



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESTUDIO TEÓRICO Y EXPERIMENTAL DE LA  
REMOCIÓN HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS EN UN  
EMBALSE.**

**TESIS**

PRESENTADA POR:  
**SAÚL GARCÍA CAMACHO**

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
**MAESTRO EN INGENIERIA CIVIL  
(HIDRÁULICA)**

DIRECTOR DE TESIS:  
**DR. ARIOSTO AGUILAR CHÁVEZ**



CAMPUS MORELOS

2005



**JURADO ASIGNADO:**

**Presidente:** Dr. Felipe Ignacio Arreguín Cortés

**Secretario:** Dr. Aldo Iván Ramírez Orozco

**Vocal:** Dr. Ariosto Aguilar Chávez

**Suplente:** M. en I. José Alfredo González Verdugo

**Suplente:** M. en I. Roberto Mejía Zermeño

Sala audiovisual, División de Estudios de Posgrado, Facultad de  
Ingeniería, Campus Morelos:

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Ariosto Aguilar Chávez

---

**FIRMA**



Agradecimientos...

Al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua,

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología,

A mi director de tesis y los profesores que integran el jurado,

A mis padres, hermanos, la familia de aquí y de allá, mis amigos,  
compañeros y todos los que de alguna forma me apoyaron en las varias  
etapas que llevaron a la elaboración de este documento.





# Estudio teórico y experimental de la remoción hidráulica de sedimentos en un embalse.

## Índice

---

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES, PROCESOS, DEPÓSITO Y MANEJO .....</b>	<b>11</b>
2.1	ORIGEN Y PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.....	12
2.1.1	<i>Fuentes de los sedimentos .....</i>	<i>12</i>
2.1.2	<i>Propiedades de los sedimentos .....</i>	<i>12</i>
2.2	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	13
2.3	FORMAS EN QUE SE DEPOSITA EL SEDIMENTO EN UN EMBALSE .....	14
2.3.1	<i>Zonas de depósito .....</i>	<i>15</i>
2.3.2	<i>Geometría de las zonas de depósito longitudinal.....</i>	<i>15</i>
2.3.3	<i>Esquemas de depósito lateral .....</i>	<i>16</i>
2.3.4	<i>Cálculo del aporte de sedimentos.....</i>	<i>17</i>
2.4	SISTEMAS PARA EL CONTROL DE LA SEDIMENTACIÓN .....	18
2.4.1	<i>Métodos indirectos.....</i>	<i>19</i>
2.4.2	<i>Métodos de diseño.....</i>	<i>19</i>
2.4.3	<i>Soluciones directas.....</i>	<i>20</i>
2.4.3.1	<i>Dragado .....</i>	<i>20</i>
2.4.3.1.1	<i>Dragado hidráulico o hidrosucción .....</i>	<i>20</i>
2.4.3.1.2	<i>Dragado mecánico.....</i>	<i>23</i>
2.4.3.2	<i>Bombas Venturi, neumáticas y remoción por aire .....</i>	<i>24</i>
2.4.3.2.1	<i>Ganchos de control remoto para limos consolidados.....</i>	<i>24</i>
2.4.3.3	<i>Remoción hidráulica de sedimentos .....</i>	<i>25</i>
2.4.3.3.1	<i>Remoción de sedimentos durante avenidas.....</i>	<i>26</i>
2.4.3.3.2	<i>Extracción por chorros de agua .....</i>	<i>26</i>
2.4.3.3.3	<i>Vaciado del embalse y remoción por chorros .....</i>	<i>26</i>
2.4.3.3.4	<i>Desfogue de corrientes densas.....</i>	<i>26</i>
2.4.3.3.5	<i>Criterio empírico para la evaluación inicial de la remoción.....</i>	<i>27</i>
2.4.3.4	<i>Remoción por medio de un sifón a flujo crítico .....</i>	<i>28</i>
<b>3</b>	<b>ESTUDIOS REALIZADOS .....</b>	<b>31</b>
3.1	ESTUDIOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES .....	31
3.2	ESTUDIOS EN MODELO FÍSICO .....	32
3.3	ESTUDIOS EN PROTOTIPO .....	33
3.4	MODELOS NUMÉRICOS Y SOFTWARE UTILIZADO .....	35

<b>4</b>	<b>PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO .....</b>	<b>41</b>
4.1	OBJETIVO.....	41
<b>5</b>	<b>ESTUDIO EXPERIMENTAL .....</b>	<b>45</b>
5.1	DISEÑO DEL MODELO .....	46
5.1.1	<i>Análisis dimensional</i> .....	46
5.1.2	<i>Análisis sedimentológico</i> .....	48
5.2	DESCRIPCIÓN DEL MODELO .....	49
5.3	INSTRUMENTACIÓN UTILIZADA EN LA EXPERIMENTACIÓN .....	54
5.4	PROGRAMA DE ENSAYOS .....	55
5.5	METODOLOGÍA UTILIZADA EN EL EXPERIMENTO .....	55
5.6	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	56
<b>6</b>	<b>ESTUDIO TEÓRICO.....</b>	<b>63</b>
6.1	DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO .....	63
6.1.1	<i>Cálculo del campo de velocidades del flujo</i> .....	63
6.1.2	<i>Modelo de turbulencia K-ε</i> .....	64
6.1.3	<i>Cálculo del transporte de sedimentos</i> .....	64
6.2	CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO .....	66
6.2.1	<i>Resultados obtenidos de la calibración</i> .....	68
6.3	RESULTADOS OBTENIDOS DE LA MODELACIÓN .....	71
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>77</b>
	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>81</b>

<b>ANEXO A</b>	Análisis de escalas para el modelo físico
<b>ANEXO B</b>	Propiedades conjunto del sedimento
<b>ANEXO C</b>	Resultados del modelo físico
<b>ANEXO D</b>	Datos obtenidos con el ADV-Flowtracker

## **Capítulo 1**

# **Introducción**



## 1 Introducción

Uno de los principales problemas que a menudo afectan a los embalses, es su pérdida de capacidad debido al depósito de sedimento en su interior. Independientemente de que como parte del diseño está el disponer de un volumen para almacenar dichos azolves, muchas veces es rápidamente rebasado con la consecuente pérdida de volumen útil en el embalse y en casos extremos, el embalse puede ser inutilizado totalmente. En algunas presas, el volumen reservado para azolves no ha sido sobrepasado pero, la velocidad con que se pierde, hace prever que el embalse perderá capacidad de almacenamiento antes de lo previsto, con la consiguiente disminución de disponibilidad de agua. Una forma de eliminar la cantidad de sedimento que llega al embalse es evitar la erosión en la cuenca y la que esta alojada extraerla por medio de dragado, se considera que los costos para evitar la erosión de las cuencas son elevados y con resultados a largo plazo y que también lo son los costos de extracción del material depositado, entonces se entenderá porqué en muchas ocasiones es mejor construir un nuevo embalse que rehabilitar el azolvado, lo anterior no siempre es posible, pues además de las altas inversiones económicas, cada vez escasean más los sitios donde es posible construir una nueva cortina.

En el mundo existen cerca de 40,000 grandes presas usadas para abastecimiento e irrigación, generación de energía eléctrica, control de avenidas, etc. Más de la mitad de ellas pierden al año cerca del 1% de su almacenamiento total como resultado de la sedimentación, lo cual trae como consecuencia construir entre 300 y 400 nuevas presas para satisfacer la demanda (Rodney, W. 2000), en la tabla 1 se puede ver una muestra del fenómeno de sedimentación en embalses. Sin embargo el aumento de la población y el consumo per capita, afectan la disponibilidad real de los almacenamientos a pesar de instrumentar alternativas de uso eficiente del agua. Los embalses mexicanos no están exentos del problema de acumulación de sedimentos, como se puede observar en la tabla 2 (Barragán, B., 2000).

Embalse	País	Capacidad original (Mm <sup>3</sup> )	Pérdida de almacenamiento original (%)	Tiempo de sedimentación (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
Jensanpei	Taiwan	7	60	18
Ho-Ku	Taiwan	5.54	14	1

Tabla 1. Algunos embalse con problemas de sedimentación en el mundo

Embalse	País	Capacidad original (Mm <sup>3</sup> )	Pérdida de almacenamiento original (%)	Tiempo de sedimentación (años)
Baira	India	2.4	19	1
Kundah Palam	India	1.75	55	7
Cresta	Estados Unidos	5.2	48	46
Rock Creek	Estados Unidos	5.35	58	45

Tabla 1 continua. Algunos embalse con problemas de sedimentación en el mundo

Embalse	Estado	Capacidad original (Mm <sup>3</sup> )	Pérdida de almacenamiento original (%)	Tiempo de sedimentación (años)
El Niágara	Aguascalientes	16.500	6.10	22
Abelardo L. Rodríguez	Aguascalientes	28.700	24.18	55
La Codorniz	Aguascalientes	5.340	10.10	17
El Saucillo	Aguascalientes	6.800	7.35	44
Peña Blanca	Aguascalientes	4.420	8.30	19
Pilotos	Aguascalientes	0.816	85.66	10
Ordeña Vieja	Aguascalientes	4.051	1.90	9
El Cedazo	Aguascalientes	1.200	36.83	23
Piedritas	Coahuila	22.062	23.50	20
Alto de Norias	Coahuila	2.807	29.75	19
Casa de Janos	Chihuahua	14.500	13.79	30
Talamantes	Chihuahua	31.000	7.73	85
Santa Rosa	Nuevo León	418.450	38.00	27
La Boca	Nuevo León	17.310	7.55	30
Agualeguas	Nuevo León	10.772	5.46	16
Sombreretillo	Nuevo León	5.562	10.09	16
Loma Larga	Nuevo León	4.416	5.12	20
La Soledad	Puebla	30.000	66.66	36
Ojo Caliente	San Luis Potosí	10.255	7.89	17
San José	San Luis Potosí	7.500	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 Laminilla	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
Tayahua	Zacatecas	38.190	1.36	14
Palomas	Zacatecas	8.000	14.64	17
Achimec II	Zacatecas	9.000	4.02	14

Tabla 2. Algunos embalse con problemas de sedimentación en México

Embalse	Estado	Capacidad original (Mm <sup>3</sup> )	Pérdida de almacenamiento original (%)	Tiempo de sedimentación (años)
Tenasco	Zacatecas	10.500	12.89	22
Susticacán	Zacatecas	5.330	1.88	18
Chihuahua	Zacatecas	6.000	17.33	16
Víboras	Zacatecas	2.000	21.50	39
Santos Bañuelos	Zacatecas	3.000	0.83	7
Dolores	Zacatecas	4.912	13.64	15

Tomada y adaptada de Barragán, B., 2000

Tabla 2 continua. Algunos embalse con problemas de sedimentación en México

El objetivo del trabajo fue analizar cualitativamente la remoción del sedimento depositado en el embalse de una presa con ayuda de un modelo físico de fondo móvil y uno numérico para evaluar transporte de sedimentos utilizando la obra de toma existente.

Este objetivo se sujetó a dos hipótesis, una experimental, que consistió en determinar el volumen de sedimentos removidos en el embalse para producir un cono de remoción así como un canal de transporte de sedimentos considerando el vaciado total del embalse y una hipótesis numérica, para reproducir los resultados obtenidos en el modelo físico y determinar el volumen removido bajo las mismas condiciones ocurridas en el modelo físico.

Debido a que no es posible determinar de forma analítica la cantidad de sedimentos removidos al emplear la técnica de remoción hidráulica o también conocida como *flushing*, se utilizó un modelo hidráulico para reproducir las condiciones de un embalse azolvado, tomando como objeto de estudio el embalse de la presa Casa de Janos, ubicado en Chihuahua, México. Para lo cual, se construyó un modelo de fondo fijo escala 1:25 y se simuló el sedimento con arena volcánica con un diámetro medio de 0.019 mm, la obra de toma se elaboró con tubería de acrílico. Cabe mencionar que no se simuló el sedimento que se encuentra en prototipo ya que las condiciones que se obtengan de este estudio se utilizarán sólo para evaluar la factibilidad en el empleo del método.

Los resultados obtenidos en la modelación física nos muestran que existen dos etapas de remoción, una se presenta cuando la obra de toma funciona a presión y dura 17 minutos y la segunda cuando el conducto funciona a superficie libre con una duración de 160.75 minutos antes del vaciado total, este proceso no puede ser modelado numéricamente, dado que tiene una condición de superficie libre variable. La duración total del proceso de vaciado es de 605.75 minutos.

El volumen erosionado es de  $1.349 \times 10^{-4} \text{ m}^3$  de los cuales el aproximadamente el 54% es removido en la primera etapa y el resto, 46% durante la segunda etapa.

Los resultados muestran que existe una variación mínima entre el valor obtenido en el modelo físico y en el numérico, esto es para el modelo físico se tiene una erosión promedio de  $1.349 \times 10^{-4} \text{ m}^3$  y para el modelo numérico de  $1.978 \times 10^{-4} \text{ m}^3$ .

En el Capítulo 2; se describen los procesos de sedimentación en embalses, y los sistemas de control, indicándose el origen y las propiedades de los sedimentos, así como, la forma en que se depositan dentro de un embalse y cual es la configuración

espacial que toman, según la forma de éste, además se describen los sistemas utilizados para mitigar los daños causados.

En el Capítulo 3; se muestran los estudios previos realizados, esta información se basa en la recopilación bibliográfica realizada sobre el fenómeno en cuestión.

En el Capítulo 4; se plantean la problemática y los objetivos que dieron lugar al presente trabajo.

En el Capítulo 5; se describen las actividades encaminadas al diseño, montaje y experimentación del modelo físico, así mismo, se presentan los resultados obtenidos en los experimentos realizados.

En el Capítulo 6; se presenta una introducción al modelo numérico utilizado y una breve descripción de su funcionamiento, se describe la calibración realizada para, posteriormente presentar los resultados obtenidos en la modelación final. Se discuten algunas simplificaciones realizadas.

En el Capítulo 7, en este apartado se presentan las conclusiones y recomendaciones de los resultados de la modelación física y numérica.

Después de este capítulo se muestra la bibliografía consultada así como los anexos que muestran la información utilizada en el desarrollo del trabajo.

## **Capítulo 2**

# **Sedimentación en embalses, procesos, depósito y manejo**



## **2 Sedimentación en embalses, procesos, depósito y manejo**

Al interponer un obstáculo a un río, como es el caso de una presa, se origina un estancamiento, por el cual el sedimento transportado se comportará según el siguiente mecanismo: al entrar la corriente al embalse, el material grueso se depositará según la disminución de la velocidad del agua por el efecto de ampliación del cauce y el crecimiento del tirante, formando en la cola del vaso una acumulación de sedimento grueso denominado delta. El sedimento más fino continuará hacia adentro del vaso como una corriente de densidad, para posteriormente al detenerse, depositarse en el fondo del mismo. Existen embalses en los que tal corriente no llega a formarse, y se produce en el vaso o en gran parte del mismo, una turbidez generalizada que evolucionará, según la dinámica particular del almacenamiento (Gracia, J. 1997).

El mecanismo de sedimentación descrito, es en realidad más complejo, ya que depende de muchos otros factores como son la estratificación del embalse por efecto de la radiación solar y la profundidad de éste, forma, dimensiones y características especiales del embalse, operación, características fisicoquímicas del sedimento y las características de la avenida de ingreso, entre otros.

El delta se moverá hacia adentro del embalse según las características de las avenidas y la variación de los niveles en el vaso. En los grandes embalses, la formación del delta tiene importancia por el efecto que causa hacia aguas arriba del río y por el volumen que ocupa dentro del vaso. El remanso en ocasiones inunda áreas que antes de la formación del delta no se inundaban. Sin embargo, existen casos en los que la penetración del material grueso dentro del vaso llega a ser tan acentuada, que pone en peligro las instalaciones en la cortina.

Cuando la presa no es muy grande y sus extracciones son muy frecuentes, es posible que el delta ocupe gran parte del vaso y en tal caso, el sedimento grueso sí constituye la principal pérdida de capacidad, ya que gran parte del material fino muy probablemente no será retenido pues continuará hacia aguas abajo.

El material que se deposita en el fondo del embalse, estará sujeto a una compactación al transcurrir el tiempo. Este efecto se verá acentuado al cambiar sensiblemente los niveles en el vaso, haciendo que se produzca un alternado secado y saturación del material sedimentado. Esto induce dos problemas, uno, es el cambio de volumen depositado a través del tiempo que repercute en la cantidad de agua almacenada, y otro, es la dificultad de remover sedimento altamente compactado.

Las corrientes de densidad, aunque son un fenómeno que fácilmente se puede generar en laboratorio, su detección en campo presenta grandes dificultades. Por esta razón, no ha sido posible definir una clara relación entre los trabajos teóricos y el fenómeno real. Esto es particularmente importante, porque el manejo de una corriente de densidad, permitiría, en algunos vasos, aliviar el problema de

sedimentación, pues al conocer su comportamiento tal vez pudieran extraerse del embalse antes de que el material que transportan se sedimentara.

Cuando la corriente de densidad no llega a formarse, y sólo se genera turbidez en el embalse, lo cual generalmente ocurre con concentraciones bajas de sedimento, el problema principal no radica en la cantidad depositada, sino en la afectación de la calidad del agua.

## **2.1 Origen y propiedades de los sedimentos**

El nombre de sedimentos se da a las partículas procedentes de las rocas o suelos, que son acarreadas por las aguas que escurren y por los vientos. Todos estos materiales, después de cierto acarreo, finalmente son depositados a lo largo de los propios cauces, en lagos, lagunas, en el mar y las partes bajas de la cuenca, principalmente en la planicie, lo que da origen a la formación de ésta y a su levantamiento. El sedimento que se deposita en un gran cuerpo de agua recibe de ésta su estructura y carácter finales [García y Maza, 1998].

### **2.1.1 Fuentes de los sedimentos**

No es posible indicar con precisión todas las fuentes que producen los sedimentos que llegan a un río y son acarreados por su corriente. Sin embargo, de acuerdo con la definición anterior, la fuente principal la constituyen los suelos y rocas que se encuentran en su cuenca, y el agua y el viento son, en nuestro medio, los principales agentes de erosión y de transporte. Por otro lado, dada la actividad del hombre en el medio que lo rodea, las fuentes del sedimento pueden clasificarse en naturales y artificiales (García y Maza, 1998).

- Fuentes naturales
  - Erosión de la superficie del terreno
  - Erosión del cauce principal y sus tributarios
  - Movimientos naturales del terreno
- Fuentes artificiales
  - Destrucción de la vegetación
  - Obras de ingeniería
  - Explotación de minas y canteras
  - Desechos urbanos e industriales

Así mismo, en problemas de ingeniería el origen de los sedimentos puede dividirse en tres grupos:

- Sedimentos que se originan en la superficie de la cuenca
- Sedimentos provenientes del fondo y orillas de los ríos
- Sedimentos que provienen de los desechos industriales y urbanos

### **2.1.2 Propiedades de los sedimentos**

Las características de los sedimentos reflejan los procesos de erosión, el transporte y el depósito del material erosionado de la superficie de la cuenca. La densidad, el tamaño y la forma de las partículas influyen determinantemente en las varias

etapas del transporte de sedimentos, que es de gran interés para el diseño de obras hidráulicas, como puede ser la estimación de volúmenes de azolve en vasos. (Aldama, et al, 2000).

Desde el punto de vista de la resistencia que oponen a ser arrastrados y de su comportamiento al ser transportados, se distinguen tres clases de material (Maza, 1987):

- No cohesivo o granular o friccionante,
- Cohesivo y,
- Rocoso.

Las propiedades individuales de las partículas que constituyen un suelo granular son las siguientes:

- Peso específico,
- Forma,
- Tamaño y,
- Velocidad de caída.

Los sedimentos naturales están constituidos por una gran variedad de partículas que difieren entre sí en tamaño y forma principalmente.

El comportamiento de una partícula aislada, sujeta a la acción de un flujo, difiere de aquel que presenta cuando está formando parte de un conjunto. Por ello, a fin de entender la dinámica de los sedimentos, es necesario conocer también las propiedades referentes a un conjunto grande de partículas, de las cuales las más importantes son:

- Distribución granulométrica y,
- Peso volumétrico.

Cuando las partículas finas son puestas en suspensión, pueden permanecer algún tiempo en ese estado, para determinar su comportamiento es necesario conocer:

- La concentración de partículas en suspensión,
- La viscosidad de un líquido con material en suspensión y,
- El peso específico de un líquido con material en suspensión.

## **2.2 Transporte de sedimentos**

Los sedimentos pueden ser transportados, de diversas formas por el flujo de una corriente, cuando el esfuerzo cortante promedio sobre el fondo del cauce excede el esfuerzo crítico tractivo del material de fondo. El transporte puede ser por rodamiento o deslizamiento sobre el fondo, a saltos dentro del flujo y suspendido o soportado por el flujo durante el tiempo que es transportado. El transporte puede ser también una combinación de las anteriores.

Las arenas, gravas y boleos, sedimentos que generalmente ruedan, se deslizan o avanzan a saltos apoyándose sobre el fondo, estos conforman lo que se conoce como carga de fondo. Por otra parte, las partículas de material del fondo, que viajan suspendidas por la corriente (carga de fondo en suspensión), en adición con el

material fino menor que 0.062 mm de la superficie de la cuenca, como son limos y arcillas que son arrastrados por el escurrimiento pluvial al cauce (material o carga de lavado), conforman la carga en suspensión (Maza, 1987).

Una forma de clasificar el transporte de sedimentos para facilitar la obtención de datos y poder realizar la interpretación de los resultados, se resume en la tabla 2.1, así mismo se muestra en la figura 2.1 los conceptos que en ella se mencionan.

Tipo de transporte	Descripción
Transporte en la capa de fondo	Material del fondo del cauce que rueda, salta o es arrastrado por la corriente dentro de la capa de fondo.
Transporte de fondo en suspensión	Material del fondo del cauce que es transportado en suspensión debido a la velocidad y turbulencia de la corriente.
Transporte total de fondo	Material de fondo transportado por la corriente tanto dentro de la capa de fondo como en suspensión.
Transporte de lavado	Material generalmente fino (limo y arcillas) transportado en suspensión, el cual es originado en la superficie de la cuenca al ser erosionada por las gotas y el escurrimiento de la lluvia.
Transporte en suspensión	Es constituido por el material de fondo, así como por material de lavado arrastrado de la cuenca por el escurrimiento, los cuales son transportados en suspensión debido a la turbulencia de la corriente y su reducción de peso.
Transporte total	El total del material que es transportado por el río, considera las diferentes fuentes del material y las diferentes formas de transporte.

Tomada y adaptada de Aldama et al, 2000

Tabla 2.1. Clasificación del transporte de sedimentos.

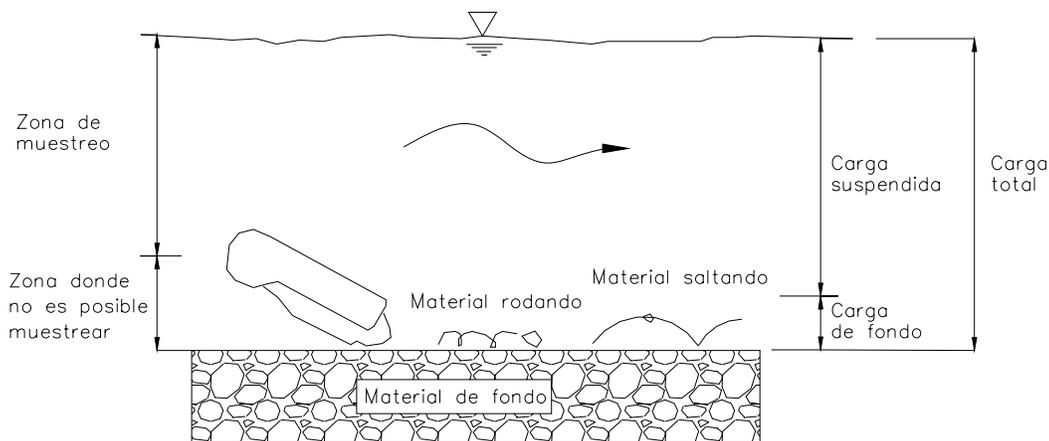


Figura 2.1. Representación esquemática del transporte de sedimentos.

### 2.3 Formas en que se deposita el sedimento en un embalse

Cuando un curso de agua es obstruido, se presenta en el flujo una disminución de la velocidad la cual provoca que los sedimentos que transporta comiencen a

depositarse. La carga de fondo y las partículas suspendidas son depositadas inmediatamente formando depósitos en forma de deltas, mientras que los sedimentos finos cuya velocidad de caída es menor son llevados dentro del embalse. Un embalse formado por una sola corriente y con pocos tributarios operado con un nivel constante, presenta un esquema de depósito simple. Sin embargo eso no ocurre para todos los embalses, debido a las diversas condiciones morfológicas que presentan, estas pueden ser las condiciones hidrológicas, el tamaño de las partículas y la geometría del embalse.

En embalses en que los niveles fluctúan o bien permanecen vacíos durante ciertos periodos, los sedimentos pueden compactarse debido a las variaciones de humedad y en otros casos puede ser erosionado por acción del agua al bajar su nivel, la cual modifica la pendiente del cauce.

Los sedimentos son transportados dentro del embalse hacia las zonas de depósito siguiendo alguno de los siguientes procesos:

- Transporte de material grueso en forma de carga de fondo a lo largo de la zona alta del delta,
- Transporte de material fino en forma de corrientes de densidad y,
- Transporte de finos en forma de corrientes no estratificadas.

### 2.3.1 Zonas de depósito

Las zonas de depósito longitudinales en un embalse pueden dividirse en tres, (Ver figura 2.2), la parte alta que corresponde a la zona del delta en donde los sedimentos se depositan rápidamente, la parte media que avanza dentro del embalse y se caracteriza por tener una pendiente alta y un decremento en el tamaño de las partículas, y la parte baja formada por los sedimentos de grano fino formadas por corrientes de densidad o flujo no estratificado.

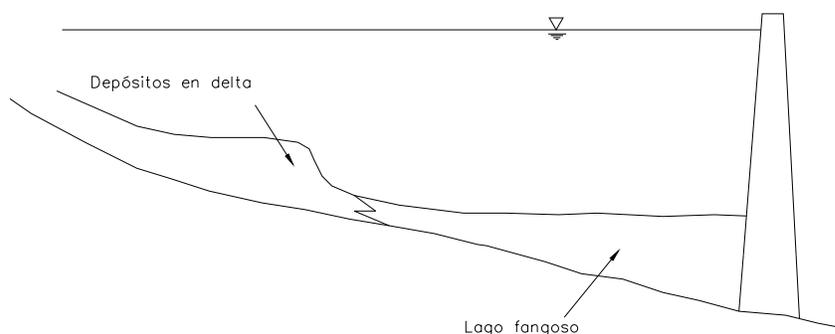


Figura 2.2. Esquema general de las zonas de depósito en un embalse.

### 2.3.2 Geometría de las zonas de depósito longitudinal

La geometría de estas varía enormemente de un embalse a otro, esto debido a la geometría del vaso, el gasto y tamaño de las partículas, las características de la carga de entrada y la operación del embalse. Estos depósitos muestran cuatro

esquemas básicos (figura 2.3), que dependen de la entrada de sedimentos y operación del embalse (Morris y Fan, 1997), y son:

*a) Depósito en deltas*

Formado por la fracción gruesa del sedimento, el cual se deposita en la zona de entrada del flujo al embalse ( $D > 0.062$  mm), en ocasiones puede contener fracciones de material fino como limos.

