

21
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**"DISEÑO HIDRAULICO DE LAS OBRAS PARA
DESCARGA DE SEDIMENTO EN PRESAS"**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JUAN CARLOS BASSI MOGUEL



México, D. F.

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

INDICE.

Pag.

1. Introducción.....	1
2. Descripción general del problema.....	4
3. Estado del arte del desazolve en presas.....	17
3.1. Estudios prácticos y estudios teóricos	
3.1.1. Estudios prácticos	
3.1.2. Estudios teóricos	
3.2. Métodos generales para evitar el azolve en vasos de almacenamiento	
3.3. Métodos prácticos para desazolve en vasos de almacenamiento	
3.3.1. Dregado	
3.3.2. Uso de sifones	
3.3.3. Desazolve por un conducto de fondo	
3.3.4. Lavado del embalse	
3.4. Métodos teóricos para desazolve de vasos de almacenamiento	
4. Diseño de obras de toma y desfuegos profundos.....	35
4.1. Generalidades	
4.2. Estudios del diseño de conductos de fondo	
4.3. Diseño general	
4.3.1. Similitud geométrica	
4.3.2. Similitud cinemática y dinámica	
4.3.4. Datos del modelo	
4.3.4.1. Características del modelo en la purga con carga neta	

FALLA DE ORIGEN

4.3.4.2. Características del modelo en la purga con descarga libre	
4.3.5. Ejemplos de aplicación	
5. Metodología general de diseño.....	87
5.1. Corrientes de densidad	
5.1.1. Fases de la corriente de densidad	
5.1.1.1. Primera fase	
5.1.1.2. Segunda fase	
5.1.1.3. Tercera fase	
5.2. Extracción de sedimento a través de un conducto	
6. Ejemplos de aplicación.....	111
6.1. Ejemplo No. 1	
6.2. Ejemplo No. 2	
6.3. Ejemplo No. 3	
7. Conclusiones y recomendaciones.....	136
Referencias consultadas.....	141

FALLA DE ORIGEN

1. INTRODUCCIÓN.

Uno de los problemas más importantes que se presenta con frecuencia en las presas, es el azolve del embalse y como generalmente el desazolve es inadecuado provoca graves consecuencias, que en determinadas ocasiones ponen en peligro la operación de dicha obra e incluso pueden llegar a causar su inoperabilidad total.

Ante tal situación, realmente preocupante, se realizó el presente trabajo, el cual contiene a grandes rasgos, las características del azolvamiento en vasos, las consecuencias producidas por este y finalmente una serie de conclusiones que puedan servir para la solución del problema.

Debido a los problemas que produce el azolve en los vasos y ante la necesidad de ampliar su vida útil, se han estudiado diversas

formas para extraer y prevenir la producción de azolve en cauces y vasos (ref.4), pero debido a los altos costos que éstos procedimientos involucran, es necesario tratar de determinar otro tipo de soluciones que sean factibles tanto económica como técnicamente.

Es precisamente a causa de lo anterior, que se ha estudiado la posibilidad del desazolve utilizando diferentes estructuras hidráulicas (ref.2); pero hasta el momento los trabajos realizados en algunas presas (ref.6) no han servido para obtener conclusiones generales que puedan ser aplicadas para dar solución al problema de sedimentación en los vasos de almacenamiento.

Los aspectos que se han de tener en cuenta con respecto a la eficiencia que puede tener el desazolve, son el tamaño del vaso, sus características con respecto a su forma y capacidad útil de almacenamiento. Se puede ver de forma clara que un vaso con capacidades mayores a los 100 millones de metros cúbicos presentará dificultades en el desazolve precisamente por sus grandes dimensiones; pero si son vasos con capacidades menores a 5 millones de metros cúbicos (ref.9), y si además su forma es encañonada, es posible obtener resultados más efectivos si se desazolve utilizando estructuras hidráulicas, como pueden ser conductos de fondo, semifondo o inclusive, si las características del sedimento y la presa lo permiten a través de la obra de toma.

En general los conductos de fondo en nuestro medio no se operan con la frecuencia adecuada, en ocasiones por el costo que involucra

su operación, y en otros casos por el riesgo de tener una falla en los mecanismos de cierre y abertura de las compuertas de los conductos, además de no conocerse el volumen de sedimento que se puede extraer por tales estructuras de acuerdo a las características del sedimento y del embalse.

La finalidad del presente trabajo, es determinar según las características particulares de cada embalse, la factibilidad del desazolve a través de diferentes estructuras que existen en las presas, apoyándose en experiencias que se han tenido en diferentes países (ref.2,3 y 5), además de los estudios realizados por diferentes investigadores e instituciones (ref.6) que se encuentran relacionados con el tema.

Finalmente, es importante comentar que el problema de azolve se ha tornado más crítico ya que se ha pretendido desazolvar embalses cuando se tienen volúmenes muy grandes de sedimento acumulado, los cuales en el transcurso del tiempo se han consolidado o compactado de ahí que el desazolve se dificulte enormemente ya que se han perdido las características iniciales del sedimento (ref.1), las cuales pueden en un momento facilitar el proceso.

2. DESCRIPCION GENERAL DEL PROBLEMA.

Al construirse una presa sobre un río, se modifican en forma importante las características hidráulicas del cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo del lugar en donde se levantó la cortina.

El sedimento que acarrea el río, al llegar al embalse disminuye su velocidad, lo cual origina que dicho sedimento se deposite en el fondo del vaso, en capas sucesivas, y comúnmente conocidas como azolve.

El proceso de sedimentación se inicia al entrar la corriente al embalse en donde se depositan las partículas mas grandes, formando así lo que se conoce como el delta. El sedimento más fino continua su viaje a través de las corrientes de densidad, depositándose

cuando ésta ha perdido su velocidad o cuando llega a la cortina y choca contra ella.

En algunos embalses en los que no se forman las corrientes de densidad, se produce en una parte del vaso una turbidez, la cual se comportará acorde a las características dinámicas de almacenamiento del vaso, como pueden ser la velocidad de precipitación de los sólidos en suspensión, el gasto del sedimento que ingresa al embalse o el tirante que soquiere la flujo de sedimento a lo largo del embalse.

La forma en que se distribuye el sedimento en el embalse depende de factores como velocidad de las corrientes de densidad, forma y tamaño del embalse, características físico-químicas del sedimento entre otros.

Los parámetros anteriores han servido al ingeniero civil para determinar los volúmenes de azolve que puede retener una presa durante su vida útil, basándose en técnicas que le permiten calcular dicho volumen en función del transporte de sedimentos a través de las corrientes de densidad (ref.4) o utilizando métodos empíricos (ref.3) sirven para prever, en forma no siempre muy acertada, la configuración de azolve en el vaso.

Lamentablemente, los métodos utilizados para determinar el volumen de azolve tienen un alto grado de incertidumbre, ya que en ocasiones se han observado volúmenes de azolvamiento superiores a los que se calcularon, inclusive en periodos de tiempo más

reducidos a los estimados (ref.2).

El depósito de sedimento está íntimamente relacionado con la disminución de la capacidad útil del embalse: si el volumen de azolve es menor o igual al previsto la presa continuará trabajando en forma eficiente ya que aun se encuentra dentro de los rangos permisibles para los que fue diseñada. El problema del azolve se torna crítico cuando este sobrepasa los límites máximos previstos, ya que además de afectar la capacidad útil del embalse pueden ocurrir otros problemas como pueden ser la obstrucción de las compuertas de la obra de toma, abrasión de las turbinas, contaminación producida por el deterioramiento del agua o inclusive se pueda llegar a la inhabilitación total de la presa a causa de un volumen de sedimentos muy elevado. El azolvamiento es un problema preocupante, más aun, cuando se trata de países sin grandes recursos económicos.

En México se tienen entre muchos casos, el de la presa Tuxpango sobre el río Blanco en Veracruz y la presa La calera sobre el río Oro en el estado de Guerrero; las cuales han sido inhabilitadas a causa de la acumulación de sedimentos en el vaso (ref.4). Respecto al depósito de sedimentos existen algunos estudios (ref.1,3 y 5), relacionados con su origen, comportamiento, causas y consecuencias, además de algunas soluciones para prevenir la producción excesiva de azolve. Ahora, respecto al desazolve de vasos de almacenamiento en el caso de México, los estudios son escasos, de ahí que no se tenga una solución general tanto económica como técnicamente que pueda ser aplicada en las presas

que actualmente están azolvadas o para las que en un futuro se piensan construir y en las cuales se espera que el aporte de sedimento sea importante.

Las investigaciones y estudios hechos en otros países (ref.2,3 y 6) sobre desazolve, indican que un proceso factible en muchos casos por su economía como por los resultados obtenidos en dichos estudios es el desazolve, utilizando conductos de fondo o semifondo. Generalmente éstos conductos son diseñados por seguridad ya que si en algún momento del llenado del vaso o durante la operación del sistema, la presa falla, tales conductos permitirían desalazar el agua almacenada en periodos relativamente cortos evitando así alguna catástrofe.

Estos conductos, poseen un sistema de compuertas, las cuales para ser operadas en forma eficiente necesitan de un adecuado equipo de operación, tanto humano como técnico (ref.8), que permitan efectuar una maniobra eficiente en el momento requerido. Las experiencias en otros países en cuestión de desazolve (ref.3,4 y 6), ofrecieron en un principio resultados muy desalentadores, pero en investigaciones posteriores se obtuvieron mejores resultados y es así como a la fecha, en algunos casos se tienen ya procedimientos eficientes para el desazolve.

Son precisamente las experiencias de otros países al igual que estudios de diferentes autores (ref.4 y 6), las que se intentan tomar como referencia para no realizar una serie de ensayos infructuosos que puedan acarrear pérdidas económicas y de tiempo.

Con relación al delta del embalse, no es muy importante en lo referente a su magnitud, ya que generalmente es el 10% del total (en las presas grandes) del sedimento depositado; pero puede ser importante si se tienen obras aguas arriba del embalse que podrían resultar averiadas si se produjeran sobrelevaciones del nivel del agua a causa del delta. Debido a esto, es importante conocer la influencia de este para tomar en cada caso las precauciones debidas. Para cuantificar la formación y desarrollo de un delta, es necesario conocer ciertos parámetros como son el tamaño y la cantidad del sedimento, así como las características de operación del embalse.

Existen varios métodos o procedimientos empíricos y analíticos para predecir el comportamiento de los deltas (ref.32), a partir de los cuales se obtienen algunos parámetros como son la pendiente superior del delta, su pendiente frontal, forma, etc.

Con respecto a las corrientes de densidad, estas pueden jugar un papel muy importante en la evacuación de sedimento, ya que en algunas ocasiones estas llegan a las proximidades de la cortina, lo cual hace suponer que puedan servir como medio de transporte de sedimentos a través de conductos de fondo, semifondo o inclusive por medio de la obra de toma, si las características del sedimento y de la presa lo permiten. El desazolve a través de éstas estructuras no es una solución generalizable, y la eficiencia dependerá de las características particulares del vaso (ref.1), al igual que del volumen almacenado.

Si el vaso tiene forma encañonada, estas estructuras tendrán un área de influencia mayor que si la forma del vaso es irregular.

El concepto anterior se puede analizar en las figuras A y B, en donde se tiene un vaso de forma irregular y otro de forma encañonada respectivamente. Notese en la figura B un área de influencia mayor a causa de la forma del vaso por lo tanto el sedimento tenderá a llegar a la cortina más fácilmente que el caso de la figura A.

Como se mencionó anteriormente, un aspecto muy importante para lograr resultados óptimos con este método de desazolve, es la operabilidad en forma regular de los desfogues, ya que se necesita un balance para lograr resultados satisfactorios, evitando así un desperdicio exagerado de agua o en caso contrario si no se opera con regularidad la descarga de sedimento, se presenta una consolidación en el sedimento almacenado en el fondo del embalse; lo cual puede complicar el proceso de desazolve a causa de las nuevas características adquiridas por el sedimento.

Las técnicas desarrolladas tanto a nivel práctico como teórico para determinar el comportamiento del sedimento en un embalse presentan muchas diferencias de procedimiento. Existen algunos trabajos en donde se ha tratado de combinar estas ramas de investigación (ref. 7) logrando obtener una metodología que permite ofrecer una serie de resultados más eficientes. A continuación se presentan algunos aspectos necesarios para desarrollar un estudio del comportamiento del sedimento en un embalse.

2.1. Determinación del aporte de sedimento. Para determinar este parametro se utilizó algun criterio de prediccion como el de la fórmula universal de perdidas de suelo (ref.31) o se hacen mediciones directas en campo (ref.32), logrando así determinar la capacidad necesaria en el embalse para almacenar sedimento durante la vida útil de la presa.

2.2. Cálculo de la Eficiencia de atrape. El volumen total de sedimento que es retenido por el embalse se obtiene por algún criterio existente (ref.33). Es importante comentar que la mayoría de los métodos existentes para valuarla son empiricos y por lo general éstos no toman en cuenta las características del sedimento que entra el embalse, sin embargo los resultados obtenidos con estos métodos son aceptables recomendandose para su cálculo el criterio de Karaushev por ser el más completo.

2.3. Análisis del material sólido. Determinar las características fisico-químicas del material transportado así como la cantidad de material grueso y fino.

2.4. Ubicacion del sedimento. Para analizar la configuración que puede tomar el sedimento se pueden utilizar métodos empiricos como el de el área-reduccion, área-incremento, trigonométrico, etc. (ref.34), así como algunos métodos analíticos como puede ser el de las corrientes de densidad (ref.23 y 26).

2.5. Determinación del delta. Como se comentó en un principio existen métodos analíticos y empiricos para calcular las características de la formación del delta.

2.6. Corrientes de densidad. Indudablemente estas pueden jugar un papel muy importante en el transporte de sedimento a través del embalse; pero el principal inconveniente que se tiene para llevar a cabo éste proceso son los pocos estudios desarrollados lo cual ha limitado en forma importante esta línea de investigación.

2.7. Compactación. Es importante tener conocimiento del grado de compactación que tiene el sedimento alojado en el fondo del embalse, y en función de esto determinar el método de desazolve que permita obtener los mejores resultados tanto técnica como económicamente.

2.8. Técnicas de desazolve. Es muy importante en este caso realizar estudios con modelos físicos ya que a través de éstos se puede determinar las técnicas de extracción más adecuadas así como la posibilidad de proyectar obras dentro del embalse que permitan encauzar el flujo de sedimento como es el caso de diques sumergidos.

2.9. Evaluación económica. Independiente al método que se utiliza para dar solución al problema de sedimentación en embalses, se requiere de un análisis económico que permita predecir los costos aproximados del proceso para cada una de las técnicas posibles a desarrollar, eligiendo aquella que ofrezca máximos niveles de eficiencia.

2.10. Estudios adicionales y mediciones. Es necesario proyectar

Programas de mantenimiento en los embalses así como aforo de corrientes que entran al vaso y muestreos de sedimento con los cuales se puede realizar un seguimiento del problema de azolve en el embalse. Nótese la importancia del proceso de desazolve en presas, ya que éste no solo está determinado por las técnicas para extraer el sedimento del embalse, si no además de toda una serie de factores que pueden producir variaciones en el comportamiento del sedimento en el embalse así como en el funcionamiento del vaso.

Por último, es importante aclarar que la metodología a desarrollar en los siguientes capítulos para el desazolve de vasos de almacenamiento, es un primer paso para tratar de dar solución a un problema que se ha incrementado en forma importante en las presas construidas en México; pero es indudable que aún se necesita de muchas mejoras que únicamente se podrán llevar a cabo a través de la investigación tanto a nivel práctico en prototipos como teórico sobre modelos y pruebas de laboratorio.

3. ESTADO DEL ARTE DEL DESAZOLVE EN PRESAS.

El azolve de las presas es la principal causa que llega a inutilizarlas, en especial, en aquellas de reducida y mediana capacidad* de almacenamiento.

Es un problema que se ha generalizado en muchos países, y en el caso particular de México, se ha acentuado durante los últimos años. A causa de ésto se han iniciado algunos estudios (ref.3,20) con la finalidad de lograr dar soluciones factibles desde el punto de vista ingenieril.

El problema es latente, teniéndose a nivel nacional un panorama poco halagador, ya que con el paso del tiempo se observa como

*Clasificación de los embalses según su capacidad de almacenamiento.
a.chico: capacidad ≤ 650000 m³
b.mediano: capacidad 650000-5000000 m³
c.grande: capacidad ≥ 5000000 m³

algunas presas disminuyen su periodo de vida útil, lo cual en determinado momento puede influir en el desarrollo económico de una región e incluso puede acarrear problemas en aspectos como la generación de energía eléctrica, producción de alimentos, agua potable etc; pero independiente a esto la gran pérdida económica que se llega a tener con la inoperabilidad de una obra de esta índole.

Los estudios realizados hasta la fecha para tratar de solucionar éste problema se pueden dividir en dos grupos: estudios prácticos y estudios teóricos. El primer grupo basado en medidas y datos obtenidos en campo y los segundos toman en cuenta todos los posibles factores que puedan llegar a intervenir en el fenómeno proponiéndose teorías basadas en modelos físicos o matemáticos.

Lamentablemente estas dos líneas de investigación, se han desarrollado en forma independiente de ahí que a pesar de los estudios realizados para cada una, aun no se tienen resultados satisfactorios que de seguro podrían lograrse, si se entrelacionaran ambas líneas de trabajo.

Desazolver un vaso de almacenamiento, no es un proceso fácil, por el contrario, independiente al método que se utilice involucra toda una serie de factores sociales, técnicos y económicos, que según la zona en que se halle la obra y las consecuencias que puede acarrear el desazolve, han contribuido de alguna forma a que no se realice dicha actividad.

3.1. Estudios prácticos y estudios teóricos.

Para realizar este tipo de estudios es conveniente conocer en algunos casos la forma, la densidad y la temperatura del agua en el embalse, al igual que ciertas características del sedimento como son su distribución en el vaso, densidad, tipo de sedimento, etc. Así mismo es necesario conocer el volumen de azolve con respecto a la capacidad útil, la superficie y longitud del embalse al igual que las características hidráulicas e hidrológicas de la presa y la cuenca respectivamente.

Todos estos parámetros permiten determinar lo factible del desazolve, a través de los métodos disponibles según las características que presenta un cierto vaso de almacenamiento.

3.1.1. Estudios prácticos.

Son aquellos que están basados en medidas y datos de campo. Poseen un completo estudio de factibilidad técnica como económica que en base a diferentes trabajos hechos a la fecha (ref. 10 y 21), dan rangos de eficiencia para el desazolve de un determinado vaso de almacenamiento, así como los parámetros que permiten determinar el costo del proceso de acuerdo a las características del vaso y del tipo de sedimento depositado.

Los principales métodos de desazolve utilizados hoy día son el dragado y el sifoneo. Nótese que estos procedimientos han sido ya aplicados en prototipos, lo cual permite en forma muy acertada

calcular el porcentaje de eficiencia de acuerdo al costo del proceso.

3.1.2. Estudios teóricos.

Son aquellos estudios basados en modelos físicos y deducciones analíticas. Las escasas mediciones hechas en prototipos, no permiten comparar los resultados de los estudios técnicos con los experimentales. Sin embargo en base a pruebas e investigaciones de laboratorio, se ha estudiado el comportamiento del flujo agua-sedimento que bajo leyes de similitud hidráulica pueden llegar a relacionarse con el comportamiento que se tiene en el embalse real.

En este grupo se proponen las estructuras hidráulicas como son los conductos de fondo, semifondo y las obras de toma para extraer sedimento las cuales como se dijo anteriormente no tienen aún niveles de eficiencia confiables de ahí que se necesite realizar estudios que permitan obtener parámetros para cuantificar lo eficiente del proceso de acuerdo a las características del vaso de almacenamiento.

3.2. Métodos generales para evitar el azolve de vasos de almacenamiento.

Existe un factor fundamental relacionado con la sedimentación en embalses: la erosión de suelos en la cuenca, que es la causa principal de la producción de azolve y que independiente al método

que se utilice para desalojar el sedimento, es necesario determinar para realizar los estudios de sedimentación.

Un buen ejemplo del control de la erosión, es el efectuado en la cuenca del río Brantas (ref.10), en Java. Las características geológicas en esta zona, son totalmente adversas ya que se poseen sedimentos de origen volcánico a causa de la gran actividad que se presenta en la zona, que aunada a la precipitación y al mal control de la erosión arrojó volúmenes de azolve para la presa Kangrates cercanos a los 2300000 m³/año poniendo en peligro el funcionamiento de ésta.

Ante tal situación se iniciaron programas de reforestación, terracería y preservación de la estabilidad del río, llegandose a reducir la producción de azolve a 630000 m³/año, y aumentando así la vida útil de la presa.

Se puede concluir que se obtuvieron resultados muy satisfactorios, en los cuales se emplearon procedimientos muy sencillos (ref.11); pero que para lograrse necesitan de todo un programa de planeación.

3.3. Métodos prácticos para desazolve en vasos de almacenamiento.

3.3.1. Dragado.

Consiste en utilizar medios mecánicos, se necesita vaciar el vaso o parte de éste y transportar el sedimento por medio de

camiones. (ref.13).

Esta técnica resulta muy costosa cuando se está llevando a cabo en grandes embalses; pero en el futuro debido a la necesidad de energía eléctrica y de agua potable, además de los pocos lugares ya disponibles para construir nuevos embalses, seguramente dejarán de ser soluciones antieconómicas y por el contrario serán alternativas que deberán ser tomadas en cuenta.

Un buen ejemplo de aplicación de este método fué el efectuado en la presa Unazuki, Japón (ref.30), donde con un adecuado estudio de la granulometría del sedimento y de los principales aspectos hidráulicos e hidrológicos empleando el equipo apropiado además de una correcta ubicación del sitio de excavación se logró extraer un volumen aproximado de 14000000 m³/año que equivale a un total de 8000 m³/día.

3.3.2. Uso de sifones.

En la época de verano se presenta un factor muy importante como es la estratificación de temperaturas. El agua menos densa se encuentra cerca a la superficie y el sedimento por el contrario se localiza cerca o en el fondo del embalse.

Cuando no se presenta estratificación de temperaturas los sedimentos se ubican según su densidad, alojándose primero en el fondo aquellos sedimentos que poseen un mayor peso volumétrico; y por el contrario estarán en suspensión aquellos con densidad

similares a la del agua.

En ocasiones cuando no se tiene un sifón, se utiliza el vertedor para extraer el sedimento. El cual para que esto sea posible necesita estar formado por partículas en suspensión y el vertedor trabajará mientras el nivel del embalse sea superior al nivel del NAMO de la obra de excedencias, (fig. 3.1). Se deduce de lo anterior que el volumen de sedimento que se puede desalojar es mínimo ya que se estaría extrayendo partículas en suspensión con un desperdicio importante de agua. Su máxima eficiencia se logra entonces, durante la época de lluvias que es cuando se presenta una mayor cantidad de partículas en suspensión.

Ahora, en el caso de utilizar un sifón con un mecanismo de control (ventana de aire), se obtendrán resultados mas eficientes en relación al volumen de sedimentos desalojados, ya que se puede sifonear inclusive desde la zona de azolve (fig 3.2 y 3.3). La descarga cesará cuando la columna de agua sobre la boquilla, sea menor o igual a la columna de agua sobre la tubería en la zona de descarga (aguas abajo), ya que si fuera mayor, la presión evita que el flujo mantenga su continuidad a través del sifón; ahora, el nivel en el embalse con respecto a la ventana de aire debe guardar una distancia tal que permita sifonear el agua sin que se presente cavitación, dando así fin al proceso.

Estas condiciones hidráulicas son fundamentales para que el sifón trabaje en forma normal; pero en este caso la ventana de aire es la que controla la operación de sifoneo de acuerdo con los niveles

del embalse. Si éste se encuentra por encima de la ventana de aire, ésta se mantendrá "cerrada" permitiendo que el flujo circule a través del sifón; pero ésta se "abrirá" en el momento en que el nivel de agua en el embalse y el de la ventana de aire sean iguales, dando así fin al proceso de sifoneo.

A diferencia del caso anterior el sifón permite extraer sedimento desde el fondo del embalse evitando así un desperdicio importante de agua.

Es importante concluir que a medida que aumenta la sección transversal del embalse, menor cantidad de sedimento se puede extraer con relación al total almacenado, ya que el área de influencia de la estructura (sifón), es menor a medida que aumenta el área del vaso.

Por este motivo, se proponen a continuación ciertos parámetros dentro de los cuales el método ofrece máximos valores de eficiencia con respecto al volumen desazolvado, y de acuerdo a la inversión que se necesita hacer para tal fin. (ref.14):

Características del embalse.

Área superficial (ha):	3.8-10
Cap. de almacenaje (*1000m ³):	110-300
profundidad media del vaso (m) :	4.0-10
Pendiente (%):	0.6-1.2
Textura de sólidos:	arena, limo, arcilla

De igual forma se obtuvieron ciertos rangos entre el sedimento transportado y el gasto de descarga de los sifones, para varias presas en las que se realizó este proceso concluyendo lo siguiente:

"A medida que aumenta el gasto de descarga de sedimento, teniendo como gasto máximo $17 \text{ m}^3/\text{s}$ aumenta la concentración en el flujo de partículas mayores a 5μ , de ahí que si se tiene un gasto de descarga bajo, el flujo transportará por el contrario gran cantidad de partículas menores a 5μ ".

En base a los estudios realizados en varias presas se obtuvo la siguiente grafica (graf.3.1), la cual permite determinar el volumen de sedimento que pasa a través de un sifón según el gasto de descarga durante el proceso de extracción de agua de un embalse.

Nótese la importancia de éste concepto, ya que en el caso de tener un embalse mediano con la posibilidad de descargar por algún conducto agua almacenada, al tener un gasto de descarga alto se estaría desalojando sedimento con partículas más grandes a las 5μ ; que en la mayoría de los casos es lo que se persigue en el proceso de desazolve.

3.3.3. Desazolve por un conducto de fondo.

Éste procedimiento involucra a estructuras como son los conductos de fondo, semifondo y a las obras de toma. Lo que se trata es de

desalojar el azolve a través de éstas; pero para tal motivo se han de determinar una serie de factores que están directamente relacionados con las características del sedimento, como son la densidad, temperatura, tipo y cantidad almacenada del mismo.

Los conductos de fondo son construidos en primera instancia como medida de seguridad, ya que si durante el llenado del embalse o posteriormente a éste, la cortina o la presa fallan, se utilizan dichos conductos para desalojar el agua almacenada sin poner en peligro la obra ni la zona aguas abajo del embalse.

La eficiencia de estos conductos para desazolve, estará en función de las características del sedimento, además de las características hidráulicas del embalse. Es lógico que si el volumen de azolve tiene periodos de retención cortos, las partículas no habrán alcanzado una compactación importante lo cual puede facilitar su arrastre.

Así mismo, si la pendiente del fondo es grande (>0.001), los sