captación y el embalse.

En la medida que una corriente entra al embalse, se incrementa la profundidad del flujo y la sección transversal, nulifica su velocidad y se deposita el sedimento, formando una delta. El material más fino es transportado al interior del embalse, y esparcido sobre el fondo. La localización y forma de depósito es función de la pendiente longitudinal del cauce, la forma del embalse, las características mineralógicas del sedimento y la química del agua. El depósito en general se compone de:

- a. Un depósito de remanso.
- b. La formación del delta.
- c. Un depósito de fondo.

Las variaciones en el régimen del río en los niveles del embalse y en los materiales transportados, ocasionan ciertas dificultades; se forman deltas a cada nivel, se cortan a otro nivel inferior y se vuelven a depositar más adelante.

La sedimentación inevitable de los embalses ocasionan el problema de la disminución progresiva de su capacidad y dado que la utilidad de un embalse depende de ella para almacenar agua, la sedimentación del mismo es un factor importante que debe estudiarse, ya que la reducción de la capacidad de un embalse evita el suministro de los servicios completos para los cuales fue diseñado. La sedimentación en embalse incluye el estudio de:

- a. Los volúmenes de sedimento que entran al embalse.
- b. La distribución del sedimento.

- c. Los depósitos de sedimento en la entrada y en el embalse.
- d. La eficiencia de atrape.
- e. El control y remoción de los sedimentos

3) Funcionamiento del desarenador.

El estudio a realizar implica definir las características geométrico-hidráulicas del desarenador-captación. Se ha aprovechado la instalación experimental, modelo físico del P.H. de la presa Carrizal en Laboratorio de Hidráulica de la CFE, para estudiar la evolución del desazolve del embalse, al colmar de sedimento el modelo hasta un cierto nivel, y con el agua a un nivel específico; al operar el desarenador con un gasto constante, por un tiempo determinado.

De la operación del modelo físico se registrará el volumen de sedimento removido por la corriente, el área de influencia erosionada, y la longitud del cauce formado por la erosión. Ha sí como estimar la evolución del sedimento a través del desarenado con características similares al del P.H. de la presa Carrizal.

4) Funcionamiento de la obra de toma.

El estudio se realizará, para la verificar su funcionamiento hidráulico funcionando en tiempos parciales junto con el desarenador aprovechado la instalación experimental, modelo físico del P.H. de la presa Carrizal.

2.6 Comentarios generales sobre el Capítulo

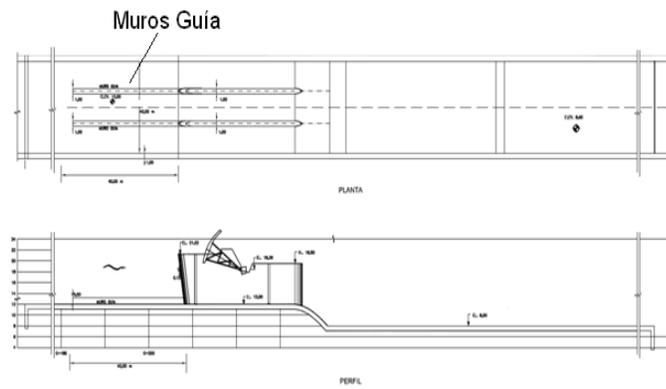
Existen varios criterios para el diseño de los desarenadores para la obras generación. En México se tiene que por menos el 45% del total de las presas cuentan con este tipo de estructura. En algunas ha podido ser rescatable esta estructura, pero no del todo.

Con el estudio propuesto en este capítulo se tendrá una mayor expectativa sobre los sedimentos que colman los embalses, aunque se ha estado mencionando que los desarenadores en la remoción de sedimentos en obras de generación es válida para presas relativamente pequeñas, pero en la actualidad se han presentado casos en los que habría de considerarse también en las grandes presas, pues el material que

muchas veces existe en el lugar donde se construyen estas, presentan grandes problemas geológicos.

Uno de estos problemas se ha suscitado en la C.H. de Malpaso Chiapas, en donde por los sedimentos depositados en el embalse el vertedor se tuvo que incrementar en su altura para poder seguir dando la carga para su generación. Cabe hacer mención que es posible que se presenten problemas a largo plazo, pues si bien es cierto que la fuerza del agua almacenada en las grades presas eliminan este problema, no está por demás hacer conciencia y tener presente este fenómeno, que minimiza la vida útil de la presa.

CRITERIO DE DISEÑOS DE DESARENADORES A FILO DE CORRIENTE



CAPÍTULO 3. DISEÑO E INSTALACIÓN EXPERIMENTAL

3.1 Introducción

En este capítulo se presenta la descripción física del modelo, de la presa Carrizal, la instalación y programación experimental del modelo físico.

El diseño del desarenador, para llevar a cabo los experimentos de la metodología aplicada a esta investigación para el criterio del diseño de un desarenador para obras de generación.

3.2 Descripción del modelo

El modelo hidráulico, contempla la construcción de un aprovechamiento hidráulico para la generación de energía eléctrica, sobre un río las principales partes que lo componen son:

Sistema de alimentación

La alimentación se realizó a través de una bomba de 20 H.P. la cual se encuentra ubicada sobre el cárcamo de bombeo del Laboratorio, para posteriormente conectarse a un tubo de 10" de diámetro por donde fluye el agua que llega hasta el tanque de alimentación, proporcionando un gasto de aproximadamente 80 a 100 l/s.

Tanque de alimentación

El tanque de alimentación es de concreto reforzado de 3.0 x 1.5 x 3.0 m, construido sobre el terreno natural, al cual llega la tubería de 10" de diámetro para succión y descarga del mismo.

Para el aforo de los gastos de operación del modelo, se utilizó un vertedor rectangular de 1.20 m de ancho y un vertedor triangular con pendiente de 50°, que permiten conocer el gasto que pasa directo al modelo. Finalmente para eliminar la turbulencia que se genera antes de llegar al vaso se colocó un tanque tranquilizador, en la figura 3.1 se muestra la representación del modelo hidráulico.

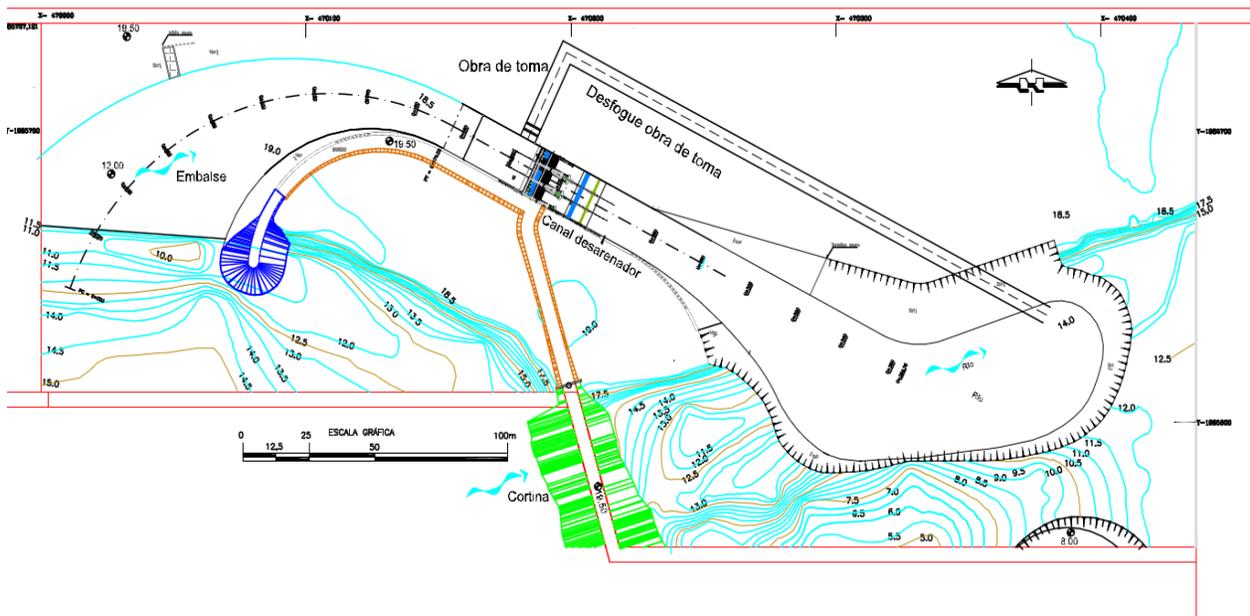


Figura 3.1 Representación del modelo hidráulico.

Cálculo de la geometría del desarenador, nueva propuesta.

El cálculo del desarenador se hizo con el criterio propuesto en el capítulo anterior, donde las velocidades recomendadas están basadas en investigaciones para no producir erosión en los materiales que forman el canal, pero que a vez sean capaces de arrastrar los materiales depositados.

Uno de los componentes principales, de un desarenador, es la estructura de control porque regula y gobierna las descargas del vaso. Este control limita o evita las descargas cuando el nivel del vaso llega a niveles predeterminados, y también regula las descargas cuando el vaso alcanza niveles mayores a los ya fijados. La estructura de control consiste en un canal horizontal. La relación entre la carga hidráulica y la descarga puede fijarse como en el caso de un simple rebosadero o bocal sin regulación, o puede ser variable como en el caso de una cresta con compuertas. Las estructuras de control pueden tomar varias formas geométricas tanto en su posición como en su figura; en planta, los desarenadores pueden ser rectos, curvos, semicirculares, en forma de U. Los volúmenes descargados por la estructura de control se conducen al cauce, aguas abajo de la presa por un canal de descarga. La estructura de conducción, es un canal abierto excavado a lo largo de la superficie por un costado de la presa de concreto. Su

perfil tiene un tramo con poca pendiente, posteriormente está inclinado; la sección transversal es rectangular.

Partiendo de la ecuación de continuidad 2.21, y considerando el gasto de la obra de toma de $458 \text{ m}^3/\text{s}$ y la velocidad recomendada 3.50 m/s .

$$Q = V A \quad 2.21$$

Se tiene que para sección rectangular $A = b \times d$

$$d = \frac{Q}{Vxb} = \frac{458 \text{ m}^3 / \text{s}}{3.50 \text{ m/s} \times 40 \text{ m}} = 3.27 \text{ m} \quad 3.1$$

El radio hidráulico es:

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{bxd}{b + 2d} = \frac{40 \text{ m} \times 3.2714 \text{ m}}{40 \text{ m} + 2 \times 3.2714 \text{ m}} = 2.81 \text{ m} \quad 3.2$$

Se aplica la fórmula de Manning: para el cálculo de la pendiente

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} rh^{2/3}; \text{ y se tiene} \quad 3.3$$

$$S = \left(\frac{Vxn}{Rh^{2/3}} \right)^2 = \left[\frac{3.50 \times 0.014}{(2.81)^{2/3}} \right]^2 = 0.000605 \quad 3.4$$

El valor de n es coeficiente de rugosidad para el concreto Sotelo, G. (1974).

Finalmente el desarenador tiene un ancho de 40.0 m , tres vanos de 11.76 m para alojar las compuertas radiales de 20.24 m ; separadas por pilas desplomadas de 2.35 m de espesor y 63.0 m de longitud; la plantilla de la estructura se ubica a la elevación 12 m y su corona a la elevación 33.60 m .

Las dimensiones del canal del desarenador dependen principalmente de los parámetros hidráulicos, de la selección del perfil, de la forma de las secciones transversales,

anchos, longitud, etc., de las características geológicas y topográficas de la ubicación del vertedor.

Geometría del desarenador

En el modelo, se representó el desarenador conformado por un canal de llamada, la estructura de control, el canal de descarga y la configuración topográfica del cauce, aguas arriba de la estructura de control, ver figura 3.2.

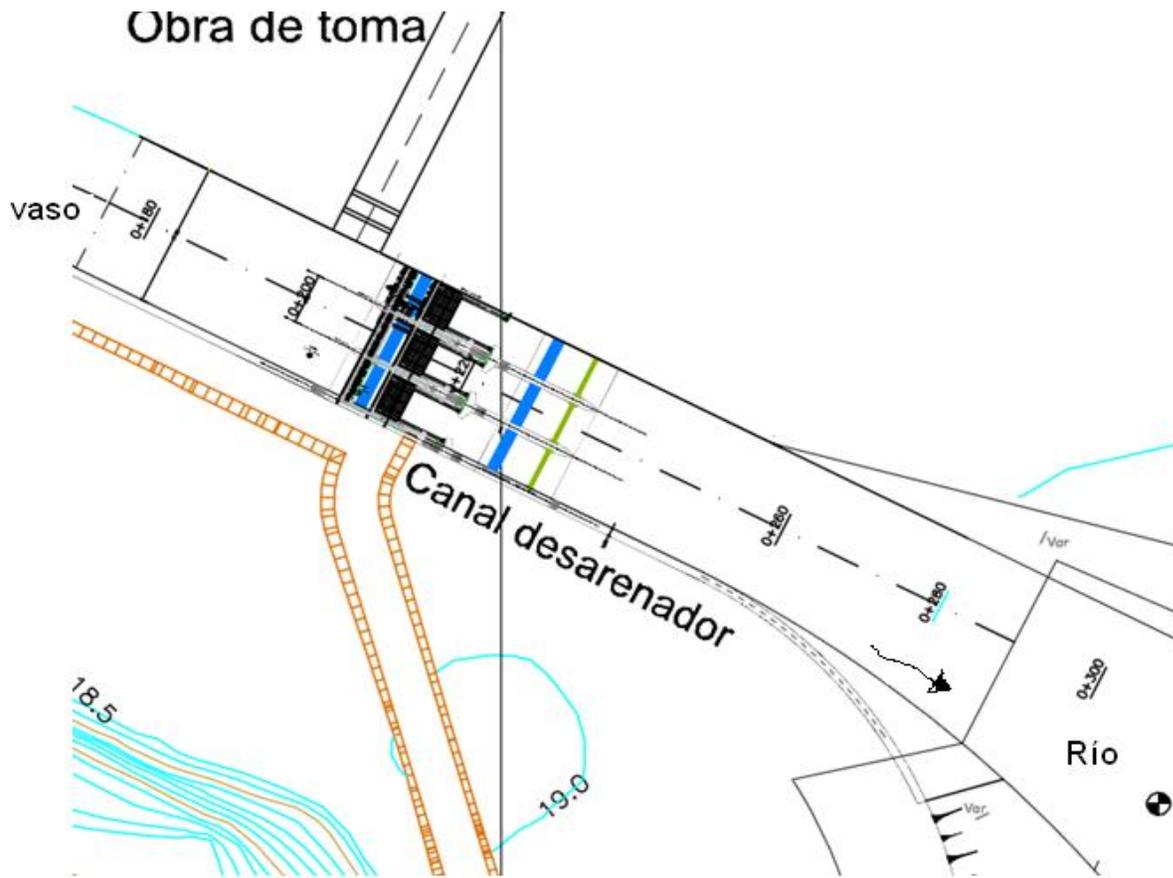


Figura 3.2 Geometría del desarenador en modelo hidráulico.

Geometría de la obra de toma

La obra toma, se ubica en la margen izquierda del río, que se conectaría a un túnel de eje curvo y fuerte pendiente con descarga al río, aguas abajo de la cortina. La disposición geométrica de la obra de toma se indica en la figura 3.3.

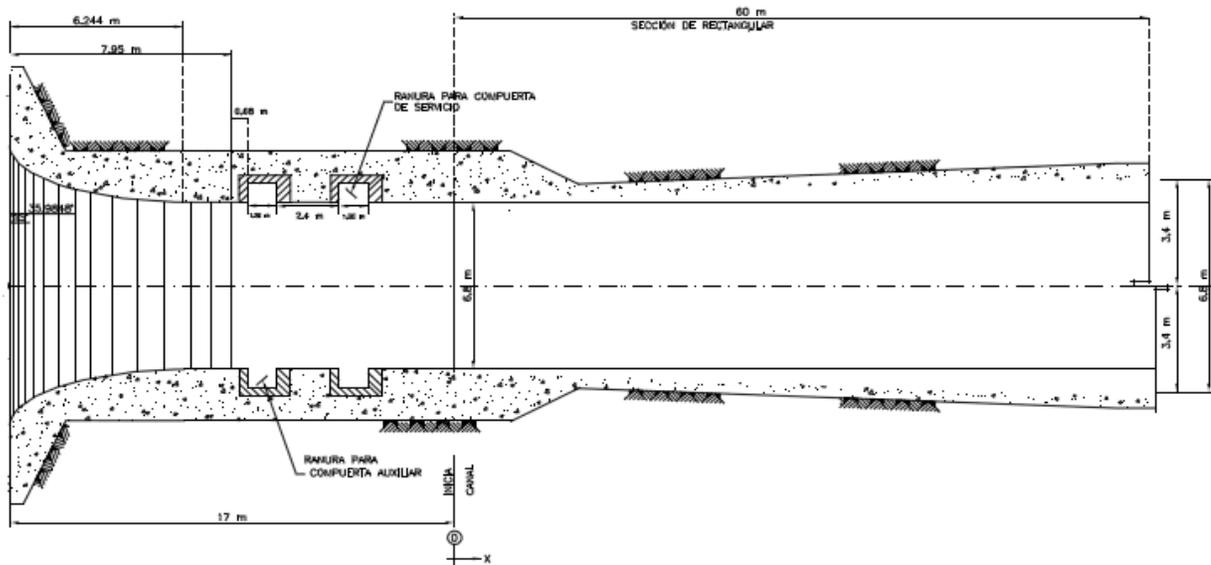


Figura 3.3 Geometría de la obra de toma del modelo hidráulico.

En todos los casos relación de rugosidades entre prototipo y modelo, deducida de la expresión de Manning, para el desarenador y sus componentes construido de concreto hidráulico, la rugosidad del modelo requerido es de 0.0083 y la del prototipo de 0.014.

3.3 Descripción de la obra

La Presa del Río Carrizal es una estructura de control que permite regularizar los escurrimientos que pudieran afectar a la población de Villahermosa, Tabasco, mediante la operación de compuertas radiales.

La estructura de control, ubicada en la margen izquierda de la Presa Río Carrizal, está constituida por un canal de llamada de ancho variable, hasta su descarga al cauce.

Como se mencionó, en la (página 83) la estructura actualmente en construcción tiene un ancho de 40.0 m, tres vanos de 11.76 m para alojar las compuertas radiales de 20.24 m; separadas por pilas desplomadas de 2.35 m de espesor y 63.0 m de longitud; la plantilla de la estructura se ubica a la elevación 12 m y su corona a la elevación 33.60 m. Los principales datos del proyecto actual se indican a continuación.

De la cortina	
Elev de la corona	33.60 m
Ancho de la corona	5.00 m
Talud, paramento de aguas arriba	2:1
Talud, paramento de aguas abajo	2:1

De la obra de control

Gasto de diseño	458.00 m ³ /s
Compuertas radiales, 5 x 11.76 m	3
Ancho del canal	40.00m
Longitud del canal	308.70m
Pendiente del canal	0.00006
Nivel de la plantilla, entrada	12.00 m

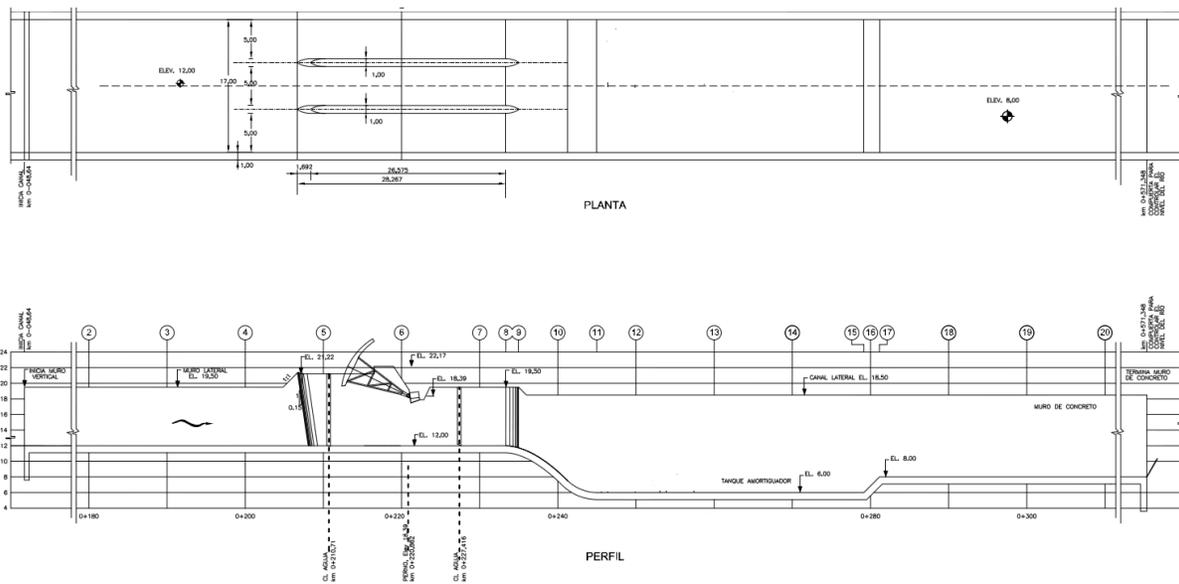


Figura 3.4 Presa Carrizal margen izquierda. Fuente C.F.E. Laboratorio de Hidráulica

3.4 Diseño del modelo

Para llevar a cabo los experimentos se ha considerado la instalación experimental de la presa Carrizal. El diseño del modelo se realizó bajo el criterio de similitud de Froude, para tomar en cuenta las fuerzas gravitacionales en el control del flujo.

Se sabe que a través de los números adimensionales de Reynolds y Weber, se manifiestan las fuerzas viscosas y tensión superficial que determinan la formación de vórtices. A continuación se muestra el escalamiento del modelo.

Partiendo de la fórmula de la similitud de Froude Sotelo, G. (1974) se tiene.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad 3.5$$

Donde:

Fr = No. de Froude, adimensional

V = Velocidad del flujo, en m/s

y = longitud característica descriptiva del campo del flujo, en m

g = Aceleración de gravedad, en m/s²

Sabiendo que

$$Fr_p = Fr_m \quad 3.6$$

Donde:

Fr_p = No. de Froude de prototipo.

Fr_m = No. de Froude de modelo.

Por tanto

$$\frac{\frac{V_m}{\sqrt{g_m y_m}}}{\frac{V_p}{\sqrt{g_p y_p}}} = 1 \quad 3.7$$

Donde:

V_p = Velocidad de prototipo.

y_p = Tirante de prototipo.

V_m = Velocidad de modelo.

y_m = Tirante de modelo.

g = gravedad.

$$\sqrt{\frac{y_m}{y_p}} = \sqrt{\frac{(V_m)^2}{(V_p)^2}} \quad 3.8$$

$$L_e^{1/2} = V_e \quad 3.9$$

El modelo se diseñó con una escala de líneas $L_e = 80$ tomando en cuenta el espacio disponible para su modelación y el gasto de alimentación a ensayar, de acuerdo con la similitud de Froude, se obtuvieron los valores de las escalas siguientes:

ESCALA	VALOR
Líneas	$L_e = 80$
Velocidades	$V_e = L_e^{1/2} = 8.944$
Gastos	$Q_e = L_e^{5/2} = 57.243,34$
Rugosidades	$n_e = L_e^{1/6} = 2.076$

3.5 Instalación experimental

Para el funcionamiento del modelo se han instalado varios equipos de medición en el perímetro del modelo y de la estructura de aforo. A continuación se hace mención de estos dispositivos de instrumentación:

Limnímetro: Se instalaron en la estructura de aforo y en el modelo para registrar los niveles del agua y conocer los gastos de entrada al vaso.

Escalas graduadas: Se instalaron en la cercanía a la obra de generación para conocer los niveles del agua, las escalas se muestran desde la plantilla del canal de llamada, hasta la corona de la cortina.

Cámara fotográfica digital: Para obtener la evidencia del funcionamiento de la estructura y captar la remoción de los sedimentos para la condición a superficie libre.

Equipo convencional: Se ocupó para identificar las zonas de remoción de los sedimentos los cuales son procesados en un software (Auto CAD 2012) para determinar el volumen de sólidos removidos.

Granulometría del material: Se ocupó para las zonas de remoción de los sedimentos a lo largo y ancho del canal de llamada y parte del vaso. En la figura 3.5 se muestra la granulometría mal graduada de la arena volcánica del Ajusco la cual contiene una densidad de 2.66 y un diámetro $D_m = 0.19$ mm

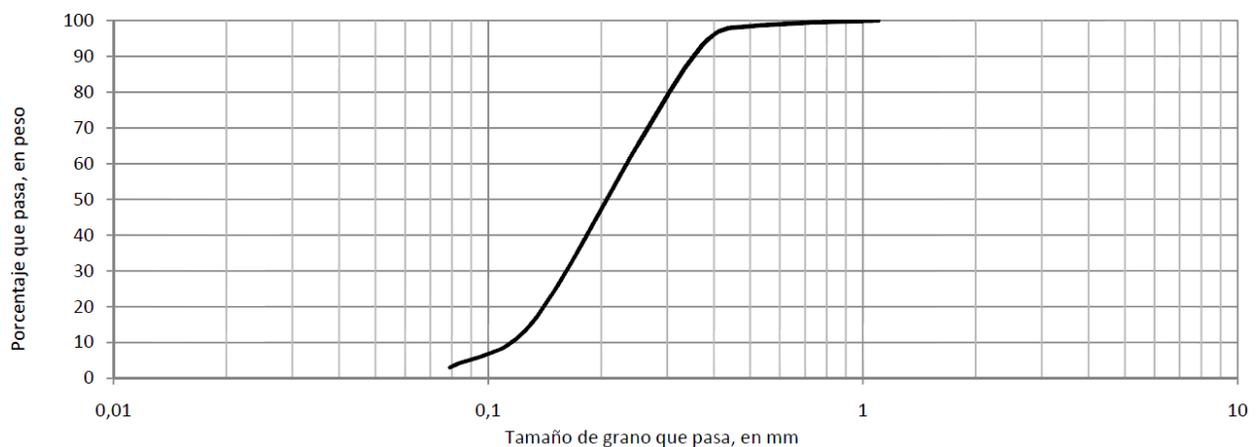


Figura 3.5 Curva granulométrica del sedimento empleado en el modelo. Fuente C.F.E. Laboratorio de Hidráulica.

3.6 Programación experimental

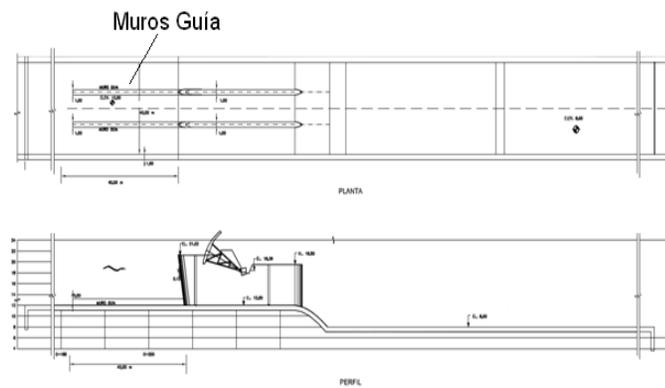
La metodología para la realización de los ensayos consistió de tres fases, antes durante y después de operar el modelo, definiendo qué variables serían obtenidas en estas fases de cada parte que conforma la obra.

Los ensayos se llevaron a cabo para diferentes elevaciones del embalse y de los sedimentos para la condición de flujo a superficie libre.

Tabla 3.1. Se muestra la programación experimental del modelo con las condiciones de operación.

Ensaye	Descripción	Gasto m ³ /s	Tiempo de operación, en min	Elevación del agua, en msnm	Elevación del sedimento en el desarenador, en msnm
E1	Canal desarenador abierto obra de toma cerrada.	300	14	22.60	18.50
E2	Canal desarenador abierto obra de toma cerrada	458	14	22.60	18.50
E3	Canal desarenador cerrado obra de toma abierta	458	8	22.60	18.50

CRITERIO DE DISEÑOS DE DESARENADORES A FILO DE CORRIENTE



CAPÍTULO 4.RESULTADOS Y ANÁLISIS EXPERIMENTAL

4 RESULTADOS Y ANALISIS EXPERIMENTAL.

4.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados y el análisis de los estudios realizados en la nueva propuesta para el diseño de desarenadores en el modelo hidráulico, la evolución de los azolves y el funcionamiento del desarenador, finalmente el análisis de los resultados obtenidos y la comparación de otros estudios.

4.2 Estudios realizados en el modelo hidráulico

En el modelo se ha estudiado la evolución de los sedimentos que se transportan durante una avenida colmando de material el embalse y el desarenador a una cierta elevación.

4.2.1 Consideraciones del estudio

A. Generalidades.

Por el aporte de sedimentos que se da en las presas, progresivamente se colman y disminuyen significativamente la capacidad tanto del embalse como de la generación. La captación, integrada por el desarenador, canal de llamada, estructura de control, canal de descarga al cauce eliminaría una parte del sedimento transportado por el flujo, con partículas clasificadas que existen en él.

B. De operación.

Para conocer la evolución de los sedimentos depositados en el embalse de La Presa Carrizal, se ha considerado lo siguiente:

- a. El azolve en el embalse y en el desarenador a la elevación. 12.70 y 13.70 m respectivamente.
- b. La obra de toma, sin operar.
- c. La pendiente del desarenador - canal de descarga de 0.00065.
- d. Iniciar el proceso de desazolve con el nivel del agua a la elevación 18.70 m.
- e. Operar el modelo un tiempo equivalente a 2.23 horas en prototipo.

C. Propiedades del material utilizado.

El material que se representó en el embalse del modelo, clasificado como arena volcánica mal graduada del Ajusco, fig. 3.1, tiene un $D_{50} = 0.19$ mm y una densidad de 2.66 kg/m^3 . El grado de compactación del material depositado en el modelo, de inferirse a través de la relación de vacíos "e" es del orden del 1.28%, mediante la siguientes forma.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_e - V_s}{V_s} \quad 4.1$$

Siendo: V_v , el volumen de vacíos en el embalse, V_s el volumen de sólidos acarreados por el flujo y V_e , el volumen erosionado por la corriente.

4.2.2 Características de los materiales representados y su operación

Una vez representado el fondo móvil en el canal, se procedió a realizar los ensayo para un gasto de 300 458, y 458 m^3/s operando las compuertas; parcialmente abiertas y con descarga libre y la obra de toma cerrada bajo la siguiente metodología.

Establecidas las condiciones de frontera en el embalse "nivel de restitución" y la obra de toma cerrada, circulando el primer gasto de 300 m^3/s , correspondiente al primer ensaye con una duración de 14 min hora de modelo. Durante ese tiempo, se hizo el levantamiento del perfil del agua por el eje del canal desde la entrada hasta la estructura de control, con objeto de determinar la variación del nivel del agua durante el proceso erosivo; observando las zonas de erosión de material e identificando la elevación mínima de erosión y máxima de depósito, utilizando equipo de topografía convencional.

Se repitió el procedimiento anterior para el segundo, y tercer ensayo.

4.2.3 Evolución del azolve en la captación en el embalse

Al colmar de sedimento el canal desarenador y la obra de toma, se observó su desalojo del material. Se simuló con un gasto pico de 458 m^3/s . Un aporte de sólidos supuesto de 509.76 Ton/día, que equivale a 4.045 $\text{m}^3/\text{día}$.

De los resultados obtenidos del ensayo del modelo físico, 2.23 hrs. equivalentes a prototipo, el material representado quedo de la siguiente manera:

Material depositado	Porcentaje
Canal desarenador y obra de toma, W_{cot}	50.38%
Total= W_{co}	50.38%

En términos generales el sedimento representado fue arrastrado en un 50% y depositado aguas abajo de la presa.

4.2.4 Funcionamiento del desarenador

Se simuló un espesor de sedimento constante, obra de toma cerrada, nivel del agua elevación. 22.60 y gastos líquidos, mencionados anteriormente.

El desarenador mostrado en figura 3.1 presentó un funcionamiento deficiente para gastos de 300 y 458 m^3/s , teniendo una eficiencia del 58 y 64 %, para los gastos líquidos, respectivamente.

Al observar esta eficiencia del desarenador se hizo un arreglo colocándole muros guía sobre la nariz de la pila con una longitud de 40 m y 5 m de altura ver figura 4.1

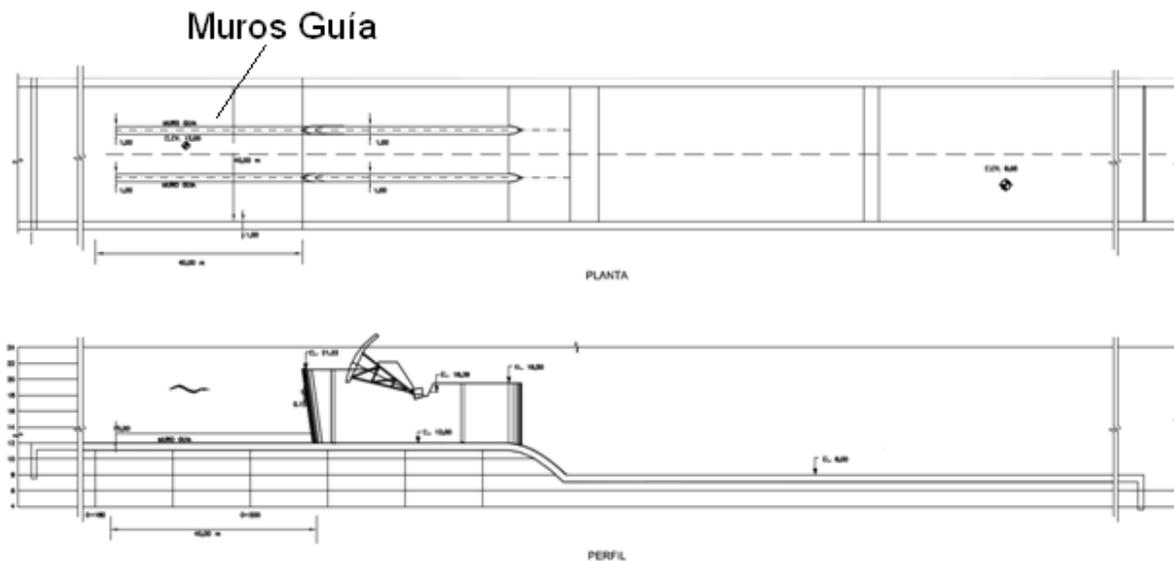
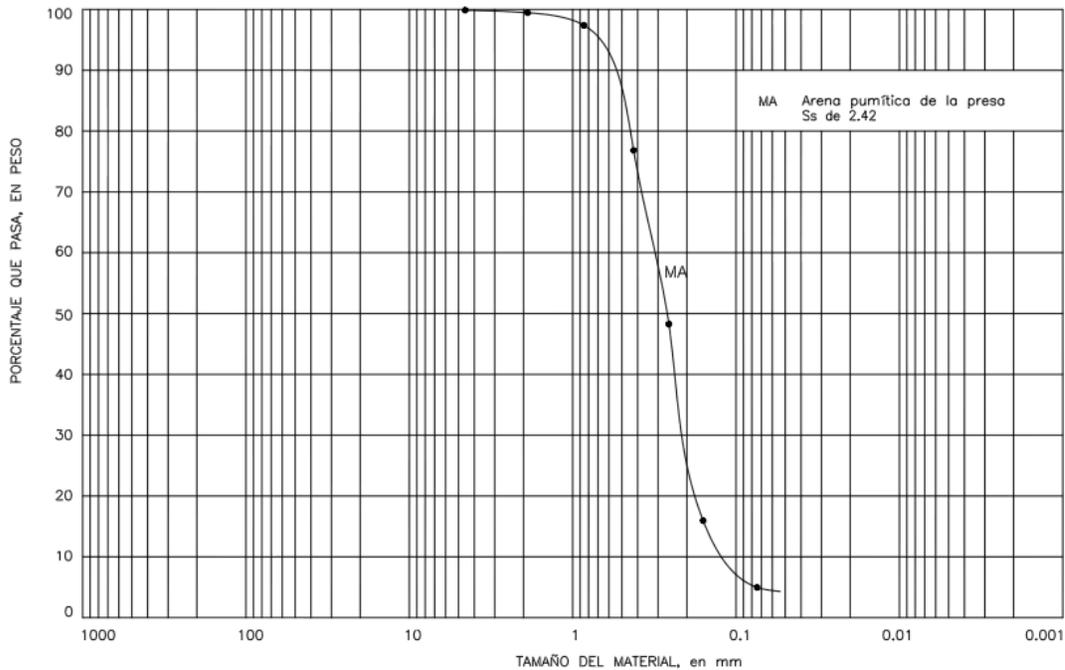


Figura 4.1 Geometría modificada del desarenador con muros guía utilizado en modelo hidráulico.

Con este arreglo la eficiencia del desarenador alcanzo 90.82 %, muy superior a los anteriores, al observar que el arreglo dio mejores resultados y ver que el material representados es más pequeño se colocó un nuevo material denominado Pumitica extraído de la presa de la Soledad, clasificado como arena bien graduada de la presa; figura 4.2, tiene un $D_{50} = 0.26$ mm y una densidad de 2.42 kg/m^3 .



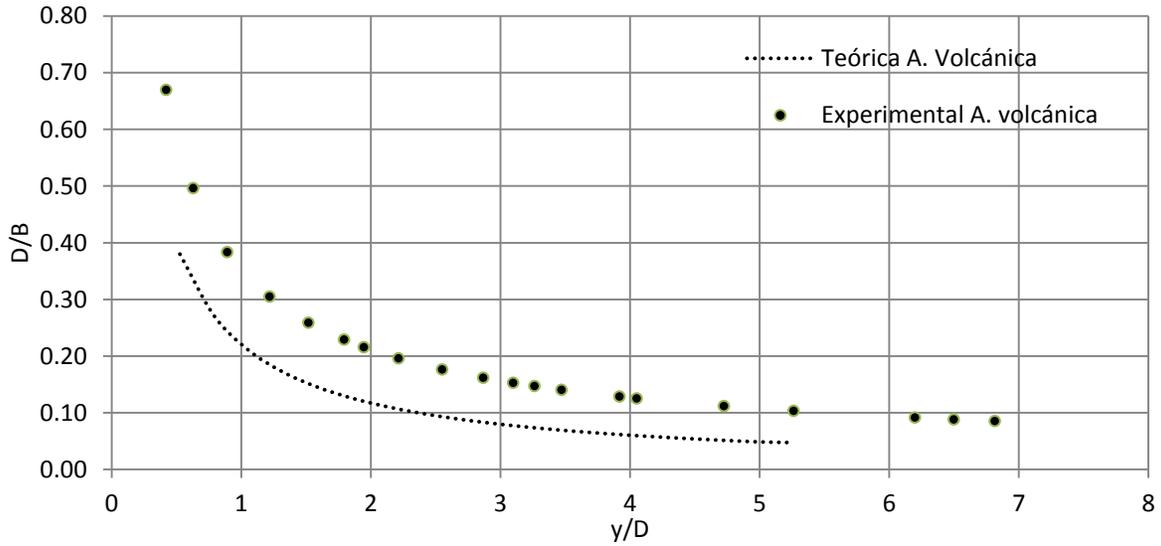


Figura 4.3 Curva ancho tirante, teórica – Experimental, arena volcánica.

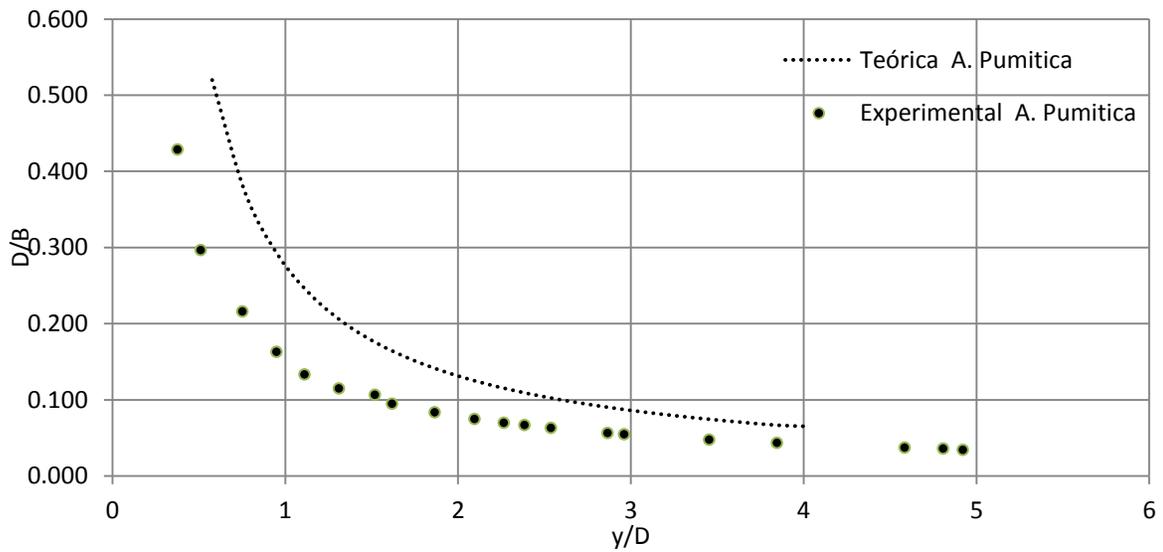


Figura 4.4 Curva ancho tirante, teórica – Experimental, arena Pumitica.

Para obtener la velocidad de los sólidos, se obtuvieron las curvas 4.5 y 4.6.

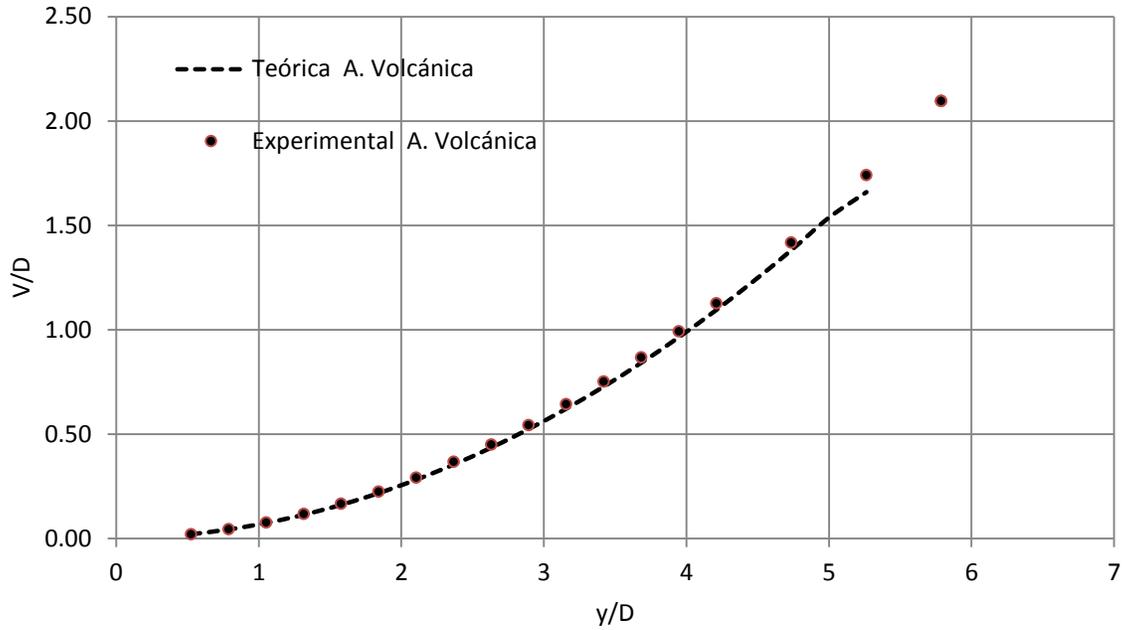


Figura 4.5 Curva velocidad tirante, teórica – Experimental, arena volcánica.

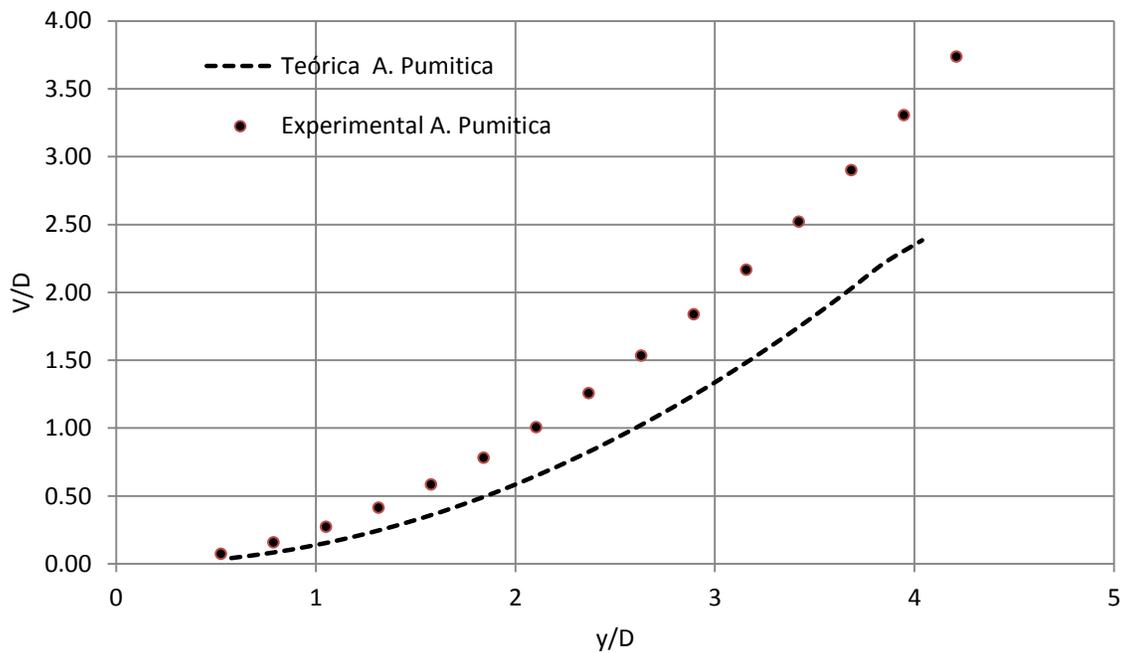


Figura 4.6 Curva velocidad tirante, teórica – Experimental, arena Pumitica.

En la ilustración 4.6 se puede apreciar un desfase del fluido, el cual es mayor debido al incremento del tamaño de la partícula.

En las siguientes ilustraciones se presenta el funcionamiento del desarenador.



Figura 4.7 Desarenador proyectado con arena volcánica.

En la figura 4.7 se muestra el canal de acceso, representado con arena volcánica, las compuertas de la estructura de control, por la margen izquierda la obra de toma con un canal que conduce el agua aguas debajo del desarenador.



Figura 4.8 Funcionamiento del desarenador proyectado con arena volcánica, gasto 300 m³/s.

En la figura 4.8 se muestra el canal desarenador funcionando con las compuertas parcialmente abiertas, y la obra de toma cerrada durante el ensayo se obtuvieron los siguientes resultados escalados a prototipo.

Volumen representado	24,000 m ³
Volumen desalojado	13,920 m ³
Eficiencia	58%

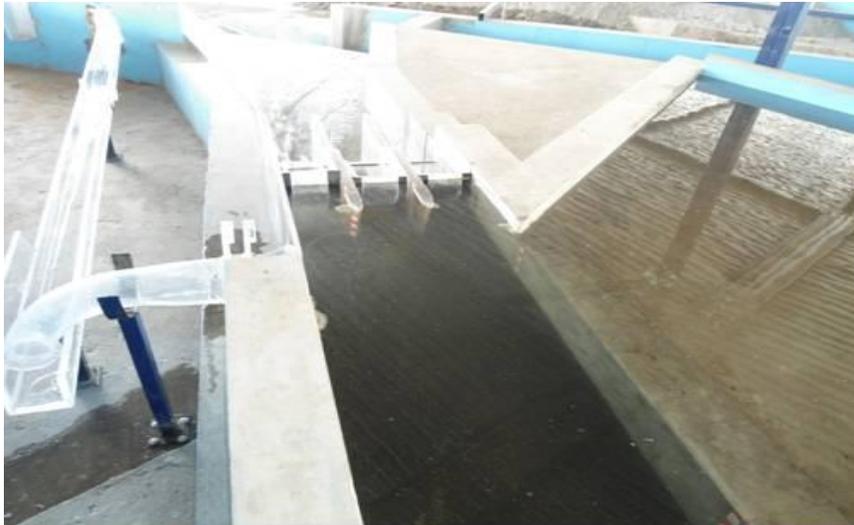


Figura 4.9 Funcionamiento del desarenador proyectado con arena volcánica, gasto 458 m³/s.

En la figura 4.9 se muestra el canal desarenador con la carga de agua para el inicio del ensayo



Figura 4.10 Funcionamiento del desarenador, arrastre de sedimento después de 2,23 hrs de prototipo, gasto 458 m³/s.

En la figura 4.10 se muestra el canal desarenador al termino del ensayo mostrando poco arrastre de sedimento, se obtuvieron los siguientes resultados escalados a prototipo.

Volumen representado	24,000 m ³
Volumen desalojado	15,328 m ³
Eficiencia	64%



Figura 4.11 Funcionamiento del desarenador proyectado con arena Pumitica, gasto 458 m³/s.

En la figura 4.11 se muestra el canal desarenador funcionando con las compuertas parcialmente abiertas, con los muros guía propuestos para encausar el flujo.



Figura 4.12 Funcionamiento del desarenador, arrastre de sedimento después de 2.23 hrs de prototipo, gasto 458 m³/s.

En la figura 4.12 se muestra el canal desarenador al término del ensayo mostrando las zonas de arrastre de sedimento, obteniendo los siguientes resultados escalados a prototipo.

Volumen representado	24,000 m ³
Volumen desalojado	21,796 m ³
Eficiencia	90,82%

4.2.5 Funcionamiento de obra de toma

Establecidas las condiciones de frontera en el modelo, para el nivel 32.60 m de operación: NAMO y el gasto de diseño $Q_d = 458 \text{ m}^3/\text{s}$, se observó después de 2.23 horas equivalentes a prototipo no existe la presencia no de vorticidad, sin presencia de arrastre de los sedimentos, es decir no ingresa el sedimento depositado en cercanías de la obra de toma.



Figura 4.13 Funcionamiento de la obra de toma.

En la figura 4.13 se muestra la obra de toma, y el canal desarenador con las compuertas cerradas apreciando la carga de agua y los muros guía.



Figura 4.14 Funcionamiento de la obra de toma.

La figura 4.14 se muestra el funcionamiento de la obra de toma, sin circulación de sólidos comentando lo siguiente.

* Frente a la obra de toma se aprecia recirculación del agua más no vorticidad.

El funcionamiento no representa un peligro para la operación de la obra de toma

4.2.5 Análisis de resultados

El desarenador proyectado para eliminar los sedimentos depositados en el embalse, está formado por un canal con muros verticales paralelos y al final del mismo por tres compuertas radiales.

Uno de los muros aloja las compuertas de la de toma, con un umbral a una elevación por arriba de la plantilla del desarenador; el otro muro, denominado muro guía, separa el canal y el embalse del río, siendo la prolongación de dos de las pilas del desarenador figura 4.1.

En términos generales el funcionamiento hidráulico del desarenador es aceptable, comentado lo siguiente.

- Velocidad del flujo

En el modelo hidráulico se registró la velocidad puntual del flujo en el desarenador.

De los resultados de las velocidades para un gasto de $300 \text{ m}^3/\text{s}$, en el desarenador, las velocidades están comprendidas entre 0.65 y 2.15 m/s; el primero de los valores en un punto cercano a la nariz de la estructura de control y el segundo a una distancia de 40.m a partir de la nariz de la pila.

De los resultados de las velocidades para un gasto de $458 \text{ m}^3/\text{s}$, en el desarenador, las velocidades están comprendidas entre 1.00 y 3.28 m/s; el primero de los valores en un punto cercano a la nariz de la estructura de control y el segundo a una distancia de 40.m a partir de la nariz de la pila. Cabe mencionar que para el primer gasto la descarga fue controlada y para el segundo descarga libre.

- Remoción de los sedimentos

La evolución con el desarenador propuesto mostrado en la figura 4.1 el sedimento comienza a emigrar transcurrido un tiempo entre 0.60 a 0.65 min de modelo, esto ocurre cuando el agua en esta de 3 a 5 m por encima del material representado en el canal desarenador. En la tabla 4.1 y 4.2 se muestran los resultados obtenidos, utilizando arena volcánica y Pumitica.

Tabla 4.1 Evolución de los sedimento removido en desarenador, arena Volcánica

Ensayo	Q, en m ³ /s	Remoción de sedimento, en min.			Nivel, en m		Operación de compuertas			Volumen removido, en m ³
		Sección A	Sección B	Sección C	Azolve	Embalse	Vano 1	Vano 2	Vano 3	
E1	300	0.65	1.02	4.13	17	18.5	Descarga Controlada	Descarga Controlada	Descarga Controlada	18496
E2	458	0.60	1.35	3.87	17	18.6	Descarga libre	Descarga libre	Descarga libre	15328

Nota: Las secciones A, B y C, están comprendidas a lo largo del canal desarenador, figura 4.15.

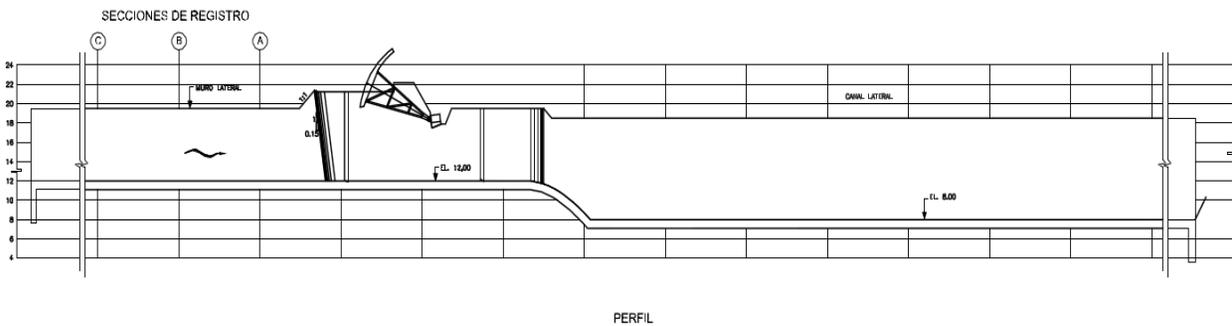


Figura 4.15 Ubicación de secciones de registro.

Tabla 4.2 Evolución de los sedimento removido en desarenador, arena Pumitica.

Ensayo	Q, en m ³ /s	Remoción de sedimento, en min.			Nivel, en m		Operación de compuertas			Volumen removido, en m ³
		Sección A	Sección B	Sección C	Azolve	Embalse	Vano 1	Vano 2	Vano 3	
E3	458	0,62	1,63	3,94	17	18,5	Descarga libre	Descarga libre	Descarga libre	21796

Nota: Las secciones A, B y C, están comprendidas a lo largo del canal desarenador, figura 4.15.

Embalse y canal desarenador.

En términos generales el funcionamiento hidráulico es aceptable, desalojando del embalse un volumen mínimo de sedimentos de 18,496 m³ que corresponde al operar de forma simultánea las tres compuertas y la obra de toma cerrada; mientras que el volumen máximo para la descarga libre un volumen de 21.796 m³ para el tiempo de operación del modelo de 14 min

Aguas abajo.

Una vez abiertas las compuertas, el flujo de agua – sedimento se acelera en el canal de descarga, posteriormente el flujo se equilibra en el cauce y se desplaza hacia aguas abajo.

4.2.6 Comparación del diseño de desarenadores

En México como ya se ha mencionado existen muchas presas que utilizan desarenadores para el retiro de materiales depositados en embalse, este trabajo ha realizado un aporte en planteamiento de los parámetros de diseño de estas obras, como son el muro guía, la relación ancho tirante diámetro. A continuación se presenta la comparación de este tipo de estructuras con las realizadas en este trabajo.

Presa La Soledad ubicada en Puebla México.

Cuenta con desarenador convencional con dos compuertas radiales su ancho es 23 m, su eficiencia es de 88 %, Laboratorio de Hidráulica de CFE (2004), su velocidad anda del orden de 16.37 m/s. lo cual hace un buen funcionamiento de arrastre de sedimentos.

Presa Agua Prieta, localizada al norte de la Ciudad de Guadalajara, Jalisco México.

La obra de toma está equipada con rejillas, con el propósito de retener sólidos mayores que arrastra al agua residual. A sí mismo, la captación tiene un canal desarenador de 4 m con dos compuertas radiales Laboratorio de Hidráulica de CFE (1995), su eficiencia es de 40 %, su velocidad es del es de 3.47 m/s.

Presa Tuxpango, localizada en la Ciudad de Veracruz, México.

Cuenta con desarenador convencional con dos compuertas radiales su ancho es de 10 m, su eficiencia es de 50 %, Laboratorio de Hidráulica de CFE (1992), su velocidad es del es de 5.47 m/s.

En la tabla 4.3 se muestra la comparación de los resultados obtenidos de este trabajo con los descritos anteriormente.

Tabla 4.3 Comparativa del sedimento removido de diferentes desarenadores, con este trabajo, utilizando arena Pumitica.

Desarenador	Gasto, en m ³ /s	Velocidades, en m/s	Eficiencia (η), en %	Tiempo de remoción de sedimentos, en min
C.H. Mazatepec	300	11.82	75	10.5
	450	11.14	82	9.26
	700	16.86	88	9.02
Agua Prieta	75	1.39	16,37	3.02
	100	3.47	40	5.08
Tuxpango	214	5.47	50	3.53
Esta investigación	300	3.13	53	8.02
	458	4.86	75	7.56
	458	5.60	93	7.45

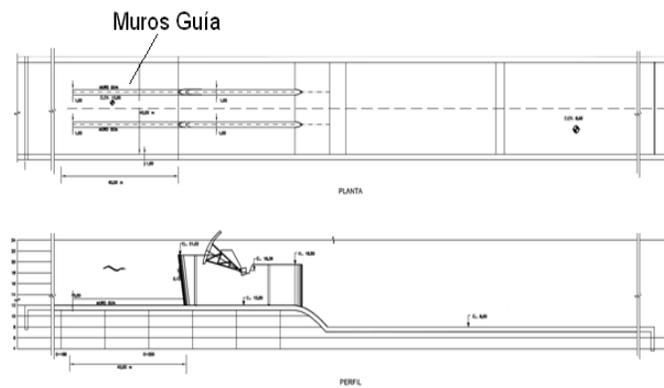
De acuerdo a la tabla anterior se comenta lo siguiente:

Para poder comparar el desarenador propuesto con los mostrados en tabla 4.3, se hace necesario verificar los gastos de operación, por ejemplo La C.H. Mazatepec para gastos de 300 y 450 m³/s, su velocidad es 11.82 y 11.14 m/s, y una eficiencia de 75 y 82%, mientras que esta investigación su velocidad es de 3.13 y 5.60 m/s, y una eficiencia de 53 y 93%, para los mismos gastos.

Las velocidades para La C.H. Mazatepec son altas mientras que esta investigación son bajas, pero suficientes para el arrastre de los sedimentos, con esta comparación se hace notar que no es necesario velocidades altas si no tener una buena estructura que garantice el desalojo de los materiales.

Por otra parte esta investigación logro que con velocidades bajas se lograra tener una eficiencia alta y La C.H. Mazatepec velocidades altas y una eficiencia relativamente baja en comparación con esta investigación.

CRITERIO DE DISEÑOS DE DESARENADORES A FILO DE CORRIENTE



CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones específicas

Los desarenadores se diseñan como obras de carácter permanente cuyo objetivo es desviar el agua con sedimentos de la zona del embalse y de la zona aledaña a la obra de generación, hacia aguas abajo de la presa. Por años, se les ha dado una especial atención en cuanto a su diseño se refiere.

Para llevar a cabo el diseño del desarenador en esta investigación, se empleó el análisis determinístico, donde las variables son: pesos específicos del material sólido y del agua, la aceleración de la gravedad, viscosidad cinemática del agua, una relación del volumen de sedimento que se estima se asentará entre el volumen total de partículas iguales o mayor tamaño diámetro d con que se valúa, la velocidad de caída de las partículas de cierto diámetro que pasan o depositan en el canal.

Otra variable básica para el diseño fue el ancho del canal desarenador, para cualquiera sección utilizando la fórmula de continuidad y aplicando la fórmula de Manning con flujo subcrítico, para el cálculo de la pendiente. Con ello se obtuvo la capacidad de desazolve de la presa, que es el criterio empleado en esta nueva propuesta.

- De la revisión y análisis de los criterios para el cálculo de diseño de desarenadores.

Los criterios de diseño de desarenadores en este trabajo están basados en la velocidad que se presentan dentro del canal, en el diámetro y en la velocidad de caída de las partículas a sedimentar del material en suspensión y de fondo, que originan los esfuerzos cortantes. Al respecto, es importante mencionar que estos métodos se presentan únicamente como información teórica, ya que para aplicarlos se requiere de información de campo.

Por otra parte las consideraciones teóricas que existen en los criterios de diseño de desarenadores, son empíricas que cuentan con cierta relación entre una y otra por ejemplo para el cálculo de la velocidad de caída Rubey (1933), Maza y García, (1996) utilizan partículas naturales con tamaño entre limos y gravas.

- De la instalación experimental y la evolución del desazolve del embalse a través de un desarenador.

El estudio experimental; además de considerar la forma de operar el desazolve en el canal desarenador (compuertas parcialmente abiertas y descarga libre), intervienen otros fenómenos como son: la rugosidad, la caída del gradiente de presión, fenómenos de tipo local, y el efecto de escala. Como resultado del estudio teórico solo se hizo la aplicación de los criterios para la velocidad de caída desarrollados en el subcapítulo (2.4.2), cuyos resultados no difieren de los obtenidos experimentalmente cuando el canal trabaja con una carga de agua por arriba de 3 a 5 m del sedimento, ver subcapítulo (4.2.4).

La evolución del desazolve de los sedimentos depositados en el canal desarenador son desalojados en un tiempo menor a los 10 min. Para régimen permanente e instantáneo la velocidad máxima es de 5.60 m/s.

Obra de toma.

En el modelo hidráulico no se observó la presencia de vórtices que pongan riesgo el funcionamiento de la obra de toma.

- Las características geométricas del desarenador y la comparación con otros similares.

En el estudio experimental del modelo hidráulico, se conoció la geometría de un desarenador con una aportación de sedimentos de orden de 509.76 Ton/día y se determinó su geometría. La geometría diseñada y basada en encausar el agua con muros prolongados denominados muros guía, permitió que el flujo se acelerara sin alterar el funcionamiento hidráulico del mismo

El desarenador está formado por un canal con muros verticales paralelos y al final del mismo por dos compuertas radiales.

Uno de los muros aloja las compuertas de la obra de toma, con un umbral a una elevación por arriba de la plantilla del desarenador; el otro muro, denominado muro guía, separa el canal y el embalse del río, siendo la prolongación de una de las pilas del vertedor de la presa, figura (4.1).

En todo el desarrollo experimental se aplicaron los criterios de Rubey (1933), Maza y García, (1996). Adicionalmente, se consideró la metodología propuesta para el criterio de diseño de desarenadores basada en la ecuación de continuidad y Manning que tiene como base las hipótesis de determinar el ancho del canal aplicado en la solución a casos prácticos, en este caso, a partir de los registros de experimentales.

A partir de los resultados que se muestran en la tabla (4.1); se puede concluir que el funcionamiento hidráulico para un gasto de $458 \text{ m}^3/\text{s}$, aceptable el canal desarenador elimina un 53% del sedimento con las compuertas parcialmente abiertas, mientras que para el mismo gasto elimina más del 90 % del sedimento con compuertas totalmente abiertas.

- Las diferencias de los resultados obtenidos teórica y experimentalmente, con otros tipos de desarenadores similares a los de esta propuesta.

Se considera que el desarenador representado en el modelo y de acuerdo con la tabla (4.3), es una buena propuesta dada su eficiencia, velocidad, su sección, por ejemplo, la eficiencia de esta propuesta es de 93 %, su velocidad de 4 m/s, mientras que la C.H. Mazatepec es de 82% y su velocidad es de 11.14 m/s para un gasto de $450 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.1 Conclusiones generales

- La sedimentación disminuye significativamente la capacidad del embalse y si no se evita, el suministro de los servicios completos para los cuales fue diseñado será insuficiente.

- La acumulación de sedimento en los embalses es un fenómeno difícil de evitar se ha visto que a la fecha existen varios métodos, para su control los preventivos y los correctivos. Los preventivos controlan o detienen la entrada de sedimentos al embalse, y los correctivos rectifican las consecuencias de la sedimentación, ambos ayudan a minimizar este problema.

- Si el método elegido para eliminar el sedimento en un embalse no es suficiente da lugar a que su eficiencia disminuya, provocando desgaste acelerado de turbinas de centrales hidroeléctricas, obstrucción de sistemas de riego tecnificado, erosión de estructuras hidráulicas, reducción de la capacidad de los canales con el consecuente riesgo de inundación (debido a los grandes volúmenes de sedimentos depositados en el fondo), imposibilidad del consumo directo del agua, entre otros.
- Es necesario la implementación de desarenadores para la eliminación de los sedimentos acumulados en el embalse. Para su operación se debe realizar el análisis de la avenida de diseño.
- La remoción hidráulica a través de un desarenador es una alternativa utilizada en muchas partes del mundo con resultados exitosos. Con estas estructuras se conducen el material transportado, aguas abajo de la presa; las cuales soportan altas velocidades del flujo y material en suspensión; son utilizados en todo tipo de presas su aplicación requiere que se conozcan las características topográficas y de su operación.

En México se ha utilizado este tipo de remoción, prolongando en muchos casos la vida útil de la presa.

Recomendaciones

El desarenador propuesto deberá emplearse en la práctica por que garantiza la vida útil de la presa; las ventajas que presenta que remueve el material en poco tiempo, no necesita complementos mecánicos para el desalojo del sedimento, cuando opera el desarenador la capacidad de almacenamiento del embalse se recupera en poco tiempo, su sección rectangular es más fácil de construir, la sección de compuertas permite tener un control para el desalojo de los materiales, es decir que puede operar con solo una compuerta, los muros guía para encausar el agua no afectan al funcionamiento hidráulico de la estructura, finalmente es económico ya que se puede colocar en la cercanías de la obra toma, y es fácil de adaptarse a la condiciones topográficas del sitio.

Se recomienda esta nueva propuesta para futuros desarenares a filo de corriente para obras de generación.

Recomendaciones para investigaciones futuras:

De los resultados obtenidos en el modelo, surge la inquietud de continuar con una investigación que garantice el desalojo de los sedimentos en las cercanías de la obra de generación con la intención de que se extraiga la mayor parte del sedimento, proponiendo un sistema que sea más económico y sin el no vaciado de la presa.

Por lo anterior se recomienda continuar la investigación en un modelo tridimensional para estudiar estos efectos en el comportamiento hidráulico general de la estructura y determinar los elementos del desarenador para diferentes tipos de sedimentos, así como su implementación en campo.

Bibliografía

1. Campos A. F. (1980) "Dimensionamiento de capacidad de los sedimentos en los embalses", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
2. Fan J. and Morris G. L. (1992) "Reservoir sedimentation.II: Reservoir desiltation and long - term", Journal of Hydraulic engineering vol 118.
3. Fernández E. A. (1998) "Experiencias en el vaciado de una presa", congreso latinoamericano de hidráulica, Oaxaca México.
4. Fuhrer G. and Evans D (1990). "Use of Elutriate test and bottom -Material analyses in simulating dredging effects on water Quality of selected rivers an estuarias in Oregon an Whashington", 1980-1983 US Geological survey Water - resources investigation Report 89-4015 Portland Oregon.
5. Fuhrer G. and Evans D, (1990).Use of Elutriate test and Bottom -Material Analyses in simulating Dredging Effects on water Quality of Selected Rivers and Estuaries in Oregon and Washington, 1980 -1983. US Geolical Survey Water-Resources Investigation Repor 89-4015 Portland Oregon.
6. Goodwin C. and Micaelis D (1984) "Appearance and water Quality of turbidity plumes producen by dredging" in tampa bay Florida US Geological survey Water - Supply pper, 2192.
7. Gracia, S. J. (1987) "Sedimentación en embalse "Cap. 18. versión actualizada del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería de la UNAM.
8. Hassanzadeh, Youssef. (1995) "The removal of reservoir sediment", official Journal of the Water International vol. 20.

9. Hotchkiss .R. H. (1995) "Reservoir sedimentation. causes and consequences"
International Water Resources Engineering Conference, 1, San Antonio, TX,
Proceedings, New York, NY: American Society of Civil Engineers, Vol. 2 pp. 1180
- 1195.
10. Jihn – Sung and Hsieh Shen W. (1996) "Flushing sediment through reservoirs",
journal of Hydraulic Research, vol 34 No. 2 pp 230-255.
11. Krumdierck and Chamot P. (1979) "Sediment flushing at the Santo Domingo
Reservoir", water power dan construction vol 31 No.12 pp. 25-30.
12. Laboratorio de Hidráulica de CFE (1992, 1995 y 2004), "Informe de estudios".
13. Manual criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos
hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico (2010).
14. Manual de diseños de obras civiles (1981) CFE, hidrotecnia A.2 II "Hidráulica
Fluvial, México".
15. Marengo M. H. (1994) "Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y
enrocamiento ante avenidas", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería de la UNAM.
16. Marengo M. H. (1994) "La Seguridad de presas no debe ignorarse", Revista de
Ingeniería Civil No. 307.
17. Marengo M. H. y Barragán C. (2000) "Remoción de sedimentos en embalses con
la ayuda de la modelación física", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería,
UNAM.
18. Maza A. J.A. y M. García F. (1996). Manual de Ingeniería de Ríos. Cap.10.
"Transporte de Sedimentos" Instituto de Ingeniería de la UNAM."
19. Moric, P. Electrowatt Engineering Ltd. Switzerland. (1996)" Optimizing desanding
facilities for hydro Plants" Hydropower Dams, vol 6 pp.31 -35.
20. Morton, J.W. (1977) Ecological Effects Of Dredged and Dredge Spoil Disposal: A
Literature review. Us Department of the Interior Fish and Wildlife Service,
Washington, D.C.
21. Paul C. T. and Dhillón G. S. (1998) "Sluice dimensioning for desilting reservoirs",
International water power dan construction vol 40 No.5 pp. 38 - 44
22. Posada G. L. (1994) "Transporte de sedimentos", Tesis de Maestría, Facultad de
ingeniería de la Universidad Nacional de Colombia. Medellín.

23. By M. L. HUNT (2002) " Revisiting the 1954 suspension experiments of R. A. Bagnold", J. Fluid Mech. (2002), vol. 452. Cambridge University Press DOI: Printed in the United Kingdom.
24. Roger Mattos (1999), "Pequeñas obras hidráulicas", PHI/UNESCO.
25. Reh binder. G. (1994) " Sediment removal with a siphon at critical flux", Journal of Hydraulic Research, vol. 32.
26. Rivas M. G. (1978). Tratamiento de aguas residuales"; Segunda Edición; España.
27. Roovers M. (1989) "The removal treatment and use of sediment from reservoirs", international water power dan construction vol 41, No. 3. pp 40-48.
28. Rubey, W. (1933) "Settling velocities of gravel, sand and silt particles". Am. J. Sci. Vol. 25, 1933, pp. 325-338.
29. Secretaría Agricultura y Recursos Hidráulicos. (1980) "Manual de presas de derivación", Talleres Gráficos de la Nación.
30. Singh, K. P. and Durgunoglu, Ali. (1991) " Remedies for sediment buildup" hydro Review, vol 10 No.7.
31. Sotelo, G. (1974) Hidráulica General Fundamentos. Limusa, México.
32. Sparrow, A. E. (2008) "El desarenador", Tesis de Maestría Facultad de Ingeniería Civil Universidad Nacional del Santa, Perú.
33. Vega R. O. y Arreguín C., F. I. (1987) "Presas de Almacenamiento y Derivación". UNAM. México.
34. Voro'ev. A.s. (1982) "Flushing of reservoirs as a means of increasing the operating efficiency of hydroelectric station", Hydrotechnical Construction pp. 515-528

Agradecimientos

DEPFI – UNAM por la oportunidad otorgada de poder realizar los estudios de Maestría en esta Máxima casa de Estudios de México.

CONACyT por el apoyo para la realización de mis estudios de Maestría en Ingeniería Hidráulica.

Laboratorio de Hidráulica de CFE por haber permitido el uso de sus instalaciones para la realización de las pruebas.