*b) Depósito en cuña*

Estos depósitos son muy gruesos al pie de la cortina y se van haciendo delgados hacia aguas arriba. Este esquema es típico de los sedimentos que son depositados por corrientes de densidad. Los depósitos en forma de cuña se pueden encontrar en pequeños embalses en los que la captación de sedimentos es grande, así mismo en un embalse grande cuyo nivel de operación es bajo durante avenidas, favoreciendo que el sedimento sea llevado cerca de la cortina.

*c) Depósitos adelgazados*

Ocurren cuando el depósito se adelgaza progresivamente conforme se va acercando a la cortina, es común en embalses que mantienen un nivel alto.

*d) Depósito uniforme*

Son poco usuales pero pueden ocurrir, y se presentan en embalses encañonados con fluctuaciones frecuentes en los niveles del mismo.

### **2.3.3 Esquemas de depósito lateral**

Los sedimentos se depositan, inicialmente en la parte baja de una sección (transversal), formando depósitos que cubren las zonas bajas hasta llenar las depresiones formando capas y presentan una superficie casi horizontal.

Existen tres procesos que contribuyen a la concentración de sedimentos en las partes bajas de las secciones transversales (Morris y Fan, 1997), los cuales son:

- El transporte y depósito de sedimentos a lo largo del cauce producido por la erosión aguas arriba.
- El perfil vertical de concentraciones logarítmicas dentro de la columna de agua que puede concentrar los sedimentos suspendidos en las partes bajas de la sección transversal.
- La distribución uniforme de los sedimentos suspendidos a lo largo de la sección transversal y su asentamiento en caída vertical, el depósito de sedimentos será directamente proporcional al tirante en la sección.

La importancia relativa de estos procesos varía de un embalse a otro, así mismo, las corrientes de densidad son de gran importancia para poder explicar la distribución de sedimento fino dentro de un embalse.

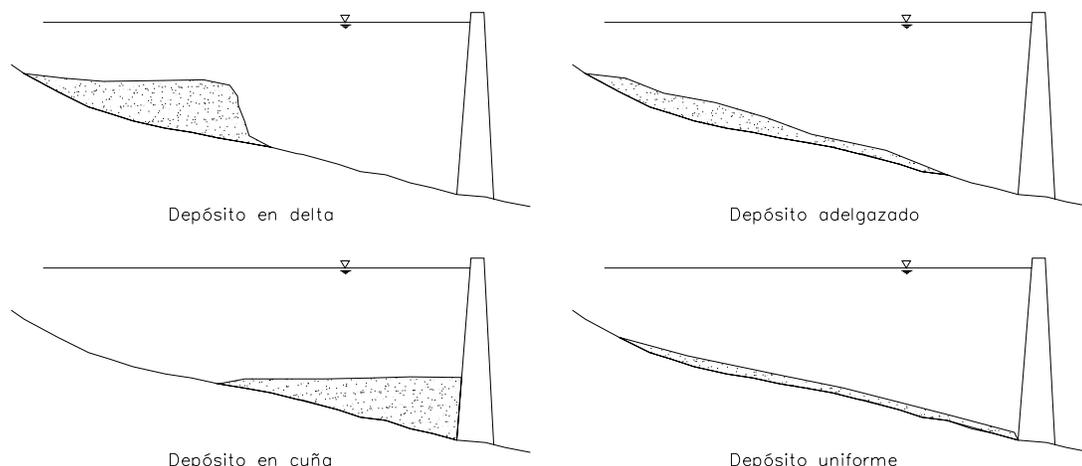


Figura 2.3. Esquemas básicos del depósito de sedimentos.

### 2.3.4 Cálculo del aporte de sedimentos

Para determinar la cantidad de sedimentos que entra a un embalse existen procedimientos, tales como:

- Medición directa dentro del embalse,
- Aforo del transporte de sedimento en la corriente de entrada y,
- Métodos teóricos.

Evidentemente, la aplicación de cada uno de ellos dependerá de la información disponible y del grado de precisión deseado.

Determinar la cantidad de material sólido que entra en un embalse, es sin duda uno de los aspectos más importantes en el estudio del problema de sedimentación, pero también es la parte más difícil de evaluar y donde se han logrado menos avances (Gracia, J. 1997).

El principal medio para evitar el problema de pérdida de capacidad de un embalse, es disminuir la erosión en las cuencas, incluso es la principal solución recomendada (Gracia, J. 1997).

#### **Medición directa de sedimento depositado en un embalse.**

Generalmente este tipo de mediciones se hacen con ayuda de fotografía aérea y levantamientos topográficos cuando el vaso se vacía, y batimétricos cuando el sedimento está constantemente sumergido.

La frecuencia con que deben hacerse las mediciones de sedimento depositado, dependen del tipo de embalse y de la disponibilidad técnico-económica para realizarlas. Se pueden hacer cuando se estima que ha perdido el 5% de la capacidad, o realizarlo antes y después de cada época de avenidas (Gracia, J. 1997).

#### **Determinación del transporte de sedimento y aforo.**

Para determinar el transporte de fondo o en suspensión además del aforo directo, existen una gran cantidad de métodos para hacer la cuantificación, como Meyer-Peter y Muller, Frijlink, Bagnold, Van Rijn, Engelund, Einstein, Brooks, etc. (Gracia, J. 1997).

En el caso del material de lavado es más difícil la predicción, por lo que es recomendable el aforo directo, tal procedimiento consiste en aforar de manera regular, el material sólido que transporta una corriente durante cada año, o al menos durante la época de avenida. En la práctica existen aún serias dificultades para hacer compatibles las mediciones de campo, con los criterios existentes para calcular la cantidad de sedimento transportado. En especial el material que viaja por el fondo es difícil de medir, y generalmente hay grandes discrepancias con los criterios de cálculo.

Es necesario señalar, que en muchos casos se considera que existe una relación fija entre el transporte de fondo y el que viaja en suspensión (Gracia, J. 1997), sin embargo, algunas veces puede ser muy variable debido a factores geológicos y climáticos (Gracia, J. 1997).

### **Métodos teóricos para el cálculo del aporte de sedimento.**

De lo mencionado anteriormente, se puede observar que lo indicado en el inciso (a) es solo aplicable a embalses ya construidos, y obviamente refleja claramente el depósito de sedimento en el embalse, en cuanto al inciso (b), también es un procedimiento factible para la cuantificación del sedimento susceptible de depositarse en el embalse. Sin embargo, con ambos procedimientos no es posible determinar cual sería el depósito, si durante la vida del embalse cambiaran las condiciones de la cuenca de aporte o las características de la corriente. Visto de otra manera, en los nuevos proyectos de embalses, donde las mediciones de transporte de sedimento no son suficientes o bien no existen, el problema de determinar el aporte de sedimento se vuelve difícil. Por esta razón, se han desarrollado diversos métodos para determinar, a partir de las características de la cuenca y del régimen de lluvias el posible aporte de sedimento.

El método que hasta el momento parece ser el más prometedor, es la Fórmula Universal de Pérdida de Suelos (USLE, por sus siglas en inglés), propuesta por Wischmeier y Smith (Gracia, J. 1997). Este criterio originalmente empleado para determinar el aporte de sedimento en pequeñas extensiones de terreno, ha sido modificado para emplearse en cuencas.

Para cuantificar el material sólido transportado por un río y que puede llegar a depositarse en un vaso de almacenamiento de agua, es necesario conocer ciertas propiedades de los sedimentos que forman el cauce, exponer las características de la estratificación térmica en los embalses, que tienen un efecto importante en la dinámica de las corrientes de densidad y algunos conceptos inherentes al azolve de las presas.

De las propiedades de los sedimentos que forman el cauce, deben considerarse además las del agua, tales como el peso específico y la densidad o masa específica. De las partículas finas que son puestas en suspensión es conveniente conocer la concentración de sedimentos en suspensión, que representa la cantidad de partículas contenida en el seno de un líquido, también el peso específico de la mezcla de líquido y material en suspensión.

## **2.4 Sistemas para el control de la sedimentación**

Existen diversas alternativas para evitar la sedimentación (o eliminar el ya sedimentado) dentro de un embalse, sin embargo la solución no depende de la

aplicación de una sola técnica, sino de la combinación de varias de acuerdo a cada problema en particular.

#### **2.4.1 Métodos indirectos**

El mejor procedimiento para evitar la pérdida de capacidad en los embalses es la prevención de la erosión de los suelos de las cuencas mediante prácticas de conservación de suelo y agua. Detener la pérdida de suelo implica no sólo atenuar el problema de sedimentación en embalses, sino también impedir que se pierda el suelo normalmente útil para fines agrícolas y forestales y; que además es no renovable desde el punto de vista práctico así como favorecer la recarga. Sin embargo en los casos de grandes cuencas, con condiciones naturales pobres, los trabajos de conservación de suelos pueden ser difícilmente realizables en corto tiempo sobre todo si se piensa que en muchas ocasiones se necesita de un trabajo de reeducación de los usuarios, además de un apoyo inicial importante que normalmente es costoso y que requiere de tiempo para revertir los beneficios sobre los usuarios.

#### **2.4.2 Métodos de diseño**

Las soluciones a nivel de diseño no se refieren únicamente a los nuevos proyectos, aún en casos de embalses en operación, es posible revisar y rediseñar algunos aspectos que contribuyan a evitar el problema de la sedimentación. Las principales soluciones son las siguientes:

*a) Selección adecuada del sitio para ubicar al embalse*

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

*b) Determinar adecuadamente la capacidad reservada para azolves*

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

*c) Reducir la capacidad de retención de azolve*

En este caso se pretendería tratar de que el sedimento que entra al embalse, no tuviera tiempo suficiente para depositarse.

El interés fundamental que tiene estudiar las corrientes de densidad desde el punto de vista de aplicación en campo, está en la posibilidad de que estas puedan ser extraídas del vaso antes de que se depositen. Por ello, son necesarias las siguientes condiciones:

- Que la corriente se forme y logre llegar hasta la cortina o la obra de desfogue,

- Que la obra de desfogue sea capaz de extraer una gran parte de la corriente de densidad y,
- Que la concentración de la corriente sea lo suficientemente alta para que convenga su extracción.

Uno de los ejemplos mas exitosos en la extracción de las corrientes de densidad ocurrió en la presa Ighil Emda, en Argelia, donde fue posible extraer el 53% del sedimento entrante, a través de este método.

En el diseño del embalse Oued Nekor, Marruecos y basados en un modelo físico, se consideró la instalación de muros sumergidos para encauzar a las corrientes de densidad hacia la toma de fondo, y con ello aumentar la eficiencia en la extracción de sedimento.

En el caso de embalses pequeños ( $< 0.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ ), es posible instalar sifones automáticos en la cortina, que toma agua de la parte inferior del vaso y descargan aguas abajo de la presa. De esta manera, durante las avenidas el agua clara se conserva en la parte superior del vaso y se descargan importantes cantidades de sedimento antes de que puedan depositarse en el vaso.

#### *d) Intercepción del sedimento antes del embalse*

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

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

### **2.4.3 Soluciones directas**

Son aquellas en las que se hace una remoción del sedimento depositado dentro del vaso, estas consisten en la remoción de sedimentos depositados en el embalse. Estas soluciones pueden clasificarse en tres:

- Técnicas de dragado,
- Remoción hidráulica y,
- Remoción por medio de un sifón a flujo crítico.

#### **2.4.3.1 Dragado**

Estos métodos permiten la remoción de sedimentos en embalses. Comúnmente se utilizan dos procedimientos para la remoción de sedimentos:

##### **2.4.3.1.1 Dragado hidráulico o hidrosucción**

Los sistemas de remoción de sedimentos por hidrosucción remueven los sedimentos depositados o los que entran al embalse usando la energía proporcionada por la diferencia entre el nivel agua aguas arriba y el de aguas debajo de la presa utilizando para ello un dispositivo que extrae directamente del fondo del embalse el sedimento y lo coloca en un contenedor para su posterior depósito o, lo deposita aguas abajo de la cortina. La energía potencial maneja el agua almacenada y el sedimento dentro de las tuberías de remoción de sedimento. No se requiere energía

externa para transportar los sedimentos del punto de donde se inicia la remoción al punto de descarga.

Existen dos tipos de remoción sedimentos por hidrosucción. El primero es el dragado por hidrosucción simple en el cual, los sedimentos depositados son removidos y transportados a la corriente aguas abajo o a un pozo o depósito de tratamiento. El segundo es la hidrosucción por un tubo de paso, en el cual el sedimento que ingresa es transportado fuera de la presa y depositado a la corriente aguas abajo.

a) *Dragado por hidrosucción simple*

Éste método 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 a través de la presa por la toma de salida o las turbinas de plantas hidroeléctricas.

Existen dos variantes de éste método, la descarga de fondo y el dragado por sifón, en este último el tubo de descarga es pasado sobre la presa y en el dragado de fondo el tubo pasa a través del desagüe de fondo de la presa. En ambos casos es factible el empleo de una lancha la cual mueve la toma de entrada de la tubería alrededor del embalse para abarcar zonas mayores.

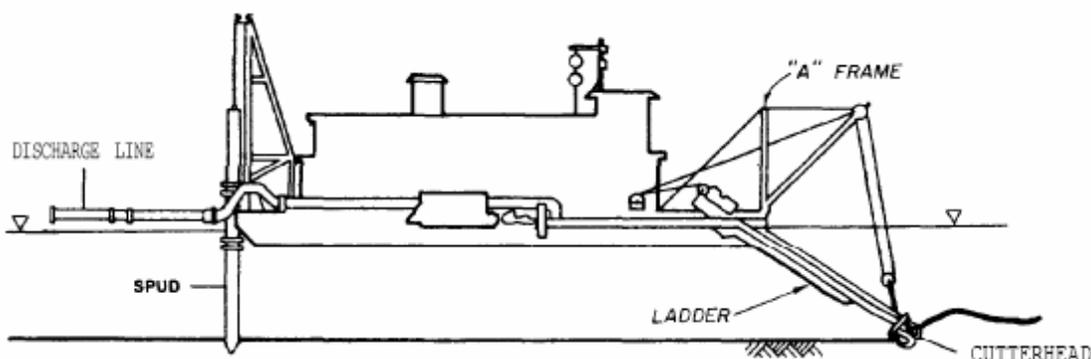


Figura 2.4. Esquema que muestra el dragado por hidrosucción de corte (USACE, 1983)

b) *Dragado por hidrosucción utilizando un tubo de paso*

Emplea el mismo principio para transportar el sedimento, pero además utiliza una estación permanente de tomas de entrada aguas arriba de las zonas de depósito del embalse para recoger el sedimento y ponerlo dentro de las tuberías de remoción.

Los principales componentes para un dragado por hidrosucción son: la toma, la tubería, la válvula y la obra de aprovechamiento.

La óptima eficiencia de la remoción ocurre cuando la pérdida de carga es minimizada y el transporte de sedimentos es maximizado. Esta condición existe en tuberías cuando la concentración de sedimentos es lo suficientemente alta para resultar en un perfil de concentración sin depósito de sedimentos en el fondo del tubo (flujo heterogéneo). De esta forma concentraciones pequeñas podrían ser transportadas con una concentración de sedimentos uniforme (homogéneas), mientras el depósito de sedimento en el fondo del tubo incrementa la pérdida por fricción y disminuye el transporte de sedimentos.

Las ecuaciones de pérdida de carga y transporte de sedimentos para esta condición, son necesarias en el diseño de la tubería del sistema de hidrosucción, pero en un diseño de remoción de sedimentos en embalses es complicado por la presencia de sedimentos no uniformes y cohesivos, y por la dificultad de obtener mediciones de campo detalladas, que podrían confirmar y verificar las relaciones predichas.

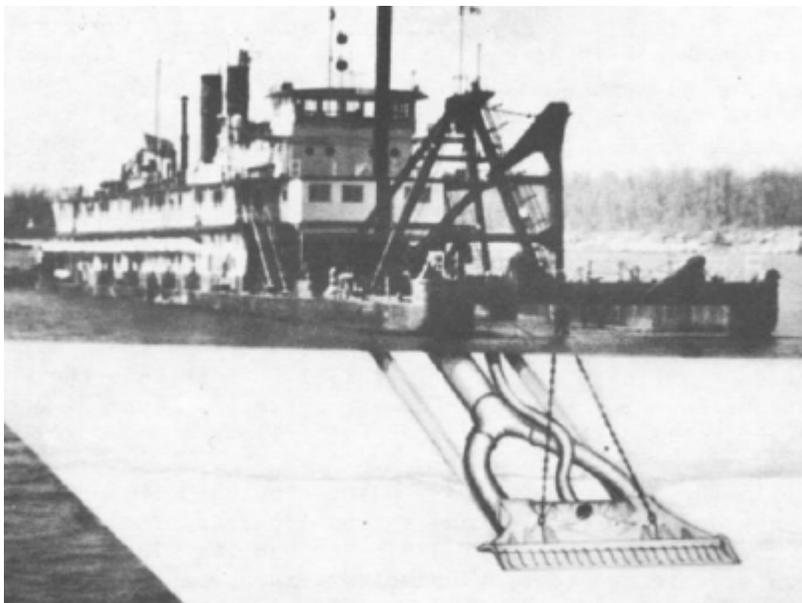


Figura 2.5. En esta fotografía se observa el dragado por hidrosucción (USACE, 1983)

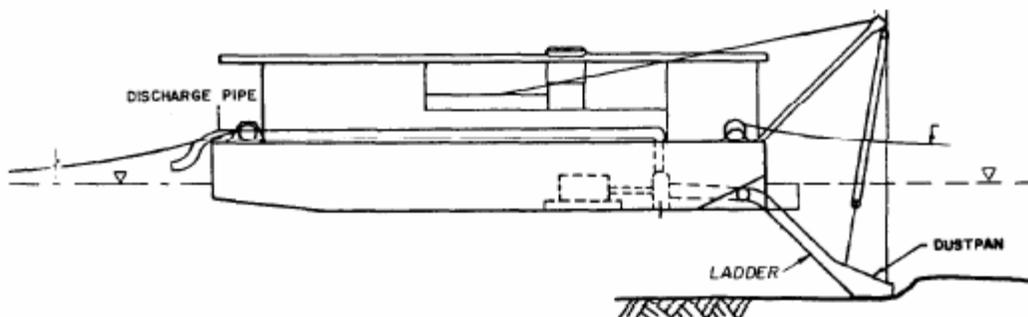


Figura 2.6. Esquema que muestra el dragado por hidrosucción (USACE, 1983)

No en todos los proyectos o embalses se puede utilizar este sistema de remoción, ya que su operación depende de la elevación y ubicación de la carga para transportar los materiales deseables aguas abajo. Si los tamaños de sedimentos son relativamente grandes (gravas) y son localizados a algunos kilómetros de la cortina, se requerirá una carga considerable para el transporte de sedimentos. Debido a que el objetivo del sistema de dragado por hidrosucción es restaurar parcialmente el déficit de sedimento aguas abajo, se requiere tener la carga suficiente en la presa para transportar el sedimento removido. Esto podría eliminar las aplicaciones del sistema de remoción por hidrosucción en lugares sin tales cargas, a menos que el sistema fuera instalado para operar sólo cuando la presa descargue porcentajes de agua suficientemente altos.

Los sistemas de remoción por hidrosucción no son factibles si existen restricciones en el incremento de la turbiedad en las aguas receptoras. Tal podría ser el caso de los hábitats de peces de agua limpia, establecidos como un resultado de la construcción de la presa, o donde es necesario suministrar agua de alta calidad en una derivación.

Los depósitos de sedimentos contaminados podrían también evitar el uso de un sistema de remoción por hidrosucción o cualquier sistema que perturbe los sedimentos, sin embargo, pueden ser factibles en estas condiciones siempre y cuando se construya una presa aguas abajo para detener el flujo de sedimento y posteriormente ser tratado y, de esta forma, evitar la contaminación de las aguas receptoras.

El dragado por hidrosucción tiene un costo efectivo, el cual incluye los costos del sistema, una lancha y un bote de acceso, tubos y conectores, un cilindro de vacío para suspender el tubo, una bomba para agitar el sedimento en la toma con un sistema de chorro, una válvula de salida, un malacate y cable para mover el cilindro.

Los beneficios incluyen el incremento de volumen de almacenamiento del embalse, los beneficios de plantas hidroeléctricas, de la pesca, y el relleno de la capa vegetal superior de tierras de cosecha aguas abajo de la presa.

En China se aplicó la remoción de sedimentos por hidrosucción al embalse Xiao Hua-Sham y se obtuvo una relación beneficio costo de 3.6.

#### **2.4.3.1.2 Dragado mecánico**

Los dragados mecánicos (draga de cucharón o draga de almeja) son limitados en lo que se refiere a la profundidad de dragado pero la mayor desventaja es la turbiedad causada durante la operación y el retorno de los sedimentos al estado de suspensión, lo cual produce turbidez en el agua del embalse.

Este procedimiento es muy costoso, sin embargo, el continuo incremento en la demanda de agua y el decremento de sitios para ubicar nuevos embalses, probablemente harán que este tipo de soluciones deje de ser antieconómico.

En el embalse de Rand Maines, Sudáfrica, se ha llegado a dragar  $0.69 \times 10^6$  m<sup>3</sup> usando una draga tipo almeja y en Lake Roslyn, Oregon, se ha dragado con métodos similares  $0.76 \times 10^6$  m<sup>3</sup> de arena volcánica.

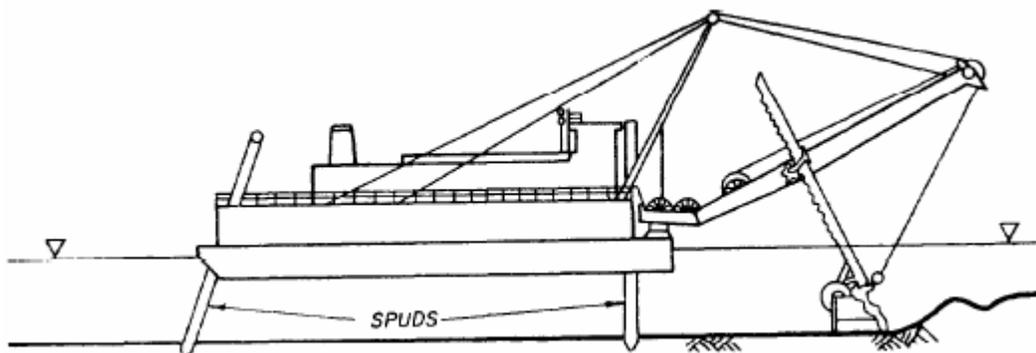


Figura 2.7. Esquema que muestra el dragado mecánico con cucharón (USACE, 1983)

En Austria se han desarrollado maquinarias especiales para el dragado de gravas y boleas, en Alemania se han diseñado cortadores mecánicos, que a la vez succionan el material removido.

En Holanda y en Japón, se han instalado ductos de mas de 16 Km. de longitud para transportar sedimento (grava y arena) a fábricas de concreto (Gracia, J. 1997).

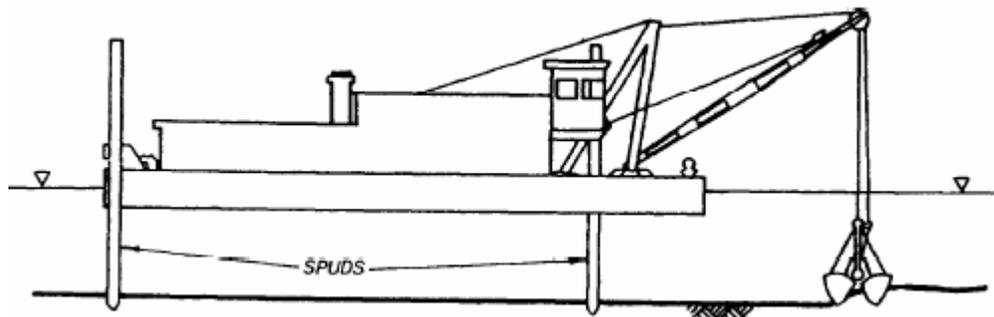


Figura 2.8. Esquema que muestra el dragado mecánico con draga de almeja (USACE, 1983)

#### **2.4.3.2 Bombas Venturi, neumáticas y remoción por aire**

Las bombas Venturi, neumáticas y la remoción por aire requieren una gran cantidad de energía a profundidades sustanciales éstas también consumen una pequeña cantidad de agua y su eficiencia decrece con el incremento de la cohesión de los depósitos de sedimento, y no son capaces de funcionar en suelos cohesivos. Experimentos en azolve a profundidades de 30 metros probaron que la posición vertical de las bombas no fue capaz de remover suelos cohesivos.

##### **2.4.3.2.1 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 grandes entre las que destacan tenemos:

- El dragado es ilimitado (profundidades de hasta 150 m),
- El sistema es capaz de remover cualquier tipo de sedimento como grava, distintos tamaños de rocas y escombros,
- El consumo de agua es reducido al mínimo y sin mezcla con el agua del embalse,
- No existe contaminación del agua ya que ésta no resulta turbia ni se mezcla con combustible o lubricantes durante el proceso de dragado,
- La instalación es desmontable y puede ser transportada por camiones a sitios remotos,
- El sistema es fácil de operar, inclusive puede controlarse por medio de una computadora el ciclo de dragado y,
- No se interrumpe la operación del embalse durante el dragado.

Las capacidades de dragado a profundidad por diferentes métodos, puede verse en la tabla 2.4 (Barragán, B., 2000).

Método	Profundidad de dragado (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 con sistema de gravas	150
Remoción por aire	80
Bombas sumergibles	150

Tomada y adaptada de Roovers, 1989

Tabla 2.4. Comparación de las profundidades de dragado para diferentes métodos.

### 2.4.3.3 Remoción hidráulica de sedimentos

Este método consiste en la remoción de sedimentos del embalse utilizando la fuerza erosiva del agua para socavar los depósitos de sedimentos y pasar la carga de sedimentos junto con el agua a través del embalse, cuando las descargas de fondo de la presa son abiertas (figura 2.9).

La erosión de los sedimentos en un embalse puede ocurrir en dos formas, erosión progresiva y erosión retrogresiva; la primera empieza al final de un tramo aguas arriba y progresa sucesivamente hacia aguas abajo socavando la superficie de los depósitos de sedimento, la segunda procede en dirección opuesta, esta es más importante dado que la erosión es más fuerte y a gran escala generando un canal de flujo que corta los depósitos de sedimentos.

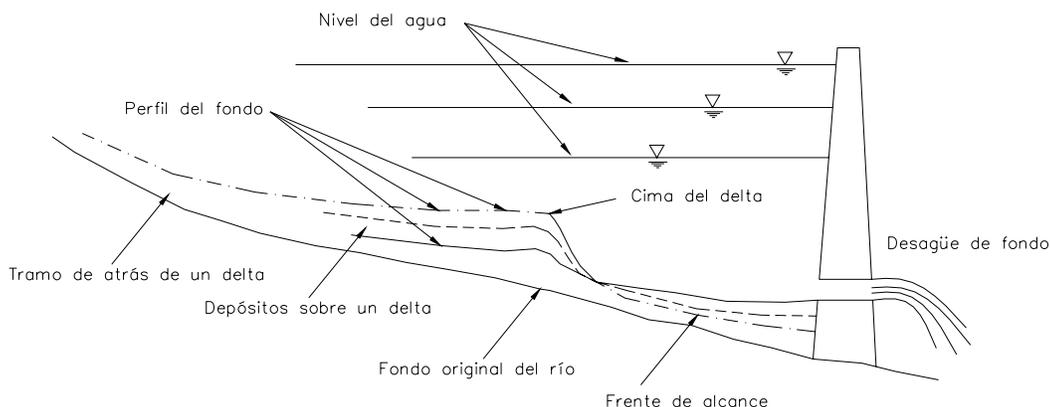


Figura 2.9. Proceso de remoción hidráulica de sedimentos durante la extracción

Si la remoción hidráulica es operada en embalses con depósitos acumulados en la vecindad de la descarga de fondo, estos pueden ser removidos abriendo las válvulas por periodos de tiempo cortos, esto formará un embudo en forma de cráter conocido como cono de remoción.

La importancia de la formación de un cono de remoción, radica en que si es posible que el nivel del embalse sea lo suficientemente pequeño, de tal manera que pueda generarse flujo de alta velocidad, cuando el agua fluya erosionará el borde del cono y se producirá erosión retrogresiva.

En 1977, Fan y Morris establecieron una clasificación de los métodos de remoción hidráulica que son:

- Remoción de sedimentos durante avenidas,
- Extracción por chorros de agua,
- Vaciado del embalse y remoción por chorros de agua y,
- Desfogue de corrientes de densidad.

#### **2.4.3.3.1 Remoción de sedimentos durante avenidas**

El mayor porcentaje de la carga total de sedimento es transportado por los ríos y descargado dentro de los embalses durante la época de avenidas, éste método plantea la posibilidad de dejar pasar las avenidas por los desagües de fondo, los cuales deben permanecer abiertos el tiempo que duren las mismas. El embalse bajara su nivel ya que se deberá descargar un volumen mayor al que entra, esto minimiza la cantidad de sedimento almacenado.

#### **2.4.3.3.2 Extracción por chorros de agua**

Similar al anterior, con la variante de que se requiere la extracción total del volumen almacenado en el embalse de modo que, la fuerza erosiva del flujo ocurra a lo largo del embalse socavando los depósitos de sedimento, de esta forma la salida de flujo de sedimento es mayor a la de entrada.

#### **2.4.3.3.3 Vaciado del embalse y remoción por chorros**

Este método requiere que el embalse quede totalmente vacío, a diferencia de los dos anteriores, el periodo de extracción completa ocurre en temporadas de estiaje, para permitir la socavación y el corte de los depósitos de sedimentos y se requiere que el tiempo sea grande, lo cual implica, que las descargas de fondo permanezcan abiertas durante algunas semanas.

Para la aplicación de este método es necesario revisar el tiempo para el vaciado del embalse, así como determinar el tiempo en que se recuperará el nivel o el volumen, para satisfacer las demandas, es por ello que se recomienda que el vaciado ocurra antes del periodo de avenidas, con lo anterior el agua de las avenidas puede emplearse para erosionar los depósitos que todavía no están consolidados una vez efectuado el vaciado.

#### **2.4.3.3.4 Desfogue de corrientes densas**

En este caso los sedimentos son llevados a través de los desagües de fondo, los cuales deben permanecer abiertos cuando las corrientes de densidad lleguen a la presa (figura 2.10). Este método no requiere de la extracción un volumen considerable de agua del embalse ya que el gasto sólido es menor al gasto de entrada al embalse, además con esto se reduce en gran medida la acumulación de sedimentos dentro del embalse.

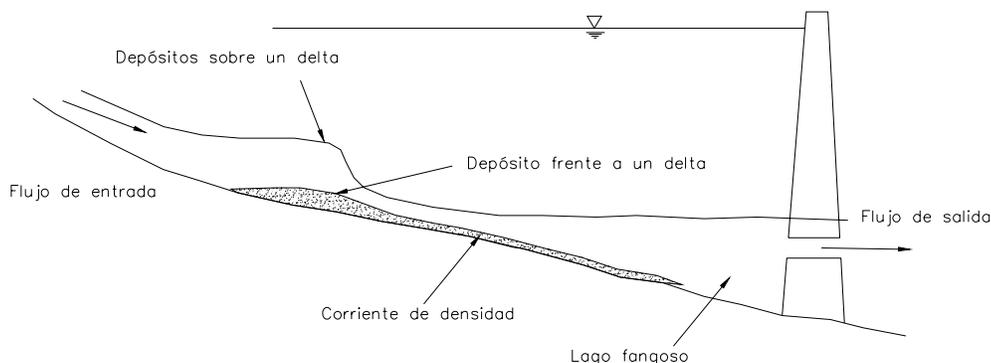


Figura 2.10. Flujo de una corriente de densidad pasando a través de un embalse

#### 2.4.3.3.5 Criterio empírico para la evaluación inicial de la remoción

Atkinson, E. (1996), propone un criterio empírico para llevar a cabo una evaluación inicial del éxito de la remoción hidráulica.

Si los niveles de agua para la remoción hidráulica son cercanos a las elevaciones del fondo en la presa entonces la masa de sedimento removida, a largo plazo, balanceará la masa de sedimento depositada entre las operaciones de la remoción hidráulica, este balance puede expresarse como:

$$Q_s T_f = N M_{in} T_E \quad (2.1)$$

donde;

$Q_s$ , es la capacidad de transporte de sedimento del flujo en el canal aguas arriba de la presa (t/s);  $T_f$ , la duración de la remoción por chorros en días;  $N$ , el intervalo entre operaciones de la remoción hidráulica en años;  $M_{in}$ , el porcentaje de entrada de sedimento (t/año) y;  $T_E$ , la eficiencia de atrape del embalse ( $T_E$  puede ser considerado igual a 1 si el volumen de la entrada de sedimento ocurre durante el periodo de remoción hidráulica).

Una relación entre el balance de sedimento removido hidráulicamente a sedimento depositado puede ser expresada como, (Atkinson, E. 1996):

$$BSR = Q_s T_f / N M_{in} T_E \quad (2.2)$$

La capacidad de transporte,  $Q_{ts}$ , será una función de la descarga, la rugosidad del canal, el ancho y pendiente y las propiedades del material depositado. El método para predecir  $Q_{ts}$  durante la remoción hidráulica de sedimentos del embalse es una ecuación empírica derivada por la universidad de Tsinghua, (Atkinson, E. 1996):

$$Q_s = \psi \frac{Q_f^{1.6} S^{1.2}}{W^{0.6}} \quad (2.3)$$

donde;

$Q_f$ , es la descarga de la remoción ( $m^3/s$ );  $S$ , es la pendiente longitudinal del fondo (adimensional);  $W$ , es el ancho del canal (m);  $\psi$ , la constante relacionada con el tipo de sedimento que tiene valores de:

1600 para sedimentos de arcilla calcárea o tierra negra,

650 para sedimentos con tamaños medianos mas finos que 0.1 mm,  
300 para sedimentos con tamaños medianos mas grandes que 0.1 mm y,  
180 para condiciones de remoción hidráulica con una descarga baja.

La ecuación (2.3) fue derivada para datos obtenidos de la remoción hidráulica ocurrida en China en los cuales esta basado el método; además, se encontró que el ancho del canal que se forma en los depósitos existentes de sedimentos en los embalses de China al aplicar la remoción hidráulica está dado por la siguiente ecuación:

$$W = 12.8Q_f^{0.5} \quad (2.4)$$

Los valores obtenidos con la ecuación (2.2) indican que un valor bajo de BSR podría implicar que la remoción hidráulica deberá ser realizada para un tiempo de descargas altas y un alto valor de BSR podría implicar que las pendientes planas puedan presentarse aguas arriba de la presa. Si  $BSR \gg 1$  la remoción hidráulica no es factible.

#### ***2.4.3.4 Remoción por medio de un sifón a flujo crítico***

Este método remueve sedimentos no cohesivos desde el fondo del embalse usando un sifón que succiona el sedimento y lo lleva hacia el río aguas abajo de la presa por encima de la cortina. La ventaja de este método es que el sifón puede ser instalado en cualquier parte del embalse y retirado en caso necesario. La capacidad del sifón se determina por la carga disponible y por el diámetro del tubo o de las mangueras.

Antes de seleccionar cualquier tipo de método para llevar a cabo una remoción y manejo de sedimentos es necesario determinar el tipo de material que se encuentra en el sitio así como sus propiedades (granulometría, cohesión, etc.) para poder elegir el método más adecuado para el sitio en estudio (Barragán, B., 2000).

## **Capítulo 3**

# **Estudios realizados**



### **3 Estudios realizados**

---

Dada la importancia del fenómeno de sedimentación en embalses se han realizado diferentes tipos de estudios los cuales han ido desde la modelación numérica, pasando por modelos físicos hasta la evaluación en campo del comportamiento de los sedimentos que provocan la pérdida del almacenamiento.

Diversos investigadores se han dado a la tarea de realizar diferentes experimentos en laboratorio para determinar el comportamiento de los sedimentos que entran al embalse, formas de depósito, extracción de sedimentos ya sea en modelo físico o en prototipo y obteniendo parámetros tales como concentración, esfuerzo cortante en el fondo, diámetros representativos, etc.

A continuación se presentan algunos estudios realizados y los resultados obtenidos.

#### **3.1 Estudios teóricos y experimentales**

Para extraer sedimentos en un embalse se han propuesto varios criterios para determinar la factibilidad de la remoción hidráulica (*flushing*) pero hasta ahora todas han sido de tipo cualitativo. Un criterio propuesto por Annandale en 1987 es evaluar la relación que existe entre la capacidad del embalse y la precipitación media anual, la cual no debe ser menor a 1/50 para garantizar una remoción exitosa.

*Si no se realiza un vaciado completo el uso de la remoción hidráulica resultará inefectivo para restablecer la capacidad de almacenamiento.* A esta conclusión han llegado muchos autores, entre ellos Paul y Dhillon (1988), IWR (1983), Mahmood (1987), White y Bettess (1984) y Fan y Morris (1992).

El USBR (1995) realizó estudios arrastre de sedimentos en el río y en el canal de transporte aguas arriba de la presa Elephant Butte, cerca de Socorro, Nuevo México con objeto de construir un modelo matemático para predecir la erosión y depósito de las arcillas en el Río Grande, así como, pruebas hidráulicas para determinar las características de erosión y depósito de muestras de arcilla, identificadas como elemento crítico. Realizaron pruebas de laboratorio con el dispositivo denominado TESTFLUME y la prueba de erosión de cilindro giratorio para evaluar el comportamiento de las arcillas muestreadas aguas arriba del embalse. Como era de esperarse los resultados mostraron que la arcilla tiene un alto esfuerzo cortante, pero los promedios de erosión tenían una alta variación entre una muestra y otra, esta inconsistencia se debe a los diferentes grados de consolidación y la mezcla de materia orgánica la cual genera una erosión localizada (USBR, 1995).

En 1996, Atkinson propone una metodología para verificar la eficiencia de la remoción hidráulica (*flushing*), su metodología involucra aquellos embalses cuyas características sean vasos encañonados, la disponibilidad de grandes volúmenes de agua pasando a través de la presa y el vaciado total del embalse (drawdown), de forma general el criterio es el balance de sedimentos, en el cual la masa de

sedimentos extraídos deber exceder la masa depositada y un criterio que evalúa la capacidad de almacenamiento del embalse a mantenerse por un tiempo considerable.

McNeil, et al, 1996, realizó estudios utilizando el dispositivo SEDFLUME y mediciones de la erosión de sedimentos con esfuerzos cortantes grandes, utilizando sedimentos reconstruidos o sedimentos relativamente inalterados, obtenidos en campo para determinar el esfuerzo crítico de erosión en función de la profundidad, con esa metodología determinaron la erosión promedio en función del esfuerzo cortante y la profundidad. Los resultados muestran una diferencia importante para diferentes sitios en el promedio de erosión y entre el promedio de erosión y la profundidad como función del esfuerzo cortante.

Estudios recientes realizados por la HR Wallingford (White, Attewill, Ackers y Wingfiel en 1999) evaluaron cuando y donde es apropiado realizar una remoción hidráulica de sedimentos como un método para mantener la capacidad de almacenamiento en un embalse.

Jesse, R., et al, 2003, del Sandia National Laboratory, diseñaron, construyeron, probaron y patentaron el dispositivo denominado *Adjustable Shear Stress Erosion and Transport (ASSET) Flume (ASSETFLUME)* el cual consideran es la nueva generación del dispositivo SEDFLUME, con este dispositivo se pueden realizar pruebas para la medición de la cantidad de sedimentos erosionados y transporte a diferentes profundidades y para esfuerzos cortantes altos.

### **3.2 Estudios en modelo físico**

Dada la complejidad para evaluar en campo, así como de aplicación de las técnicas de extracción de sedimentos en un embalse se han planteado en repetidas ocasiones el uso de modelos físicos, a continuación se presentan algunos casos:

El Northwest Hydrotechnical Science Research Institute, por contrato del gobierno de Gansu China, realizó estudios en modelo físico a escala 1:50 de la presa Changma sobre el río Shule en el desierto de Gobi, para simular la formación de un canal de remoción usando una descarga de fondo de 8.0 m de diámetro, Fan y Morris, (1997).

Un estudio en modelo físico complejo fue realizado para el proyecto Gezhouba sobre el río Yangtze en China para evaluar simultáneamente la carga de fondo, la carga suspendida y las corrientes de densidad para un alto rango de diámetros de sedimentos con objeto de diseñar una nueva estructura. Este estudio ha sido reportado por Dou (1977), Li y Jin (1981), Tang y Lin (1987) y Tang (1990), Fan y Morris, (1997).

Marengo y Barragán en el 2000, realizaron un estudio en modelo físico no distorsionado en condiciones de flujo presurizado (P.H. Huites, Escala 1:47.25) y a superficie libre (P.H. Tuxpango, Escala 1:30) para el análisis de la remoción hidráulica de sedimentos utilizando como sedimento arena mal graduada con  $S_s=2.66$  y  $D_m=0.19$  mm y como fluido agua. Para el caso de flujo presurizado dicen que el volumen total de sedimento removido es mínimo considerando el volumen total de sedimento que se tiene en el embalse, sin embargo el método es adecuado si se requiere remover el sedimento que se encuentra en la vecindad de la obra de toma y se tiene cuidado de evitar que el nivel de azolve rebase la elevación máxima de operación, esto se logra operando el desagüe de fondo de forma periódica. Para el

caso de flujo a superficie libre es arrastre de sedimentos es continuo y el volumen de sólidos removidos es mayor, este método se recomienda cuando es necesario remover el sedimento alejado de la cortina. Como resultado principal, proponen una metodología para calcular el gasto sólido, el área de influencia de la remoción, el volumen de sedimento removido y el tiempo de operación aplicables en prototipo.

### **3.3 Estudios en prototipo**

Se han realizado estudios en prototipo para evaluar la remoción hidráulica de sedimentos (*flushing*) en varias presas del mundo, a continuación se resumen algunos casos:

#### *Embalse de la presa Cachí, Costa Rica*

Construida en 1966 la presa Cachí tiene una altura de 76.0 m y una longitud de 184.0 m, es una presa de arco con un vertedor controlado por dos compuertas radiales, cuenta con un túnel descarga de 3.8 m de diámetro de 6.2 km entre el embalse y la casa de máquinas, la cual cuenta con 3 turbinas tipo, una capacidad instalada de 100.8 MW y una carga útil de 264.0 m.

Su primer vaciado por *flushing* fue realizado en 1973 y durante 18 años de operación ha sido sometida a este proceso 14 veces. El *flushing* mantiene la obra de toma libre de sedimentos y reduce su capacidad de atrape de sedimentos de 82 a 27%.

Este proceso ha demostrado la efectividad en la remoción de sedimentos cuando se efectúan *flushings* de forma periódica. El balance de sedimentos indica una remoción de 350,000 a 400,000 toneladas, determinado con medición batimétrica y, aguas abajo de la presa evaluando los sólidos suspendidos se estimó en 652,000 toneladas. Fan y Morris, (1997)

#### *Embalse de la presa Loíza, Puerto Rico*

Entre el cierre de la cortina en 1953 y un estudio reciente en noviembre de 1994, el embalse ha perdido 53% de su capacidad debido a la sedimentación y, su volumen se ha reducido de 26.8 Mm<sup>3</sup> a 14.2 Mm<sup>3</sup>.

Para resolver este problema se planteó la aplicación de estrategias de manejo de los sedimentos en el embalse, combinando descargas de paso de los sedimentos por tuberías a lo largo del embalse y dragado. Para su aplicación se hizo la modelación hidrológica en tiempo real para la optimización de la remoción de los sedimentos, los resultados muestran los beneficios de controlar los sedimentos sin modificaciones estructurales y con un mínimo impacto ambiental con sólo cambiar la política de operaciones durante tormentas. Fan y Morris, (1997)

#### *Embalse de la presa Gebidem, Suiza*

La construcción de la presa inició en 1968 sobre el río Massa tributario del Rhone, dadas las condiciones topográficas se ubicó en un cañón, esta formada por un arco de 120.0 m de alto y 327.0 m de longitud de cresta. El 65% de los 200.0 km<sup>2</sup> de la cuenca están ocupados por el glaciar d'Aletsch, el más grande de Europa, la carga total de sedimentos que entran a la presa es aproximadamente de 400,000 m<sup>3</sup>/año de material cohesivo, el resto varía en un rango de arena fina a grava, cerca del 20% de el total esta compuesto por sedimentos que van desde 1.0 hasta los 100.0 mm. Se consideró desde el diseño que la presa se azolvaría en un plazo de 20 años, por tal motivo se llevó a cabo un análisis de costos para determinar entre tres métodos

el más conveniente para su desazolve, considerando, bypass, dragado y *flushing*, eligiéndose éste último por su costo, así como, por la menor cantidad de agua utilizada durante su operación.

Con objeto de revisar el método, las estructuras y tener un mejor diseño del sistema se elaboraron dos modelos físicos escala 1:30 para evaluar el transporte de sedimentos por todo el embalse y el otro a escala 1:15 para simular las descargas de fondo operadas por compuertas, se simularon diámetros de sedimento hasta de 40.0 cm.

El estudio demostró que el realizar *flushings* anuales podría ayudar a mantener la capacidad del embalse.

La operación mostró una salida de sólidos con un promedio anual del 6% de concentración. Fan y Morris, (1997)

#### *Río North Fork Feather, California, USA*

En el cañón que forman las montañas de Sierra Nevada arriba del lago Oroville, se encuentra la corriente del río North Fork Feather. En esta se encuentran en cadena tres presas, Rock Creek (1950), Cresta (1949) y Poe (1958), operadas por la compañía Pacific Gas & Electric Company (PG&E). Después de 30 años de operación la acumulación de sedimento grueso y los factores ambientales relacionados con los sedimentos empezaron a interferir en la operación de las plantas hidroeléctricas. Las presas Rock Creek y Cresta no contemplaron el manejo de sedimentos durante su construcción y las compuertas del diseño original no se encontraban localizadas en un buen lugar que permitiera la salida de sedimentos gruesos.

En el 1988 se elaboró un modelo físico bajo la dirección de Albert Molinas de la Universidad de Colorado para simular nivel de la corriente aguas abajo, la presa y la batimetría del embalse 460.0 m aguas arriba de cada presa.

En el modelo físico, se empleó una escala 1:50, el material utilizado fueron bolitas de poliestireno de forma cilíndrica con  $S_s=1.04$  para representar granos de sedimento de 3.0 mm en prototipo. Los resultados obtenidos sirvieron para definir la geometría del cono y la entrada de los sedimentos en las descargas de fondo para ayudar en la ubicación de las mismas, además los resultados obtenidos sirvieron para determinar las condiciones de frontera de un modelo matemático para evaluar las condiciones del río aguas arriba de cada presa.

En 1995 se utilizó el modelo numérico FLUVIAL-12 para modelar el río completo incluyendo las tres presas, se utilizó el evento de flujo de 1986 para calibrar el modelo.

En este caso de estudio se centra en las actividades relativas al manejo de los sedimentos en un sistema de presas. Fan y Morris, (1997)

#### *Embalse de la presa Sefid-Rud, Irán*

La presa Sefid-Rud, es una estructura de contrafuertes tipo gravedad de concreto, de 106.0 m de alto y una longitud de cresta de 425.0 m, es una presa que regula 2,800 Mm<sup>3</sup>, riega 250,000 ha y genera electricidad con una capacidad instalada de 87.5 MW. Construida en 1962, ha tenido serios problemas de sedimentación con un promedio de acumulación de sedimentos de 36.5 Mm<sup>3</sup>/año equivalente a un promedio anual de 2.1% de su capacidad.

En 1980, debido a su rápida pérdida de almacenamiento, su política de operación fue cambiada para incorporar operaciones de remoción de sedimentos para los siguientes 17 años de operación convencional.

En la implementación se consideraron varios métodos de remoción, el dragado mecánico, el dragado con sifón, el bypass y el *flushing*; seleccionando este último para condiciones temporales, esto es, el vaciado se debe realizar en épocas de baja demanda de agua.

Los resultados obtenidos, muestran que se removió 320.0 Mm<sup>3</sup> de sedimento en los primeros 10 años; para lo cual se emplearon 10,667 Mm<sup>3</sup> de agua, un promedio de 33.0 m<sup>3</sup> de agua por cada 1.0 m<sup>3</sup> de sedimento, y sedimentos suspendidos de 48.0 g/L.

Toluie (Fan y Morris, 1997), concluye que el uso de *flushing* más la construcción de canales longitudinales son un método práctico y económico para recuperar la capacidad de almacenamiento de un embalse, siempre que se pueda implementar esta tecnología en sitios que permitan la factibilidad de realizarlo.

#### *Embalse de la presa Sanmenxia, China*

La presa Sanmenxia fue construida entre 1957 y 1960, es la primera presa construida en medio de la corriente de Yellow River, China. Construida de concreto tipo gravedad con una altura de 96.0 m que controla cerca del 92% de la cuenca del Yellow River (688,400 km<sup>2</sup>). Se planeó como un proyecto de usos múltiples, según su diseño cuenta con dos medidas de control de sedimentos; un sistema de atrape a 300.0 m aguas arriba para evacuar las corrientes de densidad por medio de 12 tomas, y trabajos de conservación de suelos que reducen en un 3% anual la entrada de sedimentos, como resultado de ambas medidas se obtiene una reducción del 60% de la entrada de sedimentos después de 20 años de operación.

Este estudio muestra las estrategias para el manejo de sedimentos por medio de la operación de las 12 descargas de fondo. Fan y Morris, (1997)

#### *Embalse de la presa Kali Gandaki*

Se localiza en Nepal, es una presa de generación (hidroeléctrica) que cuenta con un volumen de 0.4 Mm<sup>3</sup>. Con objeto de evaluar la remoción de sedimentos por *flushing*, se construyó un modelo físico de 12 m de largo y 6 m de ancho a escala 1:50 en el Laboratorio de Hidrotecnia de Noruega. Se realizaron dos pruebas, en la primera se simuló un gasto de 28 l/s y en la segunda 56 l/s. Los resultados de la experimentación mostraron una erosión de 1.42 m<sup>3</sup> utilizando cuatro tamaños de sedimento; 3.3, 1.7, 0.85 y 0.35 mm.

Se aplicó un modelo numérico en dos dimensiones obteniéndose mapas de contorno del fondo y secciones transversales así como los volúmenes erosionados, los resultados obtenidos muestran una erosión de 1.335 m<sup>3</sup>, las desviaciones estándar promedio fueron de 6% entre los valores medidos y los calculados. Olsen, Nils, (1999)

### **3.4 Modelos numéricos y software utilizado**

Algunos de los principales softwares utilizados para la modelación de sedimentos en embalses son:

GSTAR (General Stream Tube Model for Alluvial River Simulation) desarrollado por el United State Bureau of Reclamation (1986), es un modelo de simulación de flujo permanente, no uniforme unidimensional que simula ciertos aspectos de flujo en dos dimensiones utilizando el concepto de tubo de flujo para los cálculos hidráulicos. Es capaz de resolver problemas de canales con una variable de incógnita basado en el concepto de corriente minimizada. Actualmente se encuentra en desarrollo una rutina especialmente diseñada para simular el proceso de sedimentación en embalses.

FLUVIAL es un modelo desarrollado por Howard Chang (1988) para el análisis de sedimentación en embalses, esta compuesto de cinco partes: 1) Cálculos hidráulicos, 2) Cálculos de sedimentos, 3) Cambios en el ancho del canal, 4) Cambios en el perfil del fondo del canal, 5) Cambios en la sección transversal del fondo debido a curvatura.

TABS-2 es una colección de programas y códigos para la modelación numérica en dos dimensiones de problemas hidráulicos, transporte y sedimentación en sistemas fluviales, embalses, bahías y estuarios. Cuanta con tres componentes básicos: RMA-2, que calcula problemas hidráulicos en dos dimensiones; STUDH, que calcula el transporte de sedimentos y RMA-4, el cual calcula parámetros de calidad del agua.

SSIIM es un modelo desarrollado por Nils Olsen en la División de Ingeniería Hidráulica del Instituto Tecnológico de Noruega, utiliza el método de volumen finito para resolver la ecuación de Navier-Stokes en tres dimensiones sobre una malla general no ortogonal y un esquema numérico semejante para el cálculo de la concentración de sedimentos dentro de un embalse, resolviendo la ecuación de difusión/convección.

El modelo HEC-6 (U.S. Army, 1991) es uno de los más utilizados para la simulación de transporte de sedimentos en ríos y embalses. Es un modelo unidimensional de frontera móvil para flujo en canales abiertos, calcula el arrastre de sedimentos y su depósito simulando la interacción entre un flujo hidráulico y la tasa de transporte de sedimento.

Entre 1992 y 1996 HR Wallingford desarrolló como parte de un proyecto dos paquetes denominados RESSASS (REservoir Suervey Análisis and Sedimentation Simulation) y RESFLUSH ambos software usan el modelo numérico RESSED para realizar análisis y evaluación de embalses para predecir, planear y modelar numéricamente predicciones futuras del cambio en el almacenamiento y el impacto de un *flushing*.

En 1994, Lai desarrolló un modelo bidimensional con flujo no permanente y un modelo de transporte de sedimentos para simular la formación de un canal de remoción durante el proceso de sedimentación.

En 1996 Bechteler y Nujic presentaron un modelo bidimensional para describir el flujo y los patrones de sedimentación en el área del embalse para un flujo de entrada.

El INA (Instituto Nacional del Agua, Argentina) se encuentra desarrollando un software denominado SEDIMRES, programa de cálculo de transporte de sedimentos y evolución morfológica del fondo de embalses, que trata de traducir el programa de cálculo desarrollado durante el proyecto "Modelo de sedimentación de embalses" en un código transferible a potenciales usuarios internos. El modelo matemático que

sustenta el software SEDIMRES se plantea a partir de la integración en la vertical de las ecuaciones que gobiernan el sistema bajo estudio. Los efectos de la turbulencia se tratan dentro del esquema clásico de Reynolds. En este contexto prevé generalizar el código de cálculo incorporando una versión reducida unidimensional del mismo. La más reciente es la utilizada en la modelación del Lago Mead (USA), con la cual se validó la versión evolutiva del modelo.



## **Capítulo 4**

# **Planteamiento del estudio**



## **4 Planteamiento del estudio**

---

### **4.1 Objetivo**

Analizar cualitativamente la remoción del sedimento depositado en el embalse de la presa “Casa de Janos”, por medio de un modelo físico de fondo móvil y uno numérico.

#### ***Hipótesis experimental***

Producir un cono de remoción así como un canal de transporte de sedimentos considerando el vaciado parcial y total del embalse.

#### ***Hipótesis numérica***

Reproducir los resultados obtenidos en el modelo físico y determinar el volumen removido bajo las mismas condiciones de operación.



## **Capítulo 5**

# **Estudio experimental**



## 5 Estudio experimental

En 2001 se llevó a cabo el estudio en modelo físico del vertedor de la presa Casa de Janos en el Laboratorio de Hidráulica Enzo Levi del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (LHEL-IMTA), este modelo se construyó de fondo fijo sin distorsión y sobre él se hicieron las modificaciones necesarias para llevar a cabo el presente estudio como fueron la implementación de la obra de toma y cambiar a fondo móvil.

La presa “Casa de Janos” se localiza en el Municipio de Janos, Chihuahua, a 38 km al sureste de la cabecera municipal del mismo nombre, fue construida durante el periodo 1958 a 1968 por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos sobre el río San Pedro de Janos, afluente del río Casas Grandes, con el fin de regar una superficie de 1,000 ha, que beneficiaron a 275 usuarios. El río San Pedro cuenta con un área de cuenca de 830 km<sup>2</sup> hasta el sitio de la presa.

Debido a la deforestación y al proceso erosivo en la cuenca, el vaso de la presa presenta problemas de pérdidas de regulación y capacidad de almacenamiento por el azolve acumulado durante 30 años de operación. En consecuencia se riegan entre 500 y 700 ha de las 1,000 ha de diseño, además se tenían problemas de operación de la válvula de la obra de toma debido al depósito de sedimentos aguas arriba de la cortina. En 1927, se propuso sobreelevar la cortina en 1.0 m y reubicar las válvulas de operación. A continuación se presenta una tabla con los datos generales actuales de la presa.

<b>Capacidades</b>	<b>Millones de m<sup>3</sup></b>
Útil	14.50
De azolve	2.50
<b>Elevaciones</b>	<b>msnm</b>
Corona de la cortina	1509.00
NAME	1507.53
NAMO	1504.34
Cresta del vertedor	1504.34
NAMINO	1485.44
<b>Gasto</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
Máximo del vertedor	482.00
Obra de toma, de diseño	6.00
Obra de toma, mínimo	2.76

## 5.1 Diseño del modelo

### 5.1.1 Análisis dimensional

Para determinar las principales relaciones experimentales del fenómeno de arrastre de sedimentos aguas arriba de la obra de toma de la presa (figura 5.1), se procedió a realizar un análisis dimensional utilizando el teorema de  $\pi$  o Buckingham. Las variables a considerar se muestran en la figura 5.1 y son :  $v_t$ , la velocidad en la tubería [LT<sup>-1</sup>];  $D_t$ , el diámetro de la tubería [L];  $H_E$ , el nivel de agua en el embalse [L];  $H_A$ , el nivel de azolve [L];  $P$ , la profundidad [L];  $A_{ER}$ , el área erosionada [L<sup>2</sup>];  $V_{ER}$ , el volumen de sólidos erosionados [L<sup>3</sup>], y  $\tau_o$ , el esfuerzo cortante en el material localizado en la vecindad de la tubería [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>].

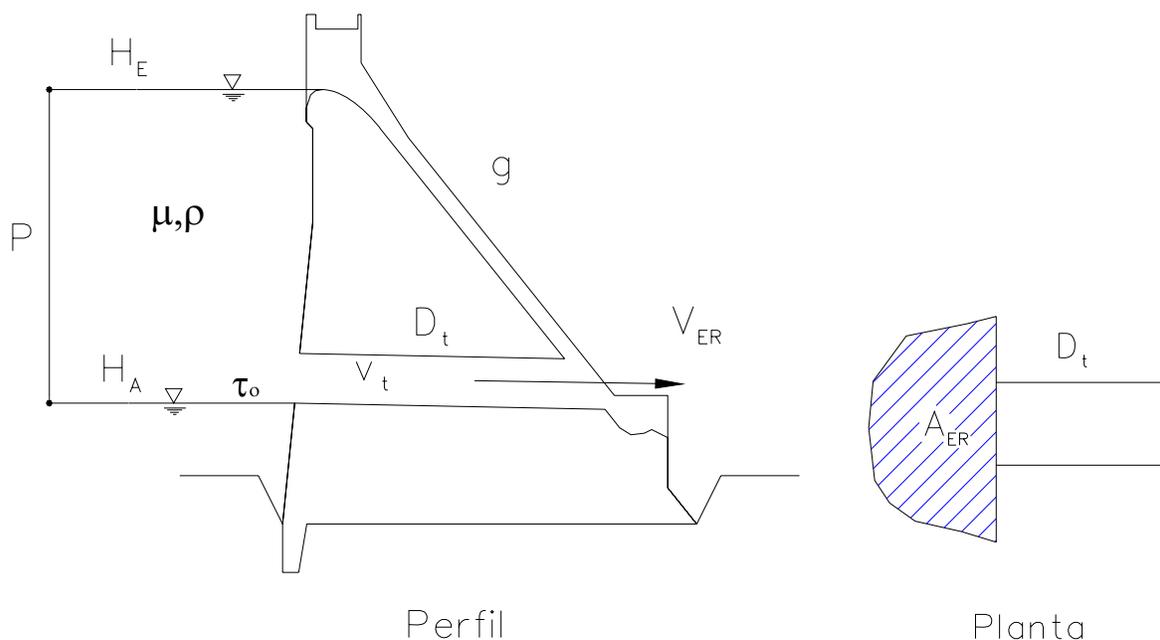


Figura 5.1 Parámetros que intervienen en el análisis dimensional

Las magnitudes físicas pueden relacionarse mediante una ecuación homogénea de la forma (Yalin, 1971):

$$f_1(v_t, D_t, P, A_{ER}, V_{ER}, \tau_o, g, \mu, \rho)=0 \quad (5.1)$$

El número de variables que intervienen en el fenómeno son  $m=9$ .

	$v_t$	$D_t$	$P$	$A_{ER}$	$V_{ER}$	$\tau_o$	$g$	$\mu$	$\rho$
<b>M</b>	0	0	0	0	0	1	0	1	1
<b>L</b>	1	1	1	2	3	-1	1	-1	-3
<b>T</b>	1	0	0	0	0	-2	-2	-1	0

De lo anterior podemos ver que las magnitudes fundamentales son: [M], [L] y [T]; entonces:

$$m = 9; n = 3 \quad (5.2)$$

y el número de parámetros adimensionales es:

$$z = m - n = 9 - 3 = 6 \quad (5.3)$$

El parámetro adimensional  $\pi_i$  se define como:

$$\pi_i = v_t^{x_{1i}} D_t^{x_{2i}} P^{x_{3i}} A_{ER}^{x_{4i}} V_{ER}^{x_{5i}} \tau_o^{x_{6i}} g^{x_{7i}} \mu^{x_{8i}} \rho^{x_{9i}} \quad (5.4)$$

Sustituyendo las magnitudes fundamentales en la ecuación anterior, tenemos:

$$\pi_i = [LT^{-1}]^{x_{1i}} [L]^{x_{2i}} [L]^{x_{3i}} [L^2]^{x_{4i}} [L^3]^{x_{5i}} [ML^{-1}T^{-2}]^{x_{6i}} [LT^{-2}]^{x_{7i}} [ML^{-1}T^{-1}]^{x_{8i}} [ML^{-3}]^{x_{9i}} \quad (5.5)$$

y factorizando se tiene:

$$M: x_{6i} + x_{8i} + x_{9i} = 0 \quad (5.6.1)$$

$$L: x_{1i} + x_{2i} + x_{3i} + 2x_{4i} + 3x_{5i} - x_{6i} + x_{7i} - x_{8i} - 3x_{9i} = 0 \quad (5.6.2)$$

$$T: -x_{1i} - 2x_{6i} - 2x_{7i} - x_{8i} = 0 \quad (5.6.3)$$

La elección de las variables repetitivas se realiza considerando una variable de flujo, una del fenómeno y una de las propiedades del fluido, se eligió la velocidad que el gasto está en función de esta, el volumen de sólidos erosionado ya que es una propiedad del fenómeno que se desea analizar y para la propiedad del fluido se consideró la densidad, quedando entonces como variables repetitivas:

$$v_t, V_{ER}, \rho \quad (5.7)$$

Obteniendo los números adimensionales tenemos que:

Para:  $\pi_1$

$$\pi_1 = v_t^{x_{11}} D_t^{x_{21}} P^{x_{31}} A_{ER}^{x_{41}} V_{ER}^{x_{51}} \tau_o^{x_{61}} g^{x_{71}} \mu^{x_{81}} \rho^{x_{91}} \quad (5.8)$$

considerando  $x_{21} = 1$ ,  $x_{31} = x_{41} = x_{61} = x_{71} = x_{81} = 0$ , entonces el sistema de ecuaciones 5.6.1, 5.6.2 y 5.6.3 se tiene:

$$x_{91} = 0 \quad (5.9)$$

$$x_{11} + 1 + 3x_{51} - 3x_{91} = 0 \quad (5.10)$$

$$-x_{11} = 0 \quad (5.11)$$

resolviendo el sistema de ecuaciones 5.9, 5.10 y 5.11, se obtiene  $x_{11} = 0$ ,  $x_{51} = -\frac{1}{3}$

y  $x_{91} = 0$ , entonces:

$$\pi_1 = v_t^0 D_t V_{ER}^{-\frac{1}{3}} \rho^0 \quad (5.12)$$

Repitiendo el procedimiento para cada una de las variables obtenemos los números adimensionales:

$$\pi_2 = v_t^0 P V_{ER}^{-\frac{1}{3}} \rho^0 \quad (5.13)$$

$$\pi_3 = v_t^0 A_{ER} V_{ER}^{-\frac{2}{3}} \rho^0 \quad (5.14)$$

$$\pi_4 = v_t^{-2} \tau_o^2 \rho \quad (5.15)$$

$$\pi_5 = v_t^{-2} V_{ER}^{\frac{1}{3}} g \quad (5.16)$$

$$\pi_6 = v_t^{-1} V_{ER}^{-\frac{1}{3}} \mu \rho^{-1} \quad (5.17)$$

Del teorema de Buckingham podemos expresar la ecuación (5.1) definidos en las ecuaciones 5.12 a 5.17, de forma que: en términos de otra función que relacione los 6 productos adimensionales.

$$f_2[\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6]=0 \quad (5.18)$$

sustituyendo las ecuaciones 5.12 a 5.17 en 5.18 tenemos:

$$f_2 \left[ \frac{D_t}{\sqrt[3]{V_{ER}}}, \frac{P}{\sqrt[3]{V_{ER}}}, \frac{A_{ER}}{V_{ER}^{\frac{2}{3}}}, \frac{\tau_o^2 \rho}{v_t^2}, \frac{\sqrt[3]{V_{ER} g}}{v_t^2}, \frac{\mu}{v_t \sqrt[3]{V_{ER} \rho}} \right] = 0 \quad (5.19)$$

la ecuación anterior indica los seis principales parámetros adimensionales del fenómeno en estudio.

### 5.1.2 Análisis sedimentológico

El criterio de similitud sedimentológica utilizado fue el de velocidad de caída, el material utilizado fue arena fina mal graduada de origen volcánico con un diámetro medio  $D_m=0.19$  mm, utilizando la fórmula de Rubey, se obtuvo la velocidad de caída:

$$\omega = F_1 [(Ss - 1)gd]^{0.5} \quad (5.20)$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 v^2}{g(Ss - 1)d^3}} - \sqrt{\frac{36 v^2}{g(Ss - 1)d^3}} \quad (5.21)$$

donde, Ss, es la densidad de sólidos de las partículas; g, la gravedad, y d, el diámetro medio de las partículas.

La densidad de sólidos de las partículas se determinó en laboratorio obteniéndose  $Ss= 2.541$ , sustituyendo este valor en (5.20) y considerando  $v=1$  e-6 m<sup>2</sup>/s y  $\rho=1000$

kg/cm<sup>3</sup> y tenemos que la velocidad de caída es 0.02238 m/s y como  $\omega_M = \frac{\omega_p}{\omega_E}$ ,

entonces se tiene que el sedimento utilizado en el modelo corresponde a un diámetro de 1.3421 mm en prototipo, correspondiente a una arena muy gruesa y en la figura 5.2 se observa la curva granulométrica del sedimento utilizado.

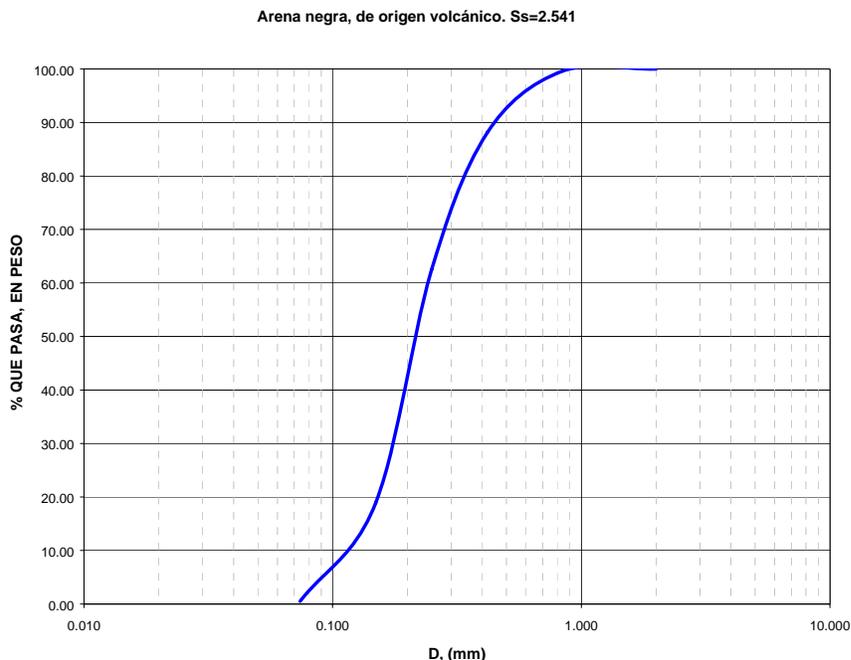


Figura 5.2. Curva granulométrica del sedimento empleado en el modelo

## 5.2 Descripción del modelo

El modelo está diseñado bajo el criterio de similitud de Froude, dado que el flujo es controlado por las fuerzas de gravedad, no obstante se requiere que se satisfagan las restricciones establecidas por el número de Reynolds por la importancia que tiene la viscosidad en la formación de vórtices en la obra de toma, para lo cual se debe garantizar que  $Re > 10^5$  (Vergara, 1995).

Es un modelo sin distorsión, de fondo móvil para analizar transporte de sedimentos. De acuerdo al criterio de similitud de Froude, las escalas en el modelo son:

Escala	Valor
Líneas	$E_L = 25$
Gasto	$E_Q = E_L^{5/2} = 3125$
Velocidades	$E_V = E_L^{1/2} = 5$
Velocidad de caída	$\omega_E = E_L^2$

El modelo físico está compuesto en su conjunto, por varios dispositivos que permiten su funcionamiento los cuales se describen a continuación:

### ***Sistema de alimentación del modelo***

Se realiza por medio de un tanque de carga constante de 12.0 m, ubicado a un costado del LHEL-IMTA, el cual puede proporcionar un gasto de hasta 50.0 l/s, la succión se realiza con 10 bombas sumergibles de 15.0 hp cada una, del tanque elevado al modelo se tiene un sistema de alimentación con tubería de acero 10", una derivación de 6" de acero, como alimentación principal y una inserción de 2" para gastos pequeños.

### ***Tanque de alimentación (gasto líquido)***

Ubicado aguas arriba del modelo y separado de éste por un muro tranquilizador elaborado de tezontle de 1.75 x 6.15 m.

### ***Tanque de sedimentación***

Al final de la obra de toma se llega a éste por medio de una canal elaborado de acrílico de 6.0 mm de espesor de 75 x 60 cm (figura 5.3)

### ***Vertedores de aforo***

Se cuenta con dos vertedores uno triangular (30°) a la salida de la obra de toma y otro de tipo Rehbock (1.15 m) al final del canal de sedimentación.

### ***Geometría del modelo***

Se construyó de mampostería de tabique y concreto, acabado pulido, para formar la topografía y la presa de gravedad. (figura 5.3)

### ***Geometría de la obra de toma***

Se construyó en acrílico transparente de 3 mm de espesor, formada por la torre de operación, y tubería de acrílico de 3 mm para representar el desagüe de fondo así como una válvula para el control de la descarga. (figura 5.4).

### ***Geometría de la cortina***

Se construyó una sección de la cortina en acrílico de 12 mm con objeto de visualizar el fenómeno, a esta se le empotrará la obra de toma (figura 5.5), y en la figura 5.6 se observa el modelo físico construido.

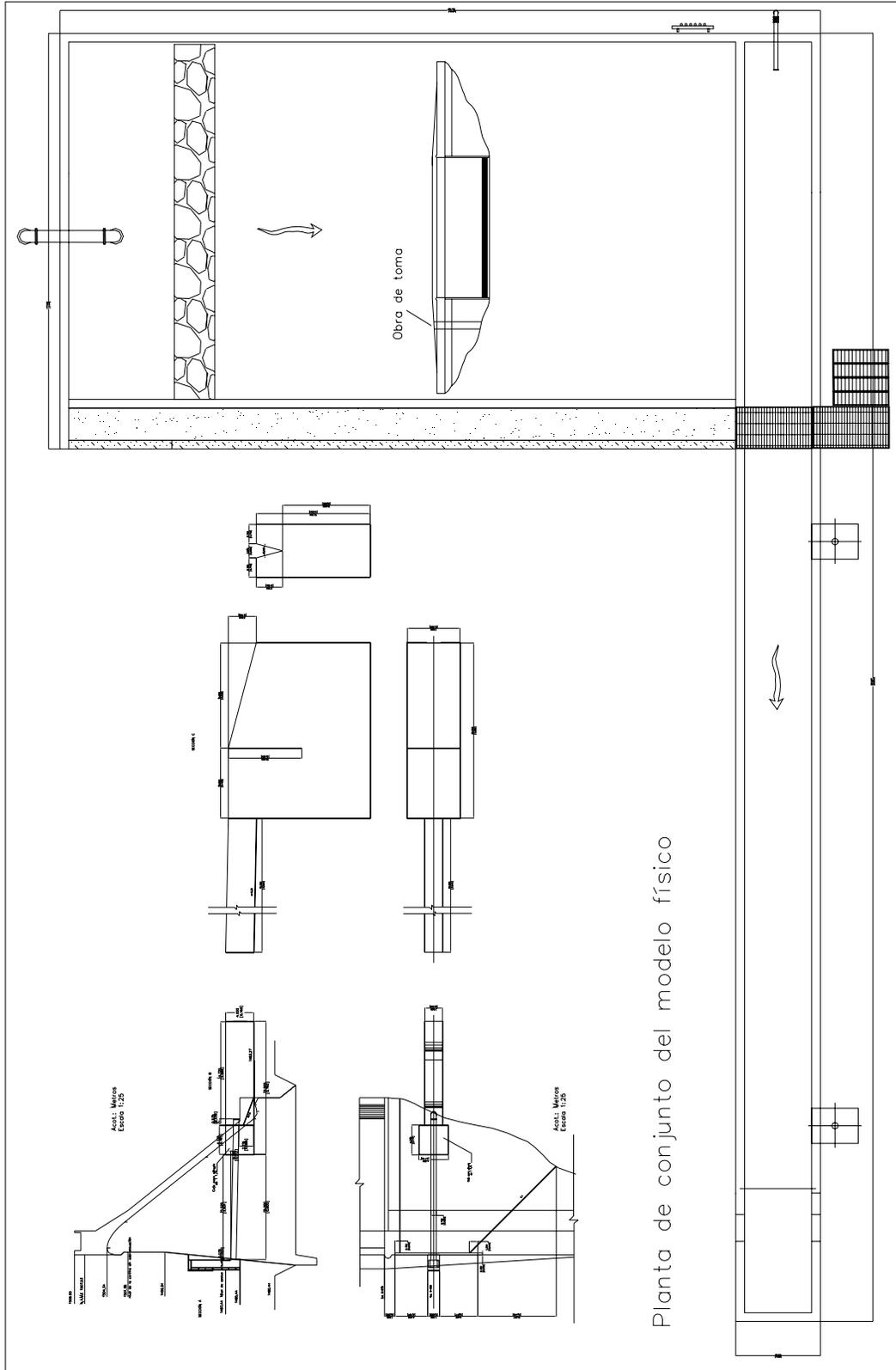


Figura 5.3. Vista general del modelo

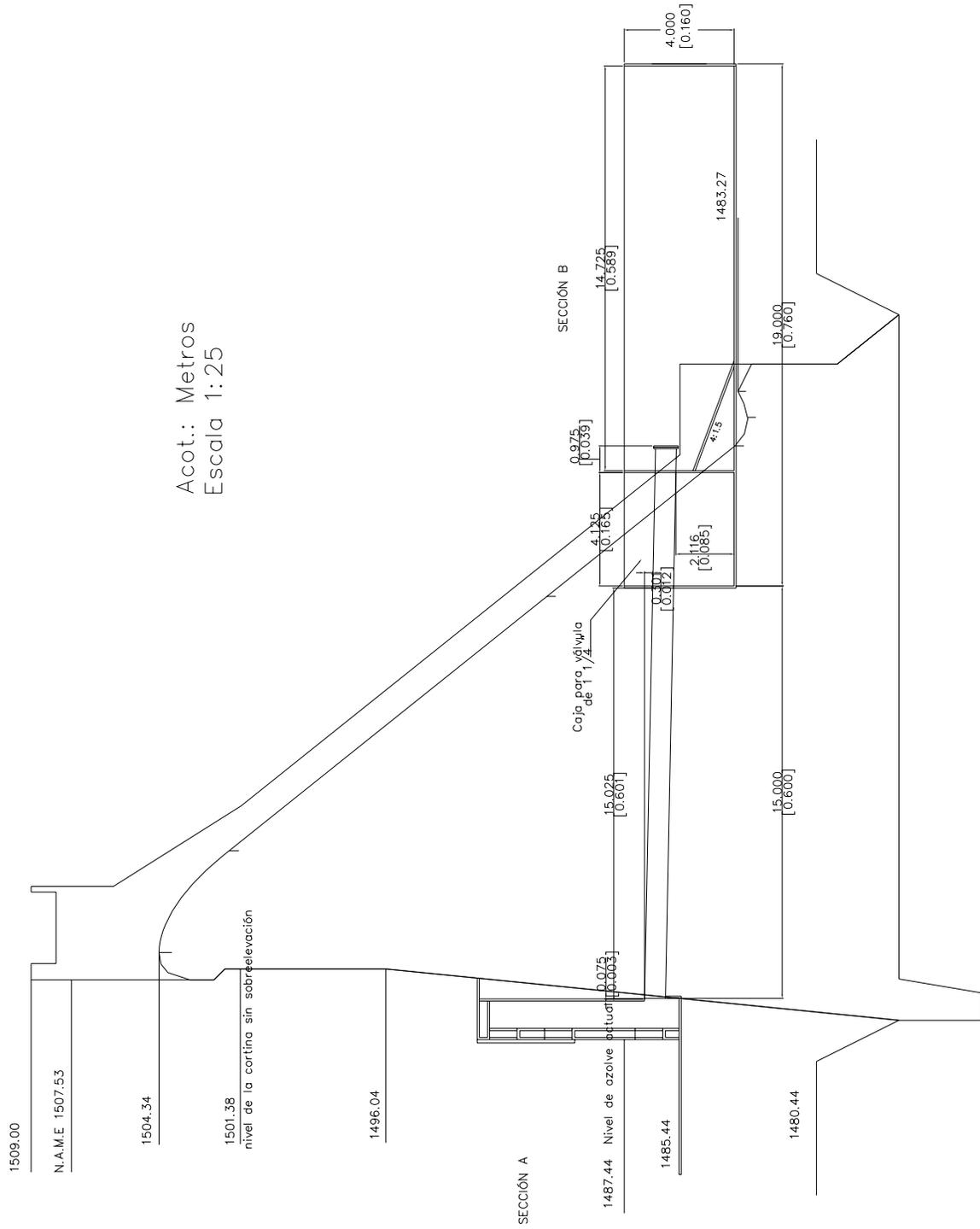
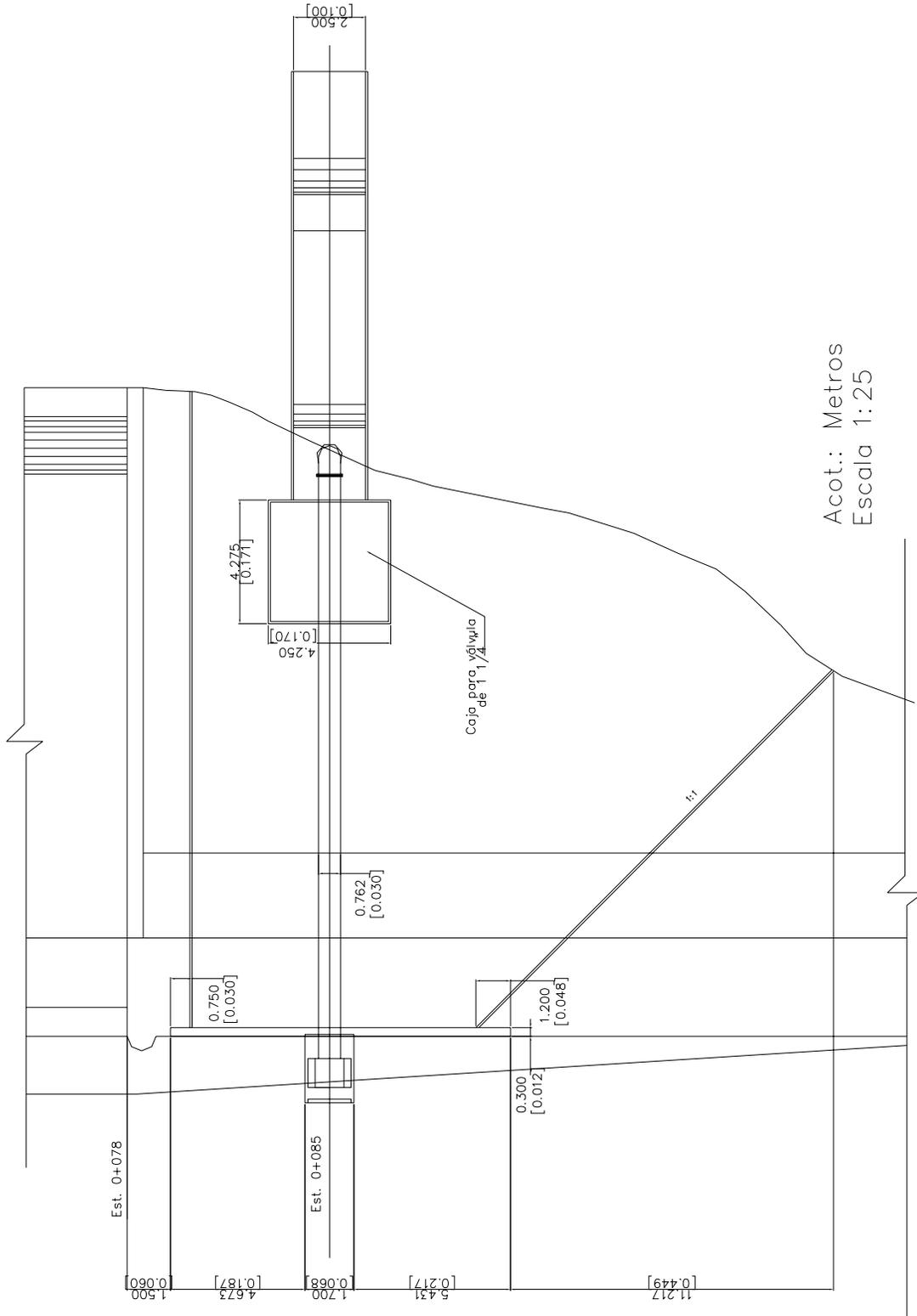


Figura 5.4. Vista de la obra de toma en acrílico



Acot.: Metros  
Escala 1:25

Figura 5.5. Vista de la sección de la cortina en acrílico

### **5.3 Instrumentación utilizada en la experimentación**

#### **Limnómetro**

Con objeto de medir los tirantes en los vertedores se utilizaron limnómetros de aluminio colocados sobre la pared del canal de sedimentación, con una aproximación de  $\pm 1$  mm.

#### **Balanza**

Para obtener el peso sólido del material removido se utilizó una balanza marca METTLER de 1000 g, con aproximación de  $\pm 0.1$  gr.



Figura 5.6. Embalse y cortina del modelo físico visto hacia aguas abajo.

#### **Cámara fotográfica**

Para poder obtener la topografía del embalse después de la remoción, se utilizó una cámara de video digital marca SONY-MAVICA para su posterior procesamiento en Auto CAD y de esta manera, determinar el área de sólidos removidos.

#### **Vasos de precipitado**

Se utilizaron vasos de precipitado marca NALGENE de 4000 ml para retirar el sedimento del tanque de sedimentación y su traslado a la zona de secado y pesado y vasos marca PIREX para el secado de las muestras

#### **Horno**

Se utilizó un horno marca ROBERTSHAW de 300° C con aproximación de  $\pm 25^\circ$  C para el secado de las muestras

### **Medidor de flujo**

Se utilizó un velocímetro acústico Doppler (ADV), modelo Flowtracker de la marca SONTEK® con precisión de +/- 0.01 cm/s, para obtener los perfiles de velocidad en la vecindad de la obra de toma.

### **5.4 Programa de ensayos**

Con objeto de evaluar la remoción hidráulica de los sedimentos, se usó el siguiente programa de ensayos, cabe mencionar que antes de llevar a cabo las pruebas se calibró la válvula de alimentación del modelo y el vertedor de aforo.

SERIE	ENSAYO	DESCRIPCIÓN
<b>a</b>	1-4	Pruebas para evaluar la formación del cono de remoción, considerando la presa al NAMO.
		Formación del cono de remoción utilizando el gasto máximo en modelo de 0.001261 m <sup>3</sup> /s.
<b>b</b>	1	Pruebas para evaluar la formación del canal de remoción y la cantidad de sedimentos removidos, presa al NAMO.
		Evaluación de la erosión aguas arriba del cono y formación del canal de remoción.

### **5.5 Metodología utilizada en el experimento**

Con objeto de reproducir los niveles de azolve aguas arriba de la cortina se empleó arena negra volcánica, la cual se colocó a volteo y se niveló con llana hasta obtener las elevaciones deseadas, cabe mencionar que el contenido de humedad de la arena oscilo dentro de un rango de 65 y 70%.

Los sedimentos removidos y depositados en el tanque de sedimentación fueron extraídos por medio de un sifón formado por un tubo flexible de 0.75 cm de diámetro interior. El material fue puesto en vasos de precipitados de 4000 ml en los cuales fue transportado el material removido y trasladado hasta la zona de secado y pesado.

Para determinar el valor del peso seco del sólido removido fue necesario dejar que el material una vez puesto en los vasos de precipitados decantara por un espacio de doce horas, al término de las cuales el agua era extraída con un sifón formado por un tubo flexible de 0.5 cm. El material que quedaba en el fondo era puesto en vasos de precipitado de cristal de 100 ml y puestos a secar al horno a 105° C durante 8 horas, después el material fue pesado utilizando una balanza con aproximación a 0.1 g. El valor del peso seco sólido se obtuvo de restar al peso de la muestra más la tara menos el peso de la tara.

La configuración de los elementos removidos en el embalse después de vaciar el mismo fue registrada fotográficamente y las referencias de longitud se obtuvieron a partir de una retícula elaborada sobre el modelo, como se muestra en la figura 5.7.

Considerando que la prueba tendría una duración tal que permitiera que toda el agua del embalse fuera drenada por la obra de toma, se realizaron cuatro pruebas

con objeto de determinar los valores de los parámetros y lo más importante, revisar las dos formas de obtener el peso del sólido removido.

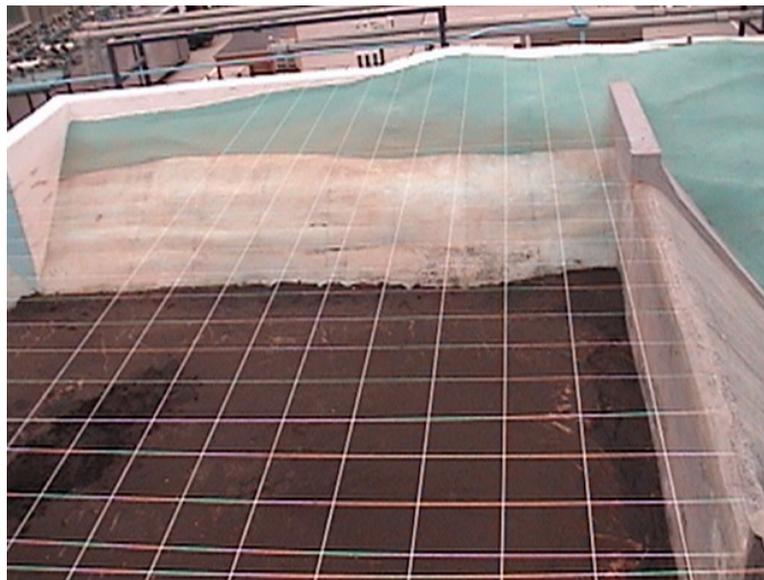


Figura 5.7 Malla sobre el modelo físico para obtener las elevaciones del fondo

Se tuvieron dos formas de obtener el peso del sólido removido, la primera al abrir la válvula de la obra de toma y dejar el embalse hasta que el nivel se abata totalmente, una vez finalizada la prueba se extrae el material, se seca y pesa. La otra consiste en abrir la válvula por espacio de 1 minuto hasta llegar a los 15 minutos y extraer en cada cierre el sedimento removido para ese tiempo, después de los 15 minutos se aumentó el muestreo en 5, 10, 30 minutos y hasta 2 horas o el vaciado total, lo que ocurrió primero.

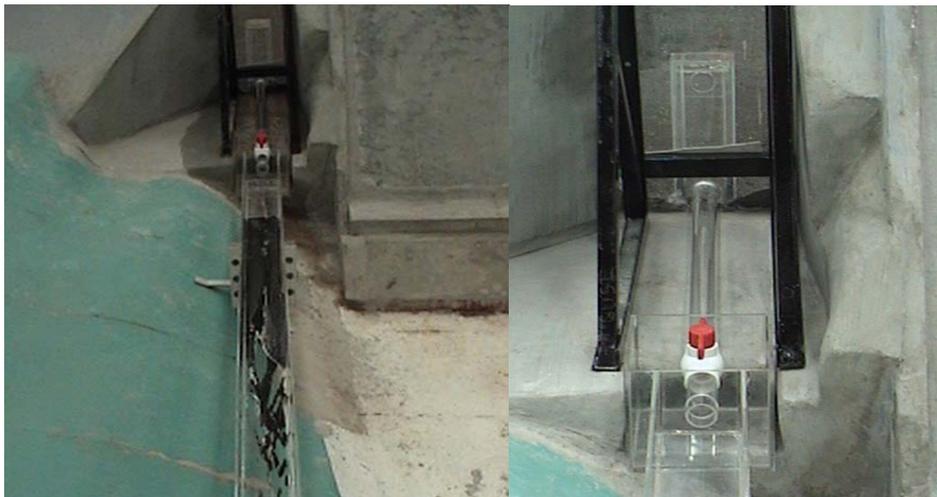


Figura 5.8. Vista del canal para recuperar el sedimento y de la obra de toma elaborada en acrílico

## 5.6 Análisis de los resultados obtenidos

El tiempo total para el vaciado del embalse fue de 605.75 minutos observándose el siguiente comportamiento: durante los primeros 12 minutos se remueve, aproximadamente el 54% del peso seco total de los sedimentos (339.8 g). Entre

minuto 12 y el minuto 445 no existe salida de sedimento y durante el resto de la prueba se remueve el otro 46% restante (285.5 g).

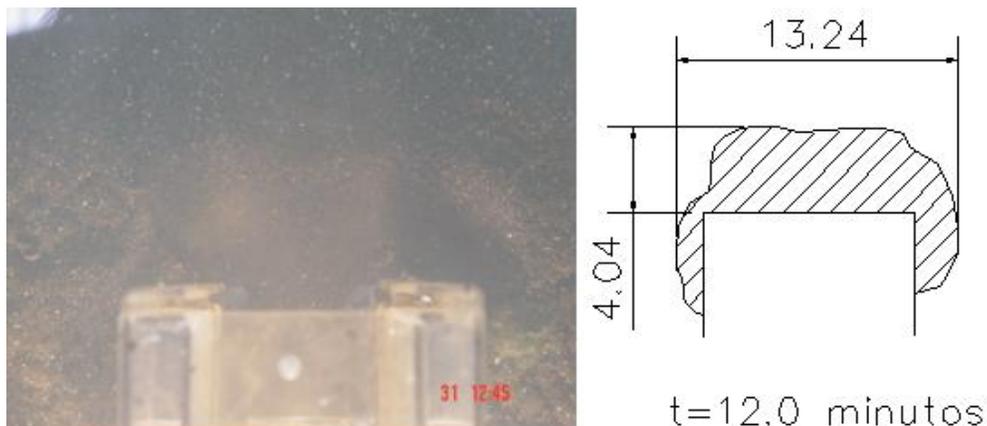


Figura 5.9. Esquema de remoción a los 12 minutos

De las pruebas realizadas se aprecia que la mayor erosión se produce con niveles en el embalse altos, es decir cuando la velocidad del flujo en la vecindad de la obra de toma es grande, alrededor de 1.4 m/s (figura 5.9) y cuando los tirantes en el embalse son pequeños, es decir cuando la obra de toma funciona como canal.

La configuración de los sedimentos en el embalse al final de la prueba muestran que existe una erosión en la vecindad de la obra de toma, la cual se extiende hacia aguas arriba aproximadamente 9 cm formando un círculo, y hacia la izquierda al pie de la cortina formando un canal que inicia con un ancho de 5 cm hasta aproximadamente 10 cm hacia el final. Las profundidades en el círculo formado por la erosión varían desde 0.5 cm hasta 5 cm quedando por debajo de la obra de toma. En el canal la profundidad es aproximadamente 1.5 cm (figura 5.10).

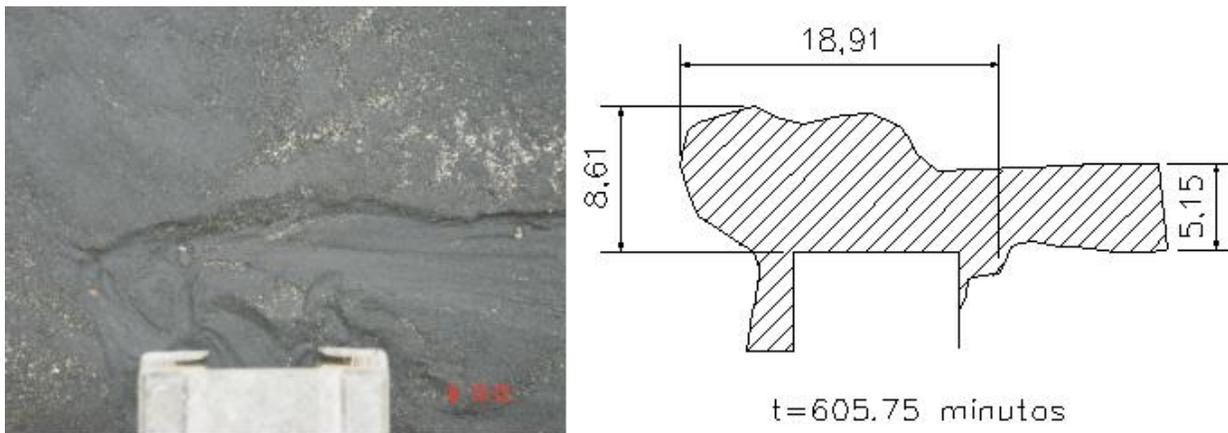


Figura 5.10 Esquema de remoción al final de la prueba

Cabe mencionar que hacia el final de la prueba se produjo arrastre de material hacia aguas arriba pero no fue suficiente como para formar un canal de remoción.

Las pruebas de remoción por *flushing* considerando el vaciado total del embalse (serie a), muestran los siguientes resultados:

Ensayo	Wtotal (kg)	VER (m <sup>3</sup> )	Radio (m)	Prof. (m)	$\theta^\circ$
1	0.3438	0.0001353	0.09400	0.035	20.422
2	0.3347	0.0001317	0.09540	0.036	20.674
3	0.2980	0.0001173	0.09880	0.034	18.991
4	0.3940	0.0001551	0.10005	0.035	19.281

Donde  $\theta$  es el ángulo formado entre la horizontal y la pendiente del cono de remoción. Lo anterior muestra que el ángulo promedio es de  $19.84^\circ$ .

Los valores del volumen erosionado mostrados en la tabla anterior muestran valores diferentes entre ellos, este efecto se debe a que en el experimento se presentan pérdidas durante la recuperación del material húmedo, el secado y pesado, sin embargo este valor no excede el 5% del volumen total.

Los valores obtenidos en la serie b, se graficaron para poder observar el comportamiento que presentan dado que para esta serie se obtuvieron lecturas durante todo el experimento. De este modo se graficaron varias relaciones tanto de las variables como de los parámetros adimensionales utilizados y determinados en el análisis dimensional (ecuación 5.19), cabe mencionar que aún cuando en el análisis aparece el término de esfuerzo cortante ( $\tau_0$ ) este no se pudo determinar experimentalmente en el estudio. En las figuras siguientes se muestran las relaciones más importantes.

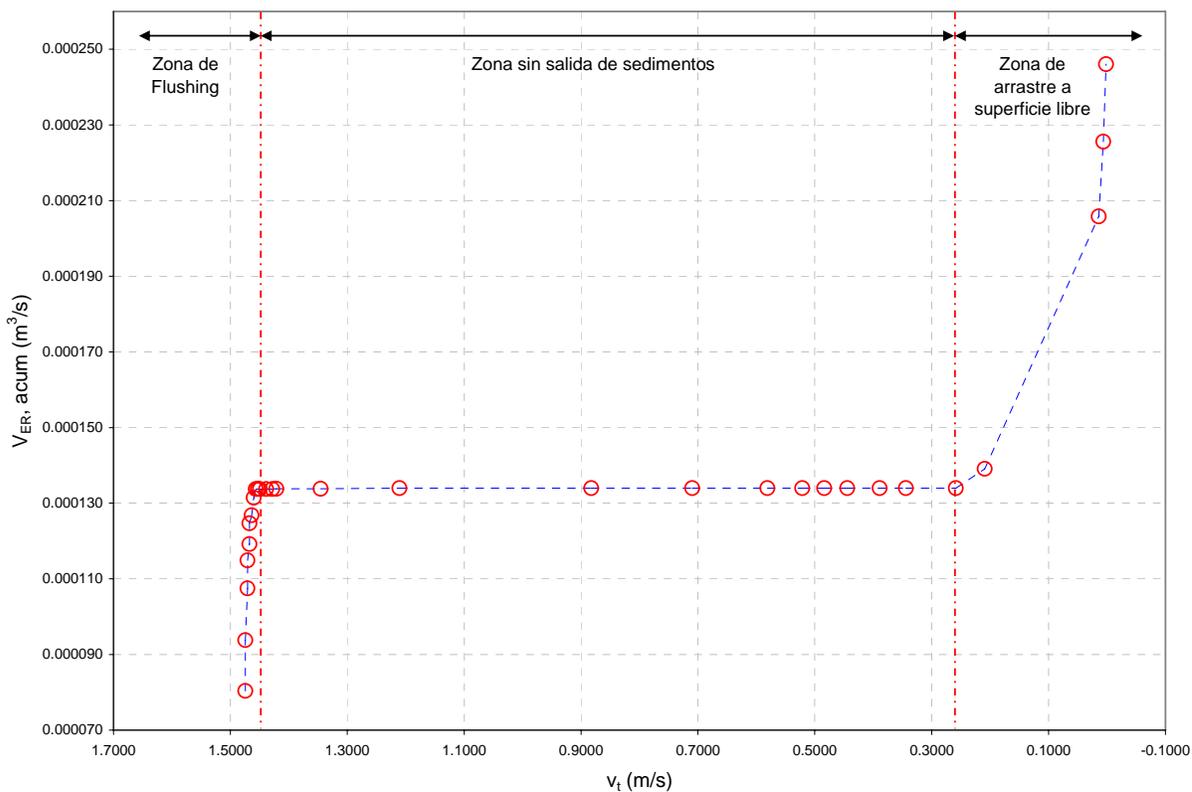


Figura 5.11 Variación del volumen erosionado respecto a la velocidad

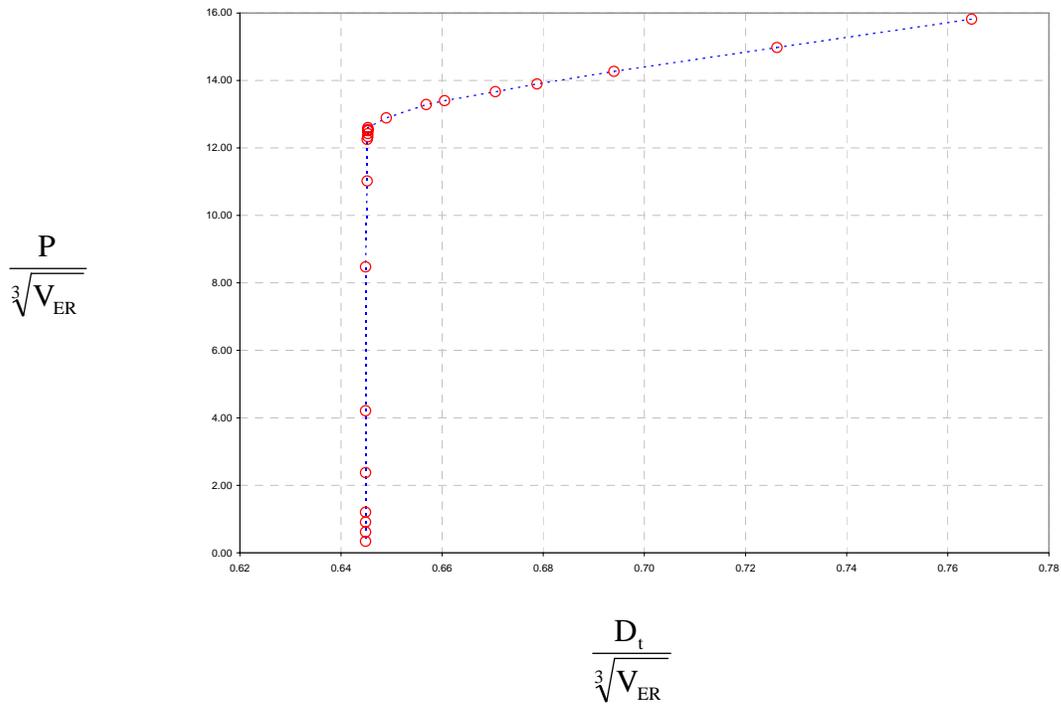


Figura 5.12 Representación gráfica de los parámetros adimensionales  $\frac{D_t}{\sqrt[3]{V_{ER}}}$ ,  $\frac{P}{\sqrt[3]{V_{ER}}}$

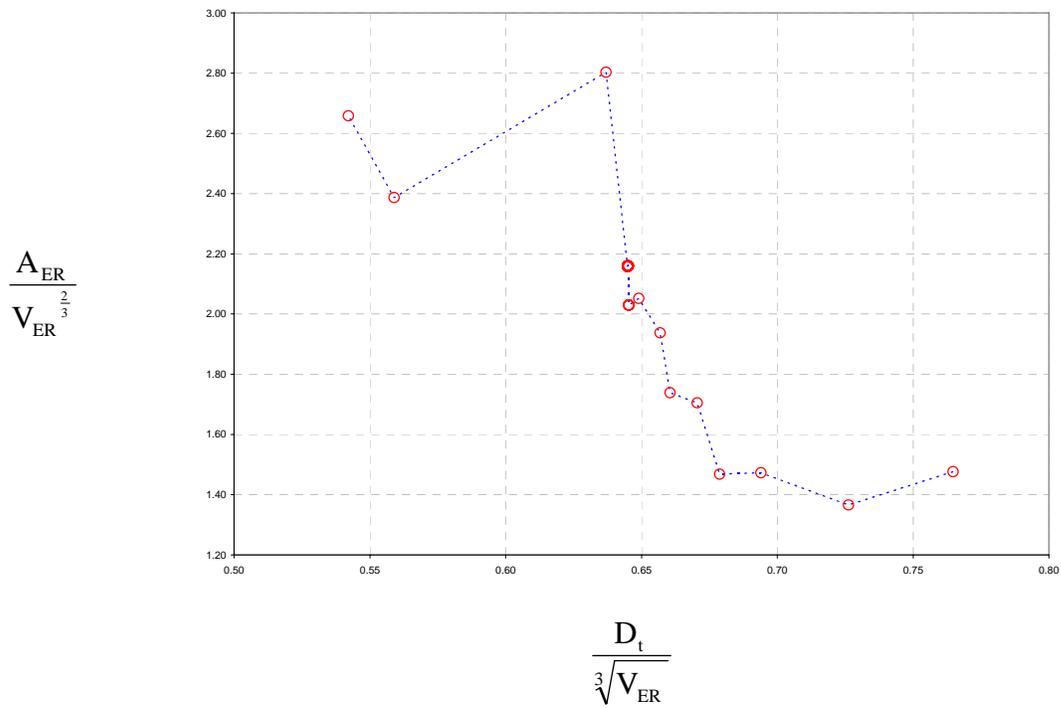


Figura 5.13 Representación gráfica de los parámetros adimensionales  $\frac{D_t}{\sqrt[3]{V_{ER}}}$ ,  $\frac{A_{ER}}{V_{ER}^{2/3}}$

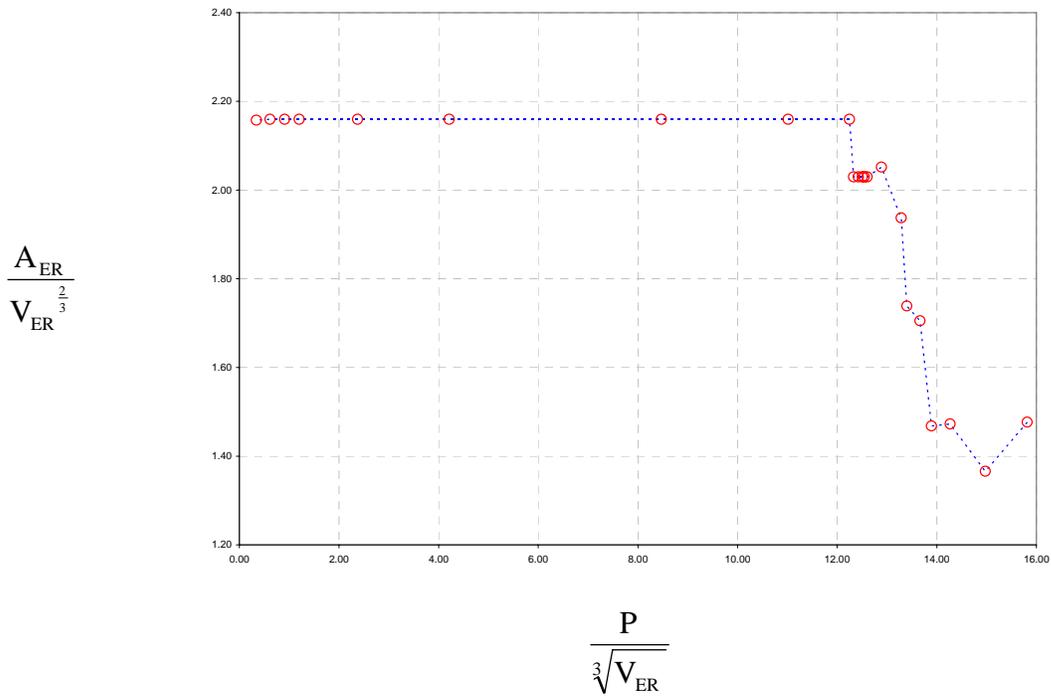


Figura 5.14 Representación gráfica de los parámetros adimensionales  $\frac{P}{\sqrt[3]{V_{ER}}} - \frac{A_{ER}}{V_{ER}^{\frac{2}{3}}}$

En la figura 5.11 podemos ver que conforme disminuye la velocidad el volumen erosionado aumenta, así mismo el área erosionada ya que es función del volumen.

Podemos ver que en la figura 5.11 se distinguen tres etapas en la remoción de sedimentos, la primera ubicada a la izquierda de la gráfica muestra que para velocidades altas (mayores a 1.456 m/s) existe arrastre de sedimentos, después de la cual no hay salida de sedimentos (para velocidades entre 1.456 y 0.209 m/s), y el sedimento nuevamente comienza a salir para velocidades bajas (menores a 0.209 m/s).

Para la primera etapa la salida del sedimento se produce cuando la obra de toma funciona a tubo lleno, en la segunda etapa no existe salida de sedimento y en la tercera la salida del sedimento ocurre cuando la tubería de la obra de toma funciona como canal.

Las relaciones mostradas en las figuras 5.12, 5.13 y 5.14 muestran que cuando el valor de la profundidad P disminuye el volumen erosionado aumenta.

## **Capítulo 6**

# **Estudio teórico**



## 6 Estudio teórico

### 6.1 Descripción del modelo numérico

De los modelos numéricos hasta ahora utilizados y descritos en el capítulo 3, se eligió el modelo numérico tridimensional SSIIM (**S**imulation of **S**ediment **M**ovements **I**n **W**ater **I**ntakes **W**ith **M**ultiblock **O**ption) versión 1.1, desarrollado en la División de Ingeniería Hidráulica del Instituto Tecnológico de Noruega (Olsen, Nils, 2005).

La justificación en el uso de este modelo es que permite simular transporte de sedimentos en un fondo con geometría compleja utilizando diferentes tamaños de partículas para diferentes escenarios en forma económica y práctica.

El programa SSIIM resuelve las ecuaciones de Esfuerzos de Reynolds con un modelo de turbulencia tipo k-ε, sobre una malla general no-ortogonal tridimensional. El método del volumen finito es usado para la solución con un esquema de ley de potencia de segundo orden viento arriba y para el acoplamiento de la presión es usado el método SIMPLE (Olsen, Nils, 1999), un algoritmo de tipo implícito reproduce el campo de velocidades para la geometría dada. Para la solución del movimiento de las partículas de sedimento se utilizan las ecuaciones de convección-difusión, tomando las velocidades de convección que se obtienen de la solución de las ecuaciones de esfuerzo de Reynolds.

El modelo cuenta con una interfaz gráfica para visualizar los resultados obtenidos en la simulación como son la velocidad, la concentración del sedimento y la configuración del fondo del embalse.

#### 6.1.1 Cálculo del campo de velocidades del flujo

El sistema de ecuaciones de conservación de masa y de cantidad de movimiento también conocido como las ecuaciones de Navier-Stokes. Para el caso de flujo incompresible ( $\rho = \text{constante}$ ) de viscosidad constante, dichas ecuaciones son de la forma (Panton, R. L., 1980):

$$\partial_i u_i = 0 \quad (6.1)$$

$$\rho \partial_o u_i + \rho \partial_j (u_i u_j) = \rho g_i - \partial_i p + \mu \partial_j \partial_j u_i \quad (6.2)$$

Donde  $u_i$ , son las componentes de velocidad;  $\rho$ , la densidad;  $g_i$ , aceleración de la gravedad;  $p$  la presión;  $\mu$ , la viscosidad dinámica y  $\partial_o, \partial_i$ , las derivadas parciales temporal y espacial, respectivamente.

Para flujo turbulento es común utilizar las ecuaciones de Esfuerzos de Reynolds. En este caso se tiene flujo turbulento con una geometría tridimensional y se utiliza un modelo para calcular el esfuerzo cortante turbulento.

Las ecuaciones de Esfuerzos de Reynolds para un fluido incompresible y de densidad constante se expresan como:

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} (-P \delta_{ij} - \rho \overline{u_i u_j}) \quad (6.3)$$

En la ecuación anterior, los términos de la izquierda representan, primero el término transitorio y el segundo el término advectivo; los términos de la derecha, el primero es la presión, el segundo el esfuerzo de Reynolds, y para cerrar el número de incógnitas se utiliza un modelo de turbulencia.

### 6.1.2 Modelo de turbulencia K-ε

El concepto de viscosidad turbulenta con el modelo K-ε es usado para modelar el término de esfuerzo de Reynolds como:

$$-\overline{u_i u_j} = \nu_T \left( \frac{\partial U_j}{\partial x_i} + \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) + \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (6.4)$$

La viscosidad turbulenta en el modelo K-ε se calcula como:

$$\nu_T = c_\mu \frac{k}{\varepsilon} \quad (6.5)$$

k es la energía cinética turbulenta, definida por:

$$k \equiv \frac{1}{2} \overline{u_i u_i} \quad (6.6)$$

k es modelada como:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + U_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \frac{\nu_T}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + P_k - \varepsilon \quad (6.7)$$

Donde  $P_k$  viene dado por:

$$P_k = \nu_T \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \left( \frac{\partial U_j}{\partial x_i} + \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) \quad (6.8)$$

La disipación de k se denota como ε y se modela como:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + U_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \frac{\nu_T}{\sigma_k} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} P_k + C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (6.9)$$

Donde los valores de C son constantes diferentes.

### 6.1.3 Cálculo del transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos se divide tradicionalmente en carga de fondo y carga suspendida. La carga suspendida se calcula con la ecuación de convección-difusión para una concentración de sedimento, c:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U_j \frac{\partial c}{\partial x_j} + w \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \Gamma_T \frac{\partial c}{\partial x_j} \right) \quad (6.10)$$

Donde la velocidad de caída de las partículas de sedimento se denota como  $w$ . El coeficiente de difusión  $\Gamma$  es tomado del modelo  $k-\varepsilon$ :

$$\Gamma = \frac{v_T}{Sc} \quad (6.11)$$

donde,  $Sc$  es el número de Schmidt, generalmente se considera igual a 1.0 ya que las ecuaciones de viscosidad turbulenta del flujo son las mismas que la difusividad turbulenta de las partículas.

Para evaluar la carga suspendida, se utiliza la fórmula desarrollada por van Rijn (van Rijn, 1993) que se fundamenta en el equilibrio de la concentración de sedimento cerca del fondo, de forma que:

$$c_{bed} = 0.015 \frac{d^{0.3}}{a} \frac{\left[ \frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right]^{1.5}}{\left[ \frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w v^2} \right]^{0.1}} \quad (6.12)$$

donde  $d$ , es el diámetro de la partícula;  $a$ , es una referencia del nivel igual a la rugosidad;  $\tau$ , es esfuerzo cortante en el fondo;  $\tau_c$ , es el esfuerzo cortante crítico en el fondo para el movimiento de las partículas según la curva de Shields;  $\rho_w$  y  $\rho_s$  son las densidades del agua y el sedimento respectivamente;  $\nu$ , es la viscosidad de el agua;  $g$ , es la aceleración de la gravedad y los valores 0.015, 1.5 y 0.3 son parámetros empíricos.

El esfuerzo cortante crítico  $K$ , para las partículas de sedimento es función de la pendiente del fondo dada por Brooks, de forma que:

$$K = -\frac{\sin \phi \sin \alpha}{\tan \theta} + \sqrt{\left( \frac{\sin \phi \sin \alpha}{\tan \theta} \right)^2 - \cos^2 \phi \left[ 1 - \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \right)^2 \right]} \quad (6.13)$$

donde  $\alpha$ , es el ángulo entre la dirección del flujo y la línea normal al plano del fondo;  $\phi$ , el ángulo de la pendiente y  $\theta$  es la pendiente. El factor  $K$  se calcula con la ecuación anterior y multiplica por el esfuerzo crítico para una superficie horizontal dado el esfuerzo crítico efectivo para una partícula de sedimento.

Para determinar la carga de fondo  $q_b$ , se utiliza la fórmula de van Rijn, expresada como:

$$\frac{q_b}{D_{50}^{1.5} \sqrt{\frac{(\rho - \rho_w)g}{\rho}}} = 0.053 \frac{\left[ \frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right]^{1.5}}{D_{50}^{0.3} \left[ \left( \frac{(\rho - \rho_w)g}{\rho v^2} \right) \right]^{0.1}} \quad (6.14)$$

donde 0.053, 0.1, 0.3 y 1.5 son parámetros empíricos.

La altura de la forma de fondo  $\Delta$ , se calcula:

$$\frac{\Delta}{d} = 0.11 \left( \frac{D_{50}}{d} \right)^{0.3} \left( 1 - e^{\left[ \frac{\tau - \tau_c}{2\tau_c} \right]} \right) \left( 25 - \left[ \frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right] \right) \quad (6.15)$$

donde  $d$  es el tirante del agua y la rugosidad efectiva se calcula como:

$$k_s = 3D_{90} + 1.1\Delta \left( 1 - e^{\frac{25\Delta}{\lambda}} \right) \quad (6.16)$$

donde  $\lambda$  es la longitud de la forma de fondo calculada como 7.3d.

## 6.2 Calibración del modelo numérico

La calibración consistió en reproducir en el modelo numérico, el campo de velocidades obtenido en el modelo físico, para lograr esto, se obtuvieron los perfiles de velocidad en el modelo físico a 10, 20 y 30 cm de la cortina aguas arriba, a partir del centro de la obra de toma ubicada a 2.6 cm y hasta 67.8 cm, para un tirante al NAMO de 73.8 cm.

Los perfiles de velocidad medidos en el modelo físico se obtuvieron con un velocímetro acústico Doppler, modelo Flowtracker de la marca SONTEK®, para las velocidades en sentido “x” y “y” con una precisión de +/- 0.01 cm/s para todo el rango de velocidades.

Las pruebas de laboratorio se realizaron manteniendo el gasto de entrada y de salida constante de 1.261 lps, aforados en un vertedor tipo V con abertura de 30°, el gasto se calculó con la fórmula de Kindsvater-Shen (ISO 1438/1).

Para la modelación numérica, se elaboró una malla no-ortogonal tridimensional utilizando la topografía del modelo físico de  $i=45$  columnas y  $j=38$  columnas, y un refinado de la malla en la zona de la obra de toma, teniendo celdas desde 3.3 cm (diámetro de la toma) hasta 23.6 cm. Para modelar la profundidad, se utilizaron 20 celdas ( $k=20$ ) con espaciamientos de 0.00, 2.00, 3.70, 6.00, 8.00, 10.00, 12.00, 14.00, 16.00, 18.00, 20.00, 25.00, 30.00, 35.00, 40.00, 45.00, 50.00, 60.00, 75.00 y 100.00; valores que corresponden al porcentaje de profundidad entre el espejo del agua al fondo para una profundidad total de 67.8 cm. En la figura 6.1 y 6.2 se muestran la malla y el perfil del embalse utilizado así como la interfaz del modelo SSIIM para Windows versión 1.1, las líneas en negro representan las líneas de la malla, las líneas rojas las fronteras de no flujo y las líneas azules representan las zonas de entrada y salida de flujo.

Debido a que no es posible simular una salida de tipo circular, se modeló la salida considerando un área hidráulica semejante, (de 8.6 cm<sup>2</sup> en el modelo físico), esto se logró tomando los 3 primeros niveles como salida por el ancho de una fila, obteniéndose un área de 8.7 cm<sup>2</sup>.

Se consideró una entrada del flujo en la primera columna a todo lo largo desde  $i=2$ ,  $j=36$  hasta  $i=2$ ,  $j=20$ , con un gasto de 0.001261 m<sup>3</sup>/s. La obra de toma se simuló considerando una salida en  $i=45$ , entre  $j=14$  y 15 y entre  $k=2$  y 3. La cortina se modeló considerando regiones bloqueadas en  $i=45$  a 46,  $j=2$  a 12 y  $k=2$  a 21;  $i=45$  a 46,  $j=15$  a 38 y  $k=2$  a 21 y  $i=45$  a 46,  $j=12$  a 16 y  $k=4$  a 21.

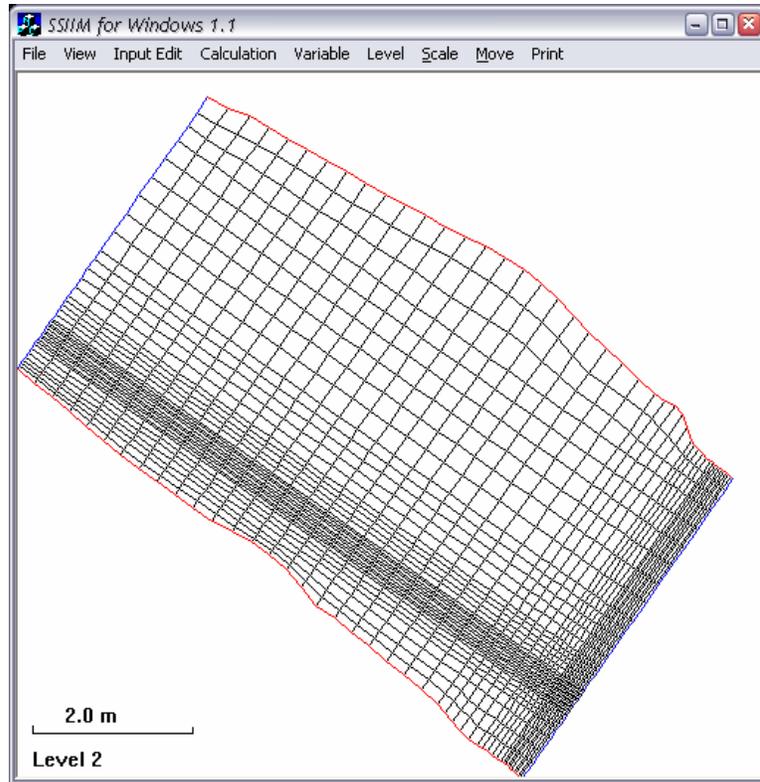


Figura 6.1 Malla del modelo utilizada.

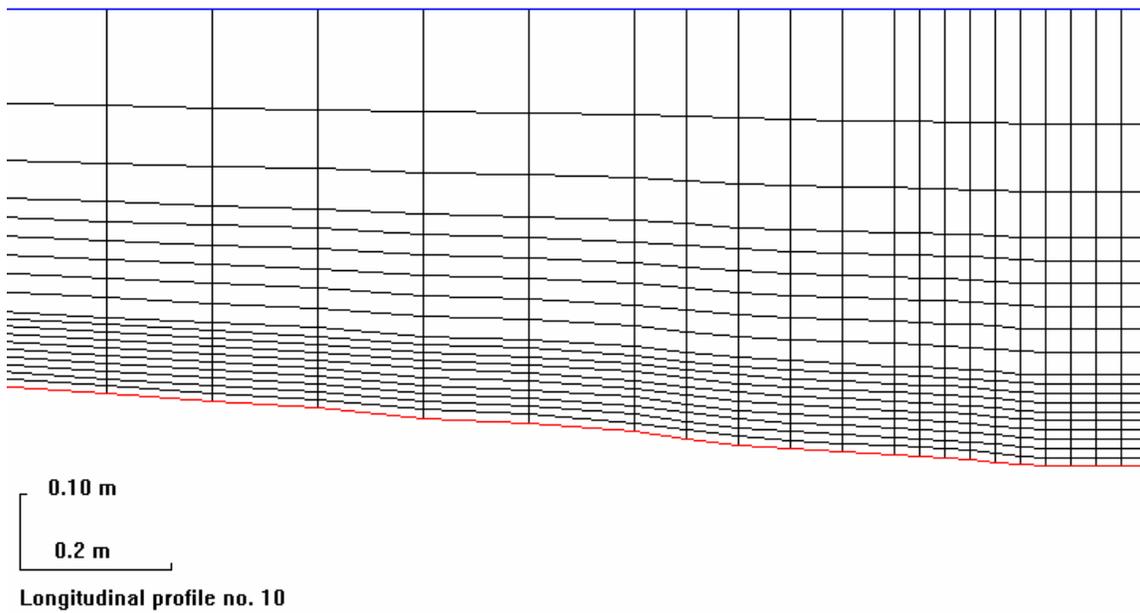


Figura 6.2 Perfil de la malla utilizada.

### 6.2.1 Resultados obtenidos de la calibración

Para poder realizar la comparación entre el modelo físico y el modelo numérico primero se determinó el campo de flujo en el modelo numérico, los valores de entrada fueron; para el gasto de entrada  $0.001261 \text{ m}^3/\text{s}$ ; y los valores para  $u$ ,  $v$ ,  $w$ ,  $P$ ,  $k$  y  $\varepsilon$  fueron  $0.25$ ,  $0.25$ ,  $0.25$ ,  $0.05$ ,  $0.06$ ,  $0.06$ , para obtener perfiles de flujo que fueron comparados con los obtenidos en el modelo físico.

Las velocidades en el modelo físico se obtuvieron a  $10$ ,  $20$  y  $30 \text{ cm}$  aguas arriba de la obra de toma, se compararon con las obtenidas en el modelo numérico en  $i=42$ ,  $j=13$ ;  $i=39$ ,  $j=13$  y  $i=36$ ,  $j=13$ .

Para estos valores de entrada el campo de flujo no convergía dado que el valor del residual de la continuidad para gasto era muy grande para las primeras iteraciones, por lo que primero se hizo variar el valor del gasto de entrada hasta  $0.000000001 \text{ m}^3/\text{s}$ , con lo que se logró que el residual de la continuidad fuera cero, esto sin modificar los valores de los otros parámetros, no obstante la solución no convergía por lo que fue necesario modificar los valores obteniéndose que para valores de  $0.2$ ,  $0.2$ ,  $0.2$ ,  $0.03$ ,  $0.05$ ,  $0.05$ ; que corresponden a las variables para  $u$ ,  $v$ ,  $w$ ,  $P$ ,  $k$  y  $\varepsilon$ , respectivamente, las ecuaciones para el campo de flujo convergen. El criterio de convergencia de  $0.001$ .

Los valores del residual para cada ecuación fueron para  $u=0.0000778$ ;  $v=0.0000767$ ;  $w=0.0000394$ ;  $P=0.0000652$ ;  $k=0.0008630$  y para  $\varepsilon=0.0009980$ .

El campo de velocidades obtenido se muestra en la figura 6.3.

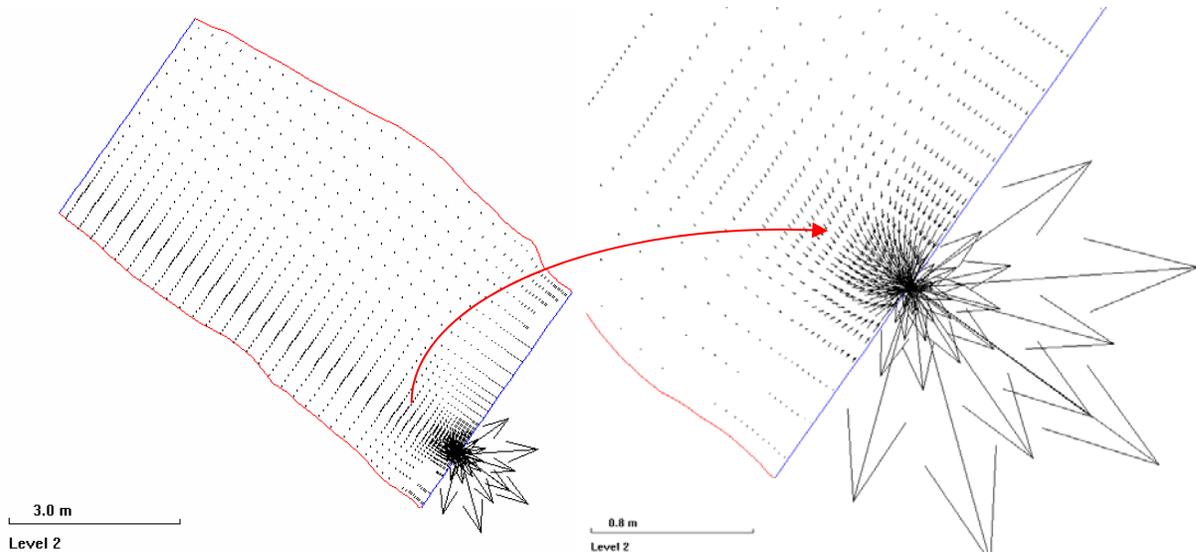


Figura 6.3 Campo de velocidades obtenido.

#### *Comparación para las velocidades*

Como podemos observar en la figura 6.4, el perfil obtenido en el modelo numérico es muy parecido al promedio espacial medido en el modelo físico excepto para distancias de  $2.60 \text{ cm}$  del fondo para la cual el valor de la velocidad medido es de  $1.36 \text{ m/s}$  y el obtenido es de  $2.05 \text{ m/s}$ ; no existe similitud con ninguna de las leyes de potencia y logarítmica evaluada, esto se debió a la cercanía de la salida y a que

las leyes de potencia aplican para canales con geometría constante. Para el perfil obtenido para  $x=20$  (figura 6.5), tenemos que el perfil obtenido no se asemeja al promedio espacial, no obstante se mantiene dentro de la nube de puntos leídos en modelo físico, la influencia de la salida del flujo por la obra de toma provoca que no exista similitud con los perfiles para de flujo para las leyes de potencia y logarítmica.

Para  $x=30$  se tiene que los puntos obtenidos y los leídos son semejantes al promedio espacial así como para la ley logarítmica, se infiere que la salida por la obra de toma empieza a perder influencia sobre las líneas de corriente. (figura 6.6)

Se observa en las figuras 6.4, 6.5 y 6.6 que para la elevación de 0.026 m, los valores medidos son menores a los obtenidos por el modelo numérico, la diferencia se debe a la instalación experimental ya que el equipo de perfilación acústica no tiene la capacidad para medir por debajo de esta zona.

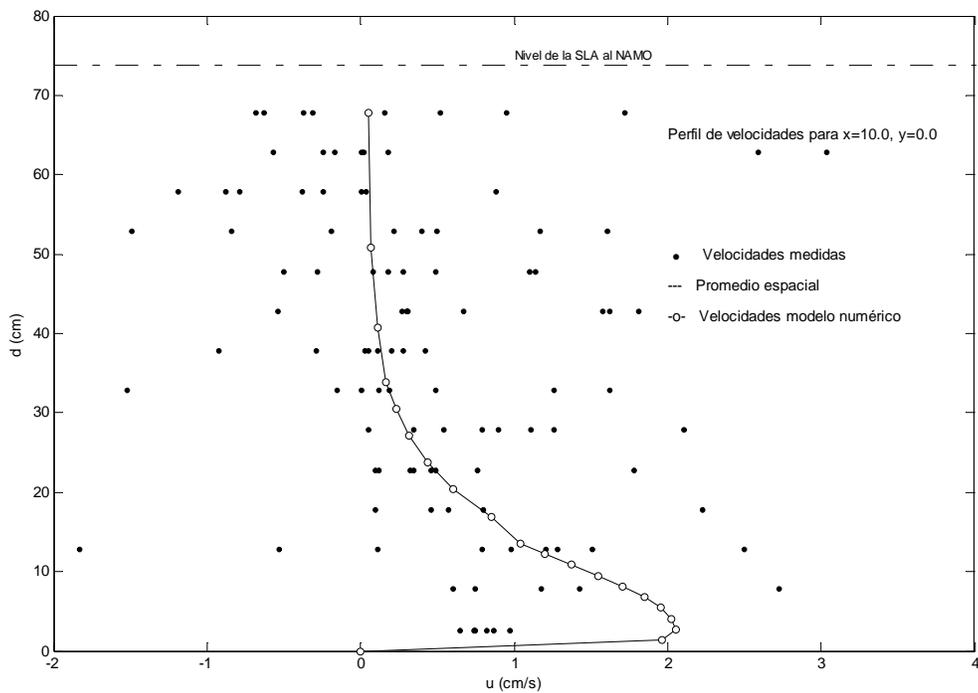


Figura 6.4 Perfil de velocidades comparadas para  $X=10.0$

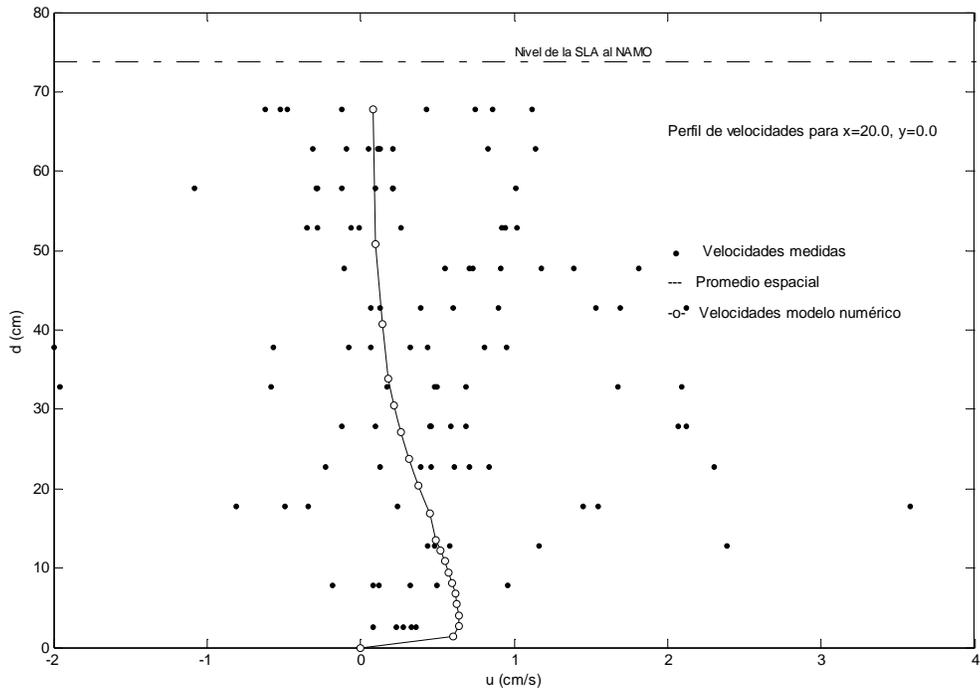


Figura 6.5 Perfil de velocidades comparadas para X=20.0

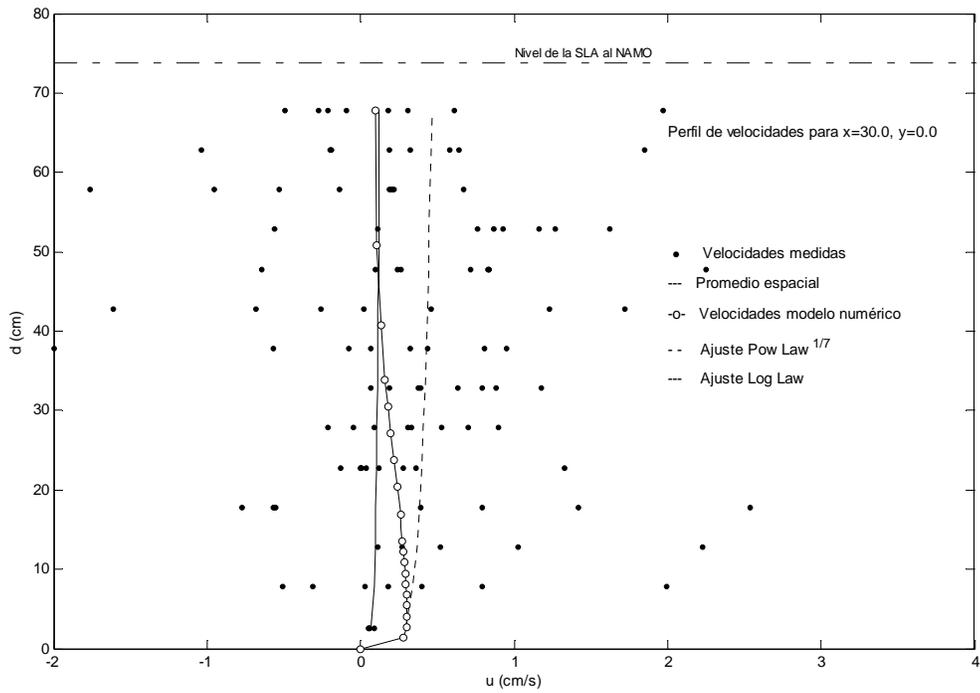


Figura 6.6 Perfil de velocidades comparadas para X=30.0

### 6.3 Resultados obtenidos de la modelación

Dado que la máxima erosión en modelo físico se presenta cuando ha variado el nivel del agua en el embalse sólo 4.1 cm, las pruebas se realizaron considerando sólo *flushing* y no un vaciado total, ver resultado experimental, figura 5.6, efecto que tiene más duración en modelo físico de 17 minutos, que constituye el tiempo de simulación total de *flushing*.

En la figura 5.6 se observa un segundo proceso de arrastre, para un nivel bajo del embalse que se sucede con la formación de cauce de arrastre, este proceso no puede ser modelado por SSIIM, dado que se tiene una condición de superficie libre cambiante.

Los resultados obtenidos muestran un valor de máxima erosión en la celda  $i=45$ ,  $j=15$ , la cual esta situada aguas arriba de la obra de toma, en la Tabla 6.1 se muestran los valores máximo obtenidos en modelo físico, la serie a1 hasta a4 muestran los valores correspondientes a las pruebas de *flushing* y en la última fila se muestran los valores obtenidos en el modelo numérico.

Variable	Profundidad máx. (m)	Volumen (m <sup>3</sup> )
Serie a-1	0.035	0.0001353
Serie a-2	0.036	0.0001317
Serie a-3	0.034	0.0001173
Serie a-4	0.035	0.0001551
Serie b	0.036	0.0001340
Promedio modelo físico	0.035	0.0001347
Modelo numérico	0.036	0.0001978

Tabla 6.1 Comparación de los valores obtenidos

Debido a que en la implementación del modelo numérico fue necesario realizar varias simplificaciones para la determinación de los volúmenes erosionados, se realizaron corridas adicionales modificando los parámetros de entrada y de esta forma observar la diferencia entre los valores calculados por el modelo numérico y el valor promedio obtenido en las series a y b.

Los parámetros de entrada que no se modificaron, se resumen en la siguiente tabla:

Variable	Valor de entrada	Unidades
Ss	2.541	adimensional
v	1e-6	m <sup>2</sup> /s
$\rho$	1000	kg/cm <sup>3</sup>
$\omega$	0.02238	m/s

El valor de la velocidad de caída se determinó con la ecuación de Rubey (ecuaciones 5.20 y 5.21)

Los parámetros que se modificaron fueron; los coeficientes de la ecuación de van Rijn para la concentración y el transporte; los parámetros de relajación, el número de iteraciones y la convergencia; el valor del número de Strickler, el cual se define

como  $1/n$ , donde  $n$  es el valor de número de Manning y el coeficiente de Shields para el esfuerzo crítico de fondo.

En la tabla siguiente se muestran los valores modificados en el modelo numérico, el valor del volumen obtenido y la diferencia entre estos y el valor promedio obtenido de las mediciones realizadas en modelo físico.

Parámetro modificado	Volumen erosionado (m <sup>3</sup> )	Diferencia (%)
Valor obtenido en el modelo físico	0.0001347	0.000
Ninguno	0.0001978	46.845
Número de celdas duplicado	0.0001939	43.950
Parámetro en la fórmula* de van Rijn de 0.15 a 0.20	0.0002028	50.557
Parámetro en la fórmula* de van Rijn de 1.5 a 2.0	0.0002018	49.814
Parámetro en la fórmula* de van Rijn de 0.3 a 0.5	0.0001998	48.330
Parámetro de Strickler de 50	0.0002127	57.906
Parámetro de Strickler de 55	0.0002107	56.422
Parámetro de Strickler de 60	0.0002087	54.937
Coeficiente de Shields para el esfuerzo de fondo de 0.047 a -0.047 ( - implica que se recalcula de acuerdo a la curva original)	0.0001978	46.845
Parámetro en la fórmula** de van Rijn de 0.053 a 0.06	0.0002008	49.072
Parámetro en la fórmula** de van Rijn de 2.1 a 2.5	0.0002020	49.963

\* Fórmula de van Rijn para la concentración    \*\* Fórmula de van Rin para el transporte

Podemos observar que los valores obtenidos al modificar los parámetros siempre son mayores al promedio obtenido en modelo físico. Esto puede deberse a que el modelo numérico determina el valor del volumen erosionado como una función de la concentración de los sedimentos en el flujo, además el modelo numérico considera para el volumen erosionado el volumen total de la celda.

Se obtuvo la configuración del modelo físico con objeto de comparar las elevaciones del fondo con los valores obtenidos en el modelo numérico utilizando la retícula colocada sobre el modelo físico (figura 5.6). En la figura 6.8 se observa la erosión generada para el *flushing*.

Los perfiles obtenidos en modelo físico se compararon con los obtenidos en el modelo. En la figura 6.9 se observa el perfil obtenido sobre el eje de la toma hacia aguas arriba comparando con los valores medidos con los valores obtenidos. El valor cero en el eje y corresponde a la elevación del fondo de la obra de toma y el valor cero en el eje x corresponde a la pared de la cortina aguas arriba.



Figura 6.8 Erosión generada después del *flushing* en el modelo físico para  $t=17$  min.

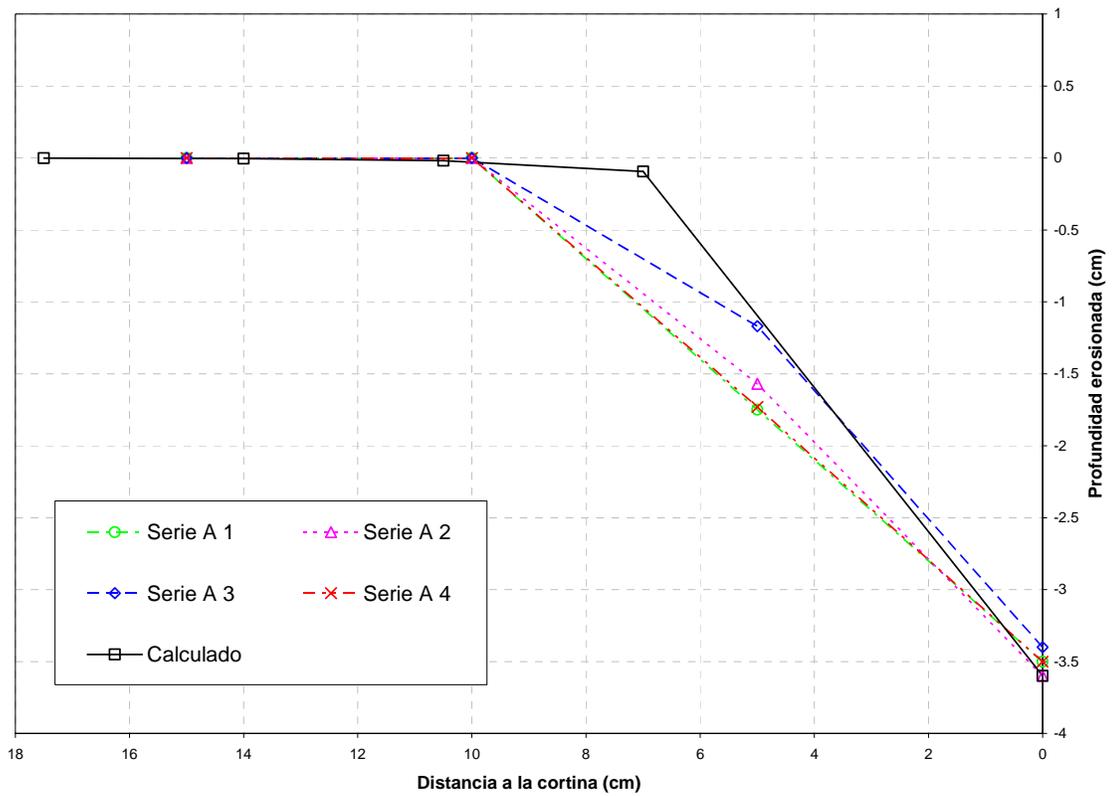


Figura 6.9 Perfiles longitudinales medidos y calculado para  $t=17$  min.

En la figura anterior se observa que los perfiles se asemejan al ángulo del cono formado entre los perfiles medidos ( $19.84^\circ$ ), y el calculado ( $26^\circ$ ).

En la figura 6.10, se presenta el perfil de la sección transversal, donde el valor cero en el eje x corresponde al eje de la obra de toma y los valores positivos representan el alejamiento del eje hacia la izquierda y negativos hacia la derecha, referenciado de la obra de toma hacia aguas abajo.

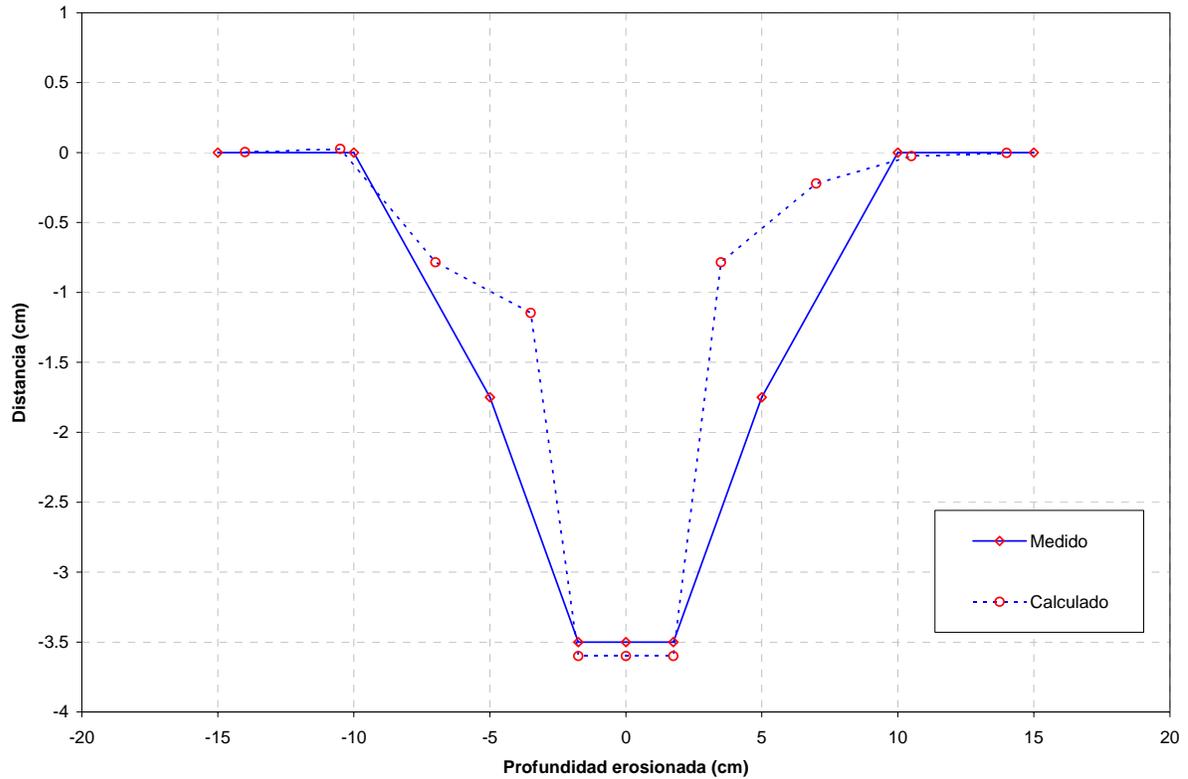


Figura 6.10 Perfil transversal medido y calculado para  $t=17$  min.

## **Capítulo 7**

# **Conclusiones y recomendaciones**



## **7 Conclusiones y recomendaciones**

---

Los embalses se azolvan por la acción del transporte de sedimentos de los ríos que se depositan dentro del embalse debido a la baja velocidad del flujo que los transporta, reduciendo el volumen útil. En la mayoría de los casos el fenómeno se presenta en embalses de tamaño pequeño y mediano donde los ríos que contribuyen presentan un alto transporte de sedimento. La reducción en el volumen útil del embalse acorta el tiempo de vida útil y el valor económico del proyecto. Una evaluación de los efectos de la sedimentación en el embalse debe incluirse en los estudios de factibilidad y proyecto ejecutivo para presas de generación e irrigación.

Una medida empleada para reducir el problema de la sedimentación es realizar una remoción hidráulica o *flushing* en el embalse de forma periódica. Los efectos de realizar un *flushing* varían de un embalse a otro y depende de la geometría del embalse, el tamaño del sedimento, la magnitud del depósito, el gasto y la elevación del agua en el embalse. En la planeación de una presa es importante evaluar la cantidad de sedimentos a remover así como la cantidad de agua que se requiere para ello. En muchos casos el efecto que puede producir un *flushing* depende del gasto y el nivel del agua, el cual es función de la capacidad de los obras de descarga con que cuente la presa. El diseño de las descargas de fondo en una presa debe incluir una optimización del costo de la obra contra el valor económico del incremento de volumen en el embalse después de un *flushing*. El conocimiento del proceso de *flushing* es por lo tanto importante en el diseño de una presa.

La remoción de sedimentos envuelve una gran cantidad de procesos complejos, el campo de velocidades tridimensional con zonas de recirculación complejas y corrientes secundarias y debido a que la turbulencia es no isotrópica y varía a través de dominio de cálculo, la erosión y el proceso de transporte de sedimentos son también complejos. De forma similar en el proceso de arrastre los sedimentos son transportados como carga de fondo y carga suspendida presentándose formas de fondo, estas formas de fondo tienen influencia en las líneas de corriente debido a que incrementan el valor de la rugosidad.

El estudio realizado involucra la modelación física y numérica del fenómeno de *flushing* para un embalse determinado. Para la evaluación en modelo físico se utilizó un modelo construido a escala 1:25 sin distorsión de la presa Casa de Janos y para la evaluación numérica el modelo de simulación SSIIM que resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes con el modelo  $k-\epsilon$  sobre una malla general no-ortogonal tridimensional.

La evaluación del proceso modelado muestra que se presentan tres etapas durante la realización del *flushing*; la primera, cuando el valor de la velocidad es mayor que 1.4565 m/s y la obra de toma funciona a tubo lleno, la segunda, cuando la velocidad es menor que este valor y la tercera cuando la velocidad es menor que 0.2090 m/s y la obra de toma funciona a superficie libre. La salida del sedimento se presenta sólo en la primera y tercera etapa.

Los resultados obtenidos de la modelación física muestran que, para el sedimento considerado de 0.19 mm, la remoción máxima se presenta abatiendo el nivel sólo un 5.84% considerando que el embalse se encuentra al NAMO, de esta forma se remueve el 54.34% del máximo obtenido al vaciar el embalse.

Los resultados obtenidos de la modelación numérica muestran que para el tiempo de simulación de 17 minutos que representa en modelo el tiempo para máxima remoción se tiene un valor del volumen de 16.45% mayor al obtenido en el modelo físico.

Lo anterior nos indica que para evitar la pérdida de un volumen considerable en el embalse estudiado y aumentar su capacidad útil no es necesario llevar a cabo un vaciado total sino elaborar un programa de apertura de la obra de toma cuando esta se encuentre al NAMO para producir el mayor volumen de extracción de sedimentos.

Para el embalse en estudio si se considera vaciado total se recomienda modificar el tamaño de la obra de toma o construir una o varias descargas de fondo. Esto es factible hidráulicamente debido a que el embalse se llena cada año y el nivel del agua llega al mínimo. Se requiere para esto evaluar la factibilidad técnica de la estructura para poder llevar a cabo los trabajos así como la evaluación económica de la obra y la afectación que pueda presentar aguas abajo de la cortina el volumen de sedimento extraído.

El proceso de *flushing* puede ser estudiado en modelo físico. Este modelado es costoso y requiere de mucho tiempo de medición en laboratorio. Una alternativa es el uso de modelos numéricos y su empleo debe considerarse durante las etapas de revisión, diseño y operación del embalse para mantener su capacidad útil.

**Anexos**



## Anexo A

Análisis de escalas para el modelo físico



**ANALISIS DE OPCIONES DE ESCALA PARA EL MODELO FISICO DE FONDO FIJO  
DE LA PRESA CASA DE JANOS, SAN PEDRO JANOS, CHIHUAHUA**

Dimensiones:	Ancho	Largo	Unidad.
Area del prototipo por representar:	60.00	80.00	m
Area disponible en la mesa:	6.50	10.50	m
Gasto máximo a representar:	6.00		m <sup>3</sup> /s
Gasto mínimo:	2.76		m <sup>3</sup> /s
Coefficiente de rugosidad (Manning) en prototipo:	0.014		
Coefficiente de Chezy en prototipo:	83.760		
Tirante hidráulico medio en prototipo:	2.60		m
Coefficiente de rugosidad del acabado del modelo:	0.010		
Diámetro medio de la tubería en prototipo.	0.76		m

E S C A L A S			DIMENSIONES EN MODELO			GASTOS			Número de Reynolds**
Horizontal	Distorsión	Vertical	Ancho	Largo	Prof.@ 1m.	Escala	Mínimo	Máximo	
15	1	15	4.00	5.33	0.0667	871.4	0.00317	0.00689	12550
20	1	20	3.00	4.00	0.0500	1788.9	0.00154	0.00335	8151
<b>25</b>	<b>1</b>	<b>25</b>	<b>2.40</b>	<b>3.20</b>	<b>0.0400</b>	<b>3125.0</b>	<b>0.00088</b>	<b>0.00192</b>	<b>5833</b>
30	1	30	2.00	2.67	0.0333	4929.5	0.00056	0.00122	4437
35	1	35	1.71	2.29	0.0286	7247.2	0.00038	0.00083	3521
40	1	40	1.50	2.00	0.0250	10119.3	0.00027	0.00059	2882
45	1	45	1.33	1.78	0.0222	13584.1	0.00020	0.00044	2415
50	1	50	1.20	1.60	0.0200	17677.7	0.00016	0.00034	2062
55	1	55	1.09	1.45	0.0182	22434.0	0.00012	0.00027	1787

Escalas de líneas recomendables para un modelo de flujo : El 1:20 a 1:70, sin distorsión

\*\* Número de Reynolds del flujo en la sección del vertedor del modelo considerando Ven Te Chow:  $Re=vR/n >500$

Análisis de similitud sedimentológica utilizando el principio de velocidad de caída para Arena volcánica utilizando la fórmula de Rubey.

Modelo	Prototipo
LE = 25	LE = 25
<b>DM = 0.00019 m</b>	<b>DP = 0.00134 m</b>
$\gamma_{SM} = 2541 \text{ kg/m}^3$	$\gamma_{SP} = 2541 \text{ kg/m}^3$
$v = 1.00E-06 \text{ m}^2/\text{s}$	$v = 1.00E-06 \text{ m}^2/\text{s}$
$\omega_E = (L_E)^{\frac{1}{2}}$	$\Delta = 1.54100$
$\omega_E = 5.00000$	$F_1 = 0.78571$
$\omega_M = \frac{\omega_P}{\omega_E}$	<b><math>\omega_P \text{ Calculada} = 0.11192 \text{ m/s}</math></b>
$\omega = F_1(g\Delta D)^{\frac{1}{2}}$	<b><math>\omega_P \text{ Iterada} = 0.11192 \text{ m/s}</math></b>
$F_1 = \left( \frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g\Delta D^3} \right)^{\frac{1}{2}} - \left( \frac{36v^2}{g\Delta D^3} \right)^{\frac{1}{2}}$	<b><math>D_E = 7.06368</math></b>
$\Delta = \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma}$	
$\Delta = 1.54100$	
$F_1 = 0.41768$	
<b><math>\omega_M = 0.02238 \text{ m/s}</math></b>	

## Anexo B

Propiedades conjunto del sedimento



## LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

### GRANULOMETRÍA POR MALLAS

OBRA: MODELO DEL EMBALSE DE LA PRESA CASA DE JANOS  
 LOCALIZACIÓN: LABORATORIO DE HIDRÁULICA  
 DESCRIPCIÓN: ARENA COLOR NEGRA EN ESTADO SECO  
 SONDEO No.: S-1  
 MUESTRA: MS-1 PROF: - m  
 OPERADOR: \_\_\_\_\_ CALCULÓ: S. GARCÍA  
 FECHA: Septiembre 22, 2003 SUPERVISÓ: I. BONOLA

$W_{\text{inicial}} = 300.00 \text{ g}$

Tamiz	Abertura (mm)	Wret (g)	% ret	% ret acum	% que pasa, en peso
10	2.000	0.00	0.00	0.00	100.00
20	0.840	1.30	0.40	0.40	99.60
40	0.420	32.60	11.40	11.80	88.20
60	0.250	73.40	25.70	37.50	62.50
100	0.149	124.50	43.60	81.10	18.90
200	0.074	52.50	18.40	99.50	0.50
pasa 200		1.10	3.00	102.50	-

$W_{\text{final}} = 285.40 \text{ g}$

Observaciones: Arena fina volcánica, negra, contiene granos finos de vidrio volcánico  
limpia, SP

## LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

### DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE SÓLIDOS

OBRA: MODELO DEL EMBALSE DE LA PRESA CASA DE JANOS  
 LOCALIZACIÓN: LABORATORIO DE HIDRÁULICA  
 DESCRIPCIÓN: ARENA COLOR NEGRA EN ESTADO SECO  
 SONDEO No.: S-1  
 MUESTRA: MS-1 PROF: - m  
 OPERADOR: \_\_\_\_\_ CALCULÓ: S. GARCÍA  
 FECHA: Septiembre 22, 2003 SUPERVISÓ: I. BONOLA

Muestra	Volumen probeta	Peso del material	Volumen de agua	Volumen de agua desplazado	r (m/V)
1	250.00	133.00	110.00	52.00	2.558
2	250.00	150.00	170.00	58.00	2.586
3	50.00	15.00	30.00	6.00	2.500
4	50.00	30.00	25.00	12.00	2.500
5	1000.00	260.00	500.00	100.00	2.600
6	1000.00	100.00	210.00	40.00	2.500
<b>Ss =</b>					<b>2.541</b>



## Anexo C

### Resultados del modelo físico



<b>Serie</b>	<b>a</b>
--------------	----------

Elevación al NAMO = 7.837 m  
 Elevación al Eje toma = 7.152 m  
 Diámetro de la toma = 0.033 m  
 Referencia 0.0 Limnim. = 14.100 cm  
 Ss = 2.5410 adim  
 g<sub>w</sub> = 1000 kg/m<sup>3</sup>

Ensayo	W <sub>total</sub> (kg)	V <sub>ER</sub> (m <sup>3</sup> )	Radio (m)	Prof. (m)	q°
1	0.3438	0.0001353	0.09400	0.035	20.422
2	0.3347	0.0001317	0.09540	0.036	20.674
3	0.2980	0.0001173	0.09880	0.034	18.991
4	0.3940	0.0001551	0.10005	0.035	19.281

Promedio = 19.842

**Serie b**

Elevación al NAMO = 7.837 m  
 Elevación al Eje toma = 7.152 m  
 Diámetro de la toma = 0.033 m  
 Referencia 0.0 Limnim. = 14.100 cm  
 Angulo = 30.0000 °  
 0.52360 Rad  
 Cd = 0.4050 adim  
 Ss = 2.5410 adim  
 g<sub>w</sub> = 1000 kg/m<sup>3</sup>

Ensayo	t (min)	h <sub>v30</sub> (cm)	h <sub>v30</sub> (m)	m	Cd	Q (m <sup>3</sup> /s)	Embase (cm)	P (m)	V <sub>t</sub> (m/s)	W <sub>t</sub> (g)	W <sub>t-s</sub> (g)	W <sub>s</sub> (g)	W <sub>vacum.</sub> [kg]	V <sub>ER</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>ER</sub>
1	0.00	14.10	0.0000	0.5865	0.3713	0.0000000	783.70	0.686	0.00000	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000000	0.00000
2	1.00	24.39	0.1029	0.5865	0.3713	0.0012610	783.40	0.683	1.47438	294.50	498.70	204.20	0.2042	0.0000804	0.00275
3	2.00	24.39	0.1029	0.5865	0.3713	0.0012610	783.20	0.681	1.47438	394.40	428.60	34.20	0.2384	0.0000938	0.00282
4	3.00	24.38	0.1028	0.5865	0.3713	0.0012580	783.00	0.679	1.47080	277.60	312.40	34.80	0.2732	0.0001075	0.00333
5	4.00	24.38	0.1028	0.5865	0.3713	0.0012580	782.70	0.676	1.47080	284.40	303.20	18.80	0.2920	0.0001149	0.00347
6	5.00	24.37	0.1027	0.5865	0.3713	0.0012549	782.40	0.673	1.46723	124.20	135.10	10.90	0.3029	0.0001192	0.00413
7	6.00	24.37	0.1027	0.5865	0.3713	0.0012549	782.10	0.670	1.46723	284.50	298.50	14.00	0.3169	0.0001247	0.00434
8	7.00	24.36	0.1026	0.5865	0.3713	0.0012519	781.9	0.668	1.46366	171.10	176.40	5.30	0.3222	0.0001268	0.00489
9	12.00	24.35	0.1025	0.5865	0.3713	0.0012488	780.7	0.656	1.46010	174.20	186.10	11.90	0.3341	0.0001315	0.00531
10	17.00	24.34	0.1024	0.5865	0.3713	0.0012458	779.6	0.645	1.45654	124.20	129.90	5.70	0.3398	0.0001337	0.00531
11	18.00	24.33	0.1023	0.5865	0.3713	0.0012427	779.3	0.641	1.45298	---	---	0.00	0.3398	0.0001337	0.00531
12	19.00	24.32	0.1022	0.5865	0.3713	0.0012397	779.1	0.640	1.44944	---	---	0.00	0.3398	0.0001337	0.00531
13	21.00	24.29	0.1019	0.5865	0.3713	0.0012306	778.7	0.636	1.43882	---	---	0.00	0.3398	0.0001337	0.00531
14	23.00	24.26	0.1016	0.5865	0.3713	0.0012216	778.2	0.631	1.42826	---	---	0.00	0.3398	0.0001337	0.00531
15	25.00	24.24	0.1014	0.5865	0.3713	0.0012156	777.8	0.626	1.42124	94.90	95.10	0.20	0.3400	0.0001338	0.00565
16	55.00	24.02	0.0992	0.5865	0.3713	0.0011507	771.5	0.564	1.34540	---	---	0.00	0.3400	0.0001338	0.00565
17	115.00	23.61	0.0951	0.5865	0.3713	0.0010355	758.5	0.434	1.21066	93.00	93.50	0.50	0.3405	0.0001340	0.00565
18	235.00	22.48	0.0838	0.5865	0.3713	0.0007547	736.7	0.216	0.88243	---	---	0.00	0.3405	0.0001340	0.00565
19	295.00	21.78	0.0768	0.5865	0.3713	0.0006069	727.3	0.121	0.70954	---	---	0.00	0.3405	0.0001340	0.00565
20	355.00	21.19	0.0709	0.5865	0.3713	0.0004969	721.3	0.061	0.58102	---	---	0.00	0.3405	0.0001340	0.00565
21	370.00	20.89	0.0679	0.5865	0.3713	0.0004460	719.8	0.046	0.52149	---	---	0.00	0.3405	0.0001340	0.00565
22	385.00	20.69	0.0659	0.5865	0.3713	0.0004139	718.3	0.031	0.48393	---	---	0.00	0.3405	0.0001340	0.00565
23	400.00	20.47	0.0637	0.5865	0.3713	0.0003802	716.9	0.017	0.44455	---	---	0.00	0.3405	0.0001340	0.00565
24	415.00	20.14	0.0604	0.5865	0.3713	0.0003329	715.7	0.000	0.38919	---	---	0.00	0.3405	0.0001340	0.00565
25	425.00	19.85	0.0575	0.5865	0.3713	0.0002943	715.1	0.000	0.34415	---	---	0.00	0.3405	0.0001340	0.00565
26	435.00	19.23	0.0513	0.5865	0.3713	0.0002213	714.5	0.000	0.25874	---	---	0.00	0.3405	0.0001340	0.00565
27	445.00	18.81	0.0471	0.5865	0.3713	0.0001787	714.2	0.000	0.20899	171.10	184.00	12.90	0.3405	0.0001391	0.00753
28	470.75	15.70	0.0160	0.5865	0.3713	0.0000120	713.9	0.000	0.01406	174.20	343.80	169.60	0.5230	0.0002058	0.00832
29	515.75	15.25	0.0115	0.5865	0.3713	0.0000053	713.8	0.000	0.00616	284.50	334.70	50.20	0.5732	0.0002256	0.00985
30	535.75	14.74	0.0064	0.5865	0.3713	0.0000012	713.8	0.000	0.00142	277.60	329.70	52.10	0.6253	0.0002461	canal
31	605.75	14.45	0.0035	0.5865	0.3713	0.0000003	713.5	0.000	0.00031	---	---	FINAL	0.6253	0.0002461	canal

Datos utilizados para el cálculo de los parámetros adimensionales

Parámetros adimensionales

Ensayo	t (min)	Q (m3/s)	v <sub>t</sub> (m/s)	P (m)	A <sub>ER</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>ER</sub> (m <sup>3</sup> )
1	0	0.000000	0.0000	0.68550	0.00000	0.00000000
2	1	0.001261	1.4744	0.68250	0.00275	0.00008036
3	2	0.001261	1.4744	0.68050	0.00282	0.00009382
4	3	0.001258	1.4708	0.67850	0.00333	0.00010752
5	4	0.001258	1.4708	0.67550	0.00347	0.00011492
6	5	0.001255	1.4672	0.67250	0.00413	0.00011921
7	6	0.001255	1.4672	0.66950	0.00434	0.00012471
8	7	0.001252	1.4637	0.66750	0.00489	0.00012680
9	12	0.001249	1.4601	0.65550	0.00531	0.00013148
10	17	0.001246	1.4565	0.64450	0.00531	0.00013373
11	18	0.001243	1.4530	0.64150	0.00531	0.00013373
12	19	0.001240	1.4494	0.63950	0.00531	0.00013373
13	21	0.001231	1.4388	0.63550	0.00531	0.00013373
14	23	0.001222	1.4283	0.63050	0.00531	0.00013373
15	25	0.001216	1.4212	0.62650	0.00565	0.00013381
16	55	0.001151	1.3454	0.56350	0.00565	0.00013381
17	115	0.001035	1.2107	0.43350	0.00565	0.00013400
18	235	0.000755	0.8824	0.21550	0.00565	0.00013400
19	295	0.000607	0.7095	0.12150	0.00565	0.00013400
20	355	0.000497	0.5810	0.06150	0.00565	0.00013400
21	370	0.000446	0.5215	0.04650	0.00565	0.00013400
22	385	0.000414	0.4839	0.03150	0.00565	0.00013400
23	400	0.000380	0.4445	0.01750	0.00565	0.00013400
24	415	0.000333	0.3892	0.00000	0.00565	0.00013400
25	425	0.000294	0.3441	0.00000	0.00565	0.00013400
26	435	0.000221	0.2587	0.00000	0.00565	0.00013400
27	445	0.000179	0.2090	0.00000	0.00753	0.00013908
28	470.75	0.000012	0.0141	0.00000	0.00832	0.00020582
29	515.75	0.000005	0.0062	0.00000	0.00985	0.00022558
30	535.75	0.000001	0.0014	0.00000	canal	0.00024608
31	605.75	0.000000	0.0003	0.00000	canal	0.00024608

$\frac{D_t}{\sqrt[3]{V_{ER}}}$	$\frac{P}{\sqrt[3]{V_{ER}}}$	$\frac{A_{ER}}{V_{ER}^{\frac{2}{3}}}$
0.00000	0.00000	0.00000
0.76471	15.81560	1.47672
0.72624	14.97595	1.36578
0.69399	14.26892	1.47274
0.67877	13.89417	1.46806
0.67053	13.66451	1.70511
0.66050	13.40020	1.73865
0.65686	13.28651	1.93744
0.64897	12.89087	2.05204
0.64532	12.60327	2.02979
0.64532	12.54461	2.02979
0.64532	12.50550	2.02979
0.64532	12.42728	2.02979
0.64532	12.32950	2.02979
0.64519	12.24888	2.15973
0.64519	11.01715	2.15973
0.64488	8.47133	2.15973
0.64488	4.21124	2.15973
0.64488	2.37432	2.15973
0.64488	1.20182	2.15973
0.64488	0.90869	2.15973
0.64488	0.61556	2.15973
0.64488	0.34198	2.15761
0.64488	0.00000	2.15761
0.64488	0.00000	2.15761
0.64488	0.00000	2.15761
0.63693	0.00000	2.80327
0.55892	0.00000	2.38695
0.54210	0.00000	2.65808
0.52661	0.00000	-
0.52661	0.00000	-

g= 9.807 m/s<sup>2</sup>  
 v = 1.00E-06 m<sup>2</sup>/s



## Anexo D

Datos obtenidos con el ADV-Flowtracker



## LABORATORIO DE HIDRÁULICA "ENZO LEVI"

### DETERMINACIÓN DE PERFILES DE VELOCIDADES

OBRA: MODELO FÍSICO DE LA REMOCIÓN HIDRÁULICA EN EL EMBALSE DE LA PRESA CASA DE JANOS  
 LOCALIZACIÓN: LABORATORIO DE HIDRÁULICA ENZO LEVI - IMTA  
 DESCRIPCIÓN: OBTENCIÓN DE LOS PERFILES DE VELOCIDAD EN LA VECINDAD DE LA OBRA DE TOMA

NSTRUMENTO: FLOWTRACKER ADV MCA.: SONTEK PRECISIÓN: 0.01 cm/s  
 FECHA: ABRIL - MAYO / 2004 REALIZÓ: ING. S. GARCÍA  
 POSICIÓN: 10 cm AGUAS ARRIBA SOBRE EL EJE DE LA TOMA REVISÓ: DR. A. AGUILAR

Serie	Test	z (cm)	u (cm/s)	v (cm/s)	Temp. (°)
1	1	2.600	8.010	-2.25	21.61
	2	2.600	0.870	-0.43	21.61
	3	2.600	0.750	-0.51	21.62
	4	2.600	0.970	-0.29	21.63
	5	2.600	0.650	-0.46	21.64
	6	2.600	0.820	-0.29	21.65
	7	2.600	0.740	-0.32	21.63
2	1	7.800	0.600	-0.40	22.11
	2	7.800	2.730	-0.73	22.13
	3	7.800	0.750	-1.36	22.14
	4	7.800	1.430	-0.55	22.16
	5	7.800	1.180	-0.45	22.16
3	1	12.800	-1.830	0.13	21.76
	2	12.800	1.280	0.01	21.77
	3	12.800	2.500	-0.03	21.79
	4	12.800	-0.530	0.37	21.79
	5	12.800	1.210	0.16	21.81
	6	12.800	0.790	-0.14	21.83
	7	12.800	1.510	-0.02	21.83
	8	12.800	0.110	0.07	21.85
	9	12.800	0.980	0.04	21.86
4	1	17.800	2.230	0.45	21.96
	2	17.800	0.570	-0.35	21.97
	3	17.800	0.460	0.07	21.98
	4	17.800	0.100	-0.23	21.99
	5	17.800	0.800	-0.19	22.00
5	1	22.800	0.100	-0.09	22.72
	2	22.800	0.320	0.42	22.70
	3	22.800	0.760	-0.02	22.72
	4	22.800	0.120	-0.15	22.72
	5	22.800	0.350	0.08	22.72
	6	22.800	1.780	-0.17	22.72
	7	22.800	0.460	0.28	22.72
	8	22.800	0.490	-0.32	22.73
6	1	27.800	1.110	-0.32	22.38
	2	27.800	0.350	0.25	22.37
	3	27.800	0.540	0.39	22.38
	4	27.800	0.050	0.13	22.39
	5	27.800	0.790	0.47	22.41
	6	27.800	2.110	0.20	22.40
	7	27.800	1.260	0.05	22.41
	8	27.800	0.900	0.21	22.41
7	1	32.800	1.260	0.18	22.43
	2	32.800	0.490	0.05	22.43
	3	32.800	0.190	0.12	22.42
	4	32.800	0.120	0.25	22.43
	5	32.800	0.010	0.33	22.45
	6	32.800	-1.520	-0.03	22.46
	7	32.800	-0.150	0.12	22.48
	8	32.800	1.620	-0.31	22.48

8	1	37.800	0.280	-0.27	22.34
	2	37.800	0.050	-0.21	22.30
	3	37.800	0.200	-0.20	22.32
	4	37.800	-0.290	-0.09	22.31
	5	37.800	0.030	0.17	22.33
	6	37.800	-0.920	0.20	22.33
	7	37.800	0.420	0.02	22.31
	8	37.800	0.110	-0.12	22.31
9	1	42.800	1.810	0.23	22.21
	2	42.800	1.580	-0.09	22.22
	3	42.800	0.270	0.42	22.23
	4	42.800	1.620	0.39	22.24
	5	42.800	0.310	0.35	22.24
	6	42.800	0.300	-0.06	22.25
	7	42.800	-0.540	0.30	22.26
	8	42.800	0.670	0.45	22.25
10	1	47.800	0.280	-0.14	21.92
	2	47.800	0.180	-0.29	22.11
	3	47.800	1.140	0.23	21.99
	4	47.800	-0.500	0.51	22.02
	5	47.800	-0.280	0.16	22.02
	6	47.800	0.080	-0.29	21.99
	7	47.800	0.490	0.05	21.98
	8	47.800	1.100	0.28	21.97
11	1	52.800	0.220	0.07	22.57
	2	52.800	0.500	0.45	22.58
	3	52.800	-0.840	-0.17	22.59
	4	52.800	-0.190	0.24	22.58
	5	52.800	1.170	-0.41	22.58
	6	52.800	-1.490	-0.05	22.58
	7	52.800	0.400	0.48	22.58
	8	52.800	1.610	0.13	22.59
12	1	57.800	-0.880	0.76	22.68
	2	57.800	0.040	0.48	22.67
	3	57.800	-0.790	0.49	22.69
	4	57.800	0.880	0.19	22.70
	5	57.800	-0.380	0.52	22.70
	6	57.800	-1.190	0.15	22.69
	7	57.800	-0.240	-0.11	22.70
	8	57.800	0.010	-0.32	22.70
13	1	62.800	-0.240	0.00	21.81
	2	62.800	-0.170	0.15	21.81
	3	62.800	0.010	0.22	21.81
	4	62.800	-0.570	0.99	21.83
	5	62.800	0.180	0.20	21.83
	6	62.800	0.020	0.31	21.84
	7	62.800	3.040	0.13	21.84
	8	62.800	2.590	0.07	21.86
14	1	67.800	-0.370	0.63	22.46
	2	67.800	-0.310	0.44	22.46
	3	67.800	-0.630	0.68	22.49
	4	67.800	0.520	0.49	22.49
	5	67.800	-0.680	0.79	22.49
	6	67.800	0.950	0.41	22.51
	7	67.800	0.160	0.73	22.50
	8	67.800	1.720	0.32	22.50

## LABORATORIO DE HIDRÁULICA "ENZO LEVI"

### DETERMINACIÓN DE PERFILES DE VELOCIDADES

OBRA: MODELO FÍSICO DE LA REMOCIÓN HIDRÁULICA EN EL EMBALSE DE LA PRESA CASA DE JANOS  
 LOCALIZACIÓN: LABORATORIO DE HIDRÁULICA ENZO LEVI - IMTA  
 DESCRIPCIÓN: OBTENCIÓN DE LOS PERFILES DE VELOCIDAD EN LA VECINDAD DE LA OBRA DE TOMA

TRUMENTO: FLOWTRACKER ADV MCA.: SONTEK PRECISIÓN: 0.01 cm/s  
 FECHA: ABRIL - MAYO / 2004 REALIZÓ: ING. S. GARCÍA  
 POSICIÓN: 20 cm AGUAS ARRIBA SOBRE EL EJE DE LA TOMA REVISÓ: DR. A. AGUILAR

Serie	Test	z (cm)	u (cm/s)	v (cm/s)	Temp. (°)
1	1	2.600	0.230	-0.19	21.66
	2	2.600	0.360	-0.31	21.67
	3	2.600	0.280	-0.32	21.68
	4	2.600	42.250	8.85	21.71
	5	2.600	0.080	-0.51	21.73
	6	2.600	100.280	24.78	21.75
	7	2.600	38.320	-11.75	21.74
	8	2.600	0.330	-0.19	21.74
2	1	7.800	0.320	-0.34	22.15
	2	7.800	0.500	-0.72	22.17
	3	7.800	-0.180	0.01	22.19
	4	7.800	0.960	-0.54	22.19
	5	7.800	0.120	-0.17	22.18
	6	7.800	0.080	-0.17	22.18
3	1	12.800	0.480	-0.03	21.86
	2	12.800	0.440	-0.02	21.87
	3	12.800	2.390	-0.13	21.87
	4	12.800	0.580	0.17	21.87
	5	12.800	1.160	-0.10	21.88
4	1	17.800	3.580	0.42	21.99
	2	17.800	-0.810	0.29	22.01
	3	17.800	0.240	0.24	22.01
	4	17.800	1.550	-0.05	22.03
	5	17.800	-0.490	0.04	22.04
	6	17.800	-0.340	0.20	22.04
	7	17.800	1.450	0.68	22.04
5	1	22.800	-0.230	-0.21	22.74
	2	22.800	0.610	-0.31	22.75
	3	22.800	0.460	0.01	22.75
	4	22.800	0.710	-0.37	22.76
	5	22.800	0.840	0.09	22.76
	6	22.800	2.300	0.28	22.77
	7	22.800	0.130	0.01	22.77
	8	22.800	0.390	-0.11	22.78
6	1	27.800	2.120	-0.14	22.43
	2	27.800	0.460	0.06	22.43
	3	27.800	0.100	-0.22	22.44
	4	27.800	0.590	-0.13	22.45
	5	27.800	0.450	0.01	22.46
	6	27.800	-0.120	0.07	22.46
	7	27.800	2.070	0.34	22.46
	8	27.800	0.690	0.17	22.47
7	1	32.800	0.170	0.03	22.48
	2	32.800	-0.580	0.19	22.49
	3	32.800	-1.960	-0.01	22.52
	4	32.800	0.500	0.19	22.51
	5	32.800	0.690	0.38	22.51
	6	32.800	2.090	-0.16	22.55
	7	32.800	1.680	0.18	22.56
	8	32.800	0.480	-0.27	22.57
8	1	37.800	-2.000	0.20	22.38
	2	37.800	0.440	0.20	22.39
	3	37.800	-0.080	0.04	22.40
	4	37.800	0.320	-0.24	22.43
	5	37.800	0.810	0.39	22.44
	6	37.800	0.070	0.14	22.45
	7	37.800	0.950	0.40	22.46
	8	37.800	-0.570	0.16	22.47

9	1	42.800	1.530	-0.18	22.28
	2	42.800	0.600	0.07	22.29
	3	42.800	0.900	0.00	22.29
	4	42.800	0.390	0.26	22.30
	5	42.800	0.070	-0.27	22.32
	6	42.800	1.690	0.13	22.33
	7	42.800	2.120	0.29	22.34
	8	42.800	0.130	0.19	22.35
10	1	47.800	1.390	0.41	21.99
	2	47.800	0.910	0.11	21.97
	3	47.800	0.710	-0.16	21.99
	4	47.800	1.180	-0.06	22.01
	5	47.800	-0.110	-0.05	22.01
	6	47.800	0.550	0.13	22.01
	7	47.800	1.810	0.81	22.02
	8	47.800	0.730	0.12	22.03
11	1	52.800	0.920	-0.11	22.58
	2	52.800	-0.280	0.29	22.59
	3	52.800	-0.010	-0.01	22.59
	4	52.800	0.940	-0.18	22.60
	5	52.800	-0.060	0.41	22.60
	6	52.800	-0.350	0.11	22.61
	7	52.800	1.020	0.18	22.60
	8	52.800	0.260	-0.33	22.60
12	1	57.800	1.010	-0.43	22.12
	2	57.800	0.100	0.07	22.12
	3	57.800	0.210	0.04	22.12
	4	57.800	-0.120	0.18	22.12
	5	57.800	-1.080	0.05	22.12
	6	57.800	-0.280	-0.10	22.12
	7	57.800	0.210	-0.27	22.13
	8	57.800	-0.290	0.26	22.12
13	1	62.800	-0.090	-0.02	22.01
	2	62.800	0.050	-0.20	21.98
	3	62.800	-0.310	0.01	21.98
	4	62.800	0.110	0.03	21.99
	5	62.800	0.210	-0.01	22.01
	6	62.800	0.830	-0.36	22.00
	7	62.800	1.140	-0.20	22.01
	8	62.800	0.130	-0.03	22.02
14	1	67.800	-0.520	-0.05	22.53
	2	67.800	-0.480	0.28	22.54
	3	67.800	0.430	0.42	22.55
	4	67.800	0.860	0.10	22.56
	5	67.800	-0.120	0.35	22.59
	6	67.800	1.120	0.11	22.57
	7	67.800	-0.620	-0.08	22.57
	8	67.800	0.750	0.14	22.58

## LABORATORIO DE HIDRÁULICA "ENZO LEVI"

### DETERMINACIÓN DE PERFILES DE VELOCIDADES

OBRA: MODELO FÍSICO DE LA REMOCIÓN HIDRÁULICA EN EL EMBALSE DE LA PRESA CASA DE JANOS  
 LOCALIZACIÓN: LABORATORIO DE HIDRÁULICA ENZO LEVI - IMTA  
 DESCRIPCIÓN: OBTENCIÓN DE LOS PERFILES DE VELOCIDAD EN LA VECINDAD DE LA OBRA DE TOMA

TRUMENTO: FLOWTRACKER ADV MCA.: SONTEK PRECISIÓN: 0.01 cm/s  
 FECHA: ABRIL - MAYO / 2004 REALIZÓ: ING. S. GARCÍA  
 POSICIÓN: 30 cm AGUAS ARRIBA SOBRE EL EJE DE LA TOMA REVISÓ: DR. A. AGUILAR

Serie	Test	z (cm)	u (cm/s)	v (cm/s)	Temp. (°)
1	1	2.600	0.060	0.03	22.03
	2	2.600	0.090	-0.08	22.00
	3	2.600	0.050	-0.06	22.00
2	1	7.800	-0.510	0.09	22.19
	2	7.800	0.030	-0.03	22.22
	3	7.800	1.990	-0.61	22.19
	4	7.800	-0.310	-0.60	22.21
	5	7.800	0.400	-0.41	22.22
	6	7.800	0.180	-0.47	22.22
	7	7.800	0.790	0.00	22.21
3	1	12.800	0.520	0.03	21.90
	2	12.800	0.110	-0.39	21.92
	3	12.800	1.030	0.42	21.92
	4	12.800	2.230	-0.20	21.93
	5	12.800	0.270	0.11	21.94
4	1	17.800	1.420	-0.01	22.16
	2	17.800	0.790	0.04	22.18
	3	17.800	0.390	-0.03	22.18
	4	17.800	-0.550	0.30	22.20
	5	17.800	-0.570	0.25	22.19
	6	17.800	2.540	0.00	22.20
	7	17.800	-0.770	0.04	22.22
5	1	22.800	0.040	-0.30	22.31
	2	22.800	0.000	-0.43	22.29
	3	22.800	0.360	-0.34	22.33
	4	22.800	0.120	-0.24	22.38
	5	22.800	0.010	-0.34	22.41
	6	22.800	-0.130	-0.18	22.37
	7	22.800	0.280	-0.12	22.35
	8	22.800	1.330	-0.18	22.35
6	1	27.800	-0.050	-0.55	22.36
	2	27.800	0.090	-0.41	22.36
	3	27.800	0.530	-0.21	22.36
	4	27.800	0.330	-0.04	22.37
	5	27.800	0.310	-0.21	22.37
	6	27.800	0.900	-0.36	22.37
	7	27.800	-0.210	-0.25	22.37
	8	27.800	0.700	0.13	22.39
7	1	32.800	0.880	-0.08	22.59
	2	32.800	0.390	-0.07	22.59
	3	32.800	0.190	-0.18	22.60
	4	32.800	0.380	0.09	22.61
	5	32.800	0.070	0.34	22.62
	6	32.800	0.790	-0.11	22.62
	7	32.800	0.630	0.08	22.62
	8	32.800	1.180	0.06	22.62
8	1	37.800	-2.000	0.20	22.38
	2	37.800	0.440	0.20	22.39
	3	37.800	-0.080	0.04	22.40
	4	37.800	0.320	-0.24	22.43
	5	37.800	0.810	0.39	22.44
	6	37.800	0.070	0.14	22.45
	7	37.800	0.950	0.40	22.46
	8	37.800	-0.570	0.16	22.47

9	1	42.800	1.720	0.07	22.36
	2	42.800	-0.260	-0.26	22.37
	3	42.800	-1.610	0.00	22.38
	4	42.800	-0.680	0.15	22.39
	5	42.800	0.020	0.06	22.40
	6	42.800	0.460	-0.06	22.41
	7	42.800	1.230	0.12	22.41
	8	42.800	1.230	0.30	22.42
10	1	47.800	0.720	-0.33	22.06
	2	47.800	0.100	-0.31	22.08
	3	47.800	2.250	0.43	22.09
	4	47.800	-0.640	0.33	22.10
	5	47.800	0.840	-0.08	22.11
	6	47.800	0.830	-0.11	22.12
	7	47.800	0.260	0.08	22.12
	8	47.800	0.240	-0.17	22.13
11	1	52.800	1.160	0.33	22.62
	2	52.800	0.930	0.18	22.61
	3	52.800	-0.560	0.21	22.62
	4	52.800	1.620	-0.16	22.62
	5	52.800	0.110	-0.07	22.63
	6	52.800	1.270	0.79	22.64
	7	52.800	0.870	0.19	22.64
	8	52.800	0.760	-0.35	22.64
12	1	57.800	-1.760	0.24	22.13
	2	57.800	0.220	0.28	22.13
	3	57.800	-0.950	0.47	22.14
	4	57.800	0.200	0.17	22.15
	5	57.800	0.190	0.22	22.16
	6	57.800	-0.140	0.24	22.14
	7	57.800	0.670	-0.03	22.16
	8	57.800	-0.530	0.07	22.16
13	1	62.800	0.190	0.48	22.03
	2	62.800	0.640	-0.10	22.03
	3	62.800	0.320	-0.16	22.07
	4	62.800	-0.190	-0.37	22.09
	5	62.800	1.850	0.06	22.12
	6	62.800	0.580	0.60	22.14
	7	62.800	-0.200	0.33	22.16
	8	62.800	-1.040	0.21	22.19
14	1	67.800	-0.210	0.21	22.59
	2	67.800	0.610	0.17	22.61
	3	67.800	1.970	-0.47	22.60
	4	67.800	0.310	-0.30	22.60
	5	67.800	0.180	-0.01	22.60
	6	67.800	-0.490	0.19	22.61
	7	67.800	-0.090	0.11	22.63
	8	67.800	-0.270	0.13	22.64

## **Referencias bibliográficas**



## Referencias bibliográficas

---

- Aguilar, Ariosto; Salgado, Gilberto; García, Saúl. *Estudio experimental para el desazolve de la presa Casa de Janos, Chihuahua.*, Informe interno, IMTA, 2004.
- Aldama R., Álvaro A. (et al), Protección y control de cauces, CNA-IMTA, *Capítulo 3 Propiedades de los sedimentos*, 2000
- Atkinson, E. *The feasibility of flushing sediment from reservoirs*, HR Wallingford, Report OD 137, November 1996.
- Barragán, Barrios M. del C., *Remoción de sedimentos en embalses con ayuda de la modelación física*, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, 2000
- Di Silvio, Giampaolo. *Basic classification of reservoirs according to relevant sedimentation processes*, Paper, Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Maritima e Geotecnica, Università di Padova, Italia, 1999
- Garde, R .J.; Ranga Raju, K. G. *Mechanics of sediment transportation and alluvial stream problems*, Wiley Easter Limited, 1977
- García Flores, Manuel; Maza Álvarez, José Antonio, *Origen y propiedades de los sedimentos*, Capítulo 7 del Manual de Ingeniería de Ríos, Serie del Instituto de Ingeniería 601, Enero 1998
- Gracia Sánchez, Jesús, *Sedimentación en embalses*, Capítulo 18 del Manual de Ingeniería de Ríos, Serie del Instituto de Ingeniería 588, Abril 1997
- Hsieh, Wen Shen. *Sedimentation, Chapter 24: Solid-liquid suspension flow in pipes*, Symposium to honor Professor H.A. Einstein, Colorado, U.S.A., 1972
- Mateos, Cristobal. Evaluación económica de los aterramientos, Artículo, España, 2002
- Maza Álvarez, José Antonio. *Introduction to river engineering*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1987.
- McNeil, Joe; Taylor, Catherine; Lick, Wilbert. *Measurements of erosion of undisturbed bottom sediments with depth*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122, No. 6, June, 1996
- Middleton, Nick. *The global casino: An introduction to environmental issues*, Published in 1999 by Arnold, London, UK
- Morris, Gregory L.; Fan, Jiahua, *Reservoir sedimentation handbook*, McGraw-Hill, 1997
- Olsen, Nils Reidar, B. *Computational fluid dynamics in hydraulic and sedimentation engineering*, Class notes, Department of Hydraulic and

Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, 1999

Olsen, Nils Reidar, B. *Two-dimensional numerical modeling of flushing processes in water reservoirs*, Journal of Hydraulic Research, Vol. 37, No. 1, 1999

Olsen, Nils Reidar, B. *A three-dimensional numerical model for simulation of sediment movements in water intakes with multiblock option*, User's Manual, Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, April 2005

Roberts, Jesse D.; Jepsen, Richard A.; James, Scott C. Measurement of sediment erosion and transport with the adjustable shear stress erosion and transport flume, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, No. 11, November, 2003

Rodney, W. *Flushing of sediments from reservoirs*, Contribution paper, World Commission on Dams, prepared for thematic review IV.5: Operating, monitoring and decommissioning of dams, 2000

Roovers, M. *The removal, treatment and use of sediment from reservoirs*, International Water Power & Dam Construction, Vol. 41, No. 3, pp. 45-48, 1989

Salgado, Gilberto; García, Saúl. *Estudio en modelo físico del vertedor de la presa Casa de Janos, Chihuahua.*, Informe interno, IMTA, 2003.

United State Army Corps of Engineers, *Dredging and dredged material disposal*, Engineer Manual 1110-2-5025, Washington, D.C., 1983.

United State Bureau of Reclamation, *Erosional and depositional characteristics of cohesive sediments found in Elephant Butte reservoir, New Mexico*, Final Report Number R-95-15, 1995

Van Rijn, Leo C., *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*, Aqua Publications, 1993

Vergara Sánchez, Miguel A., *Técnicas de modelación en hidráulica*, Alfa omega, 1995

Yalin, M. S., *Theory of hydraulics models*, Macmillan, 1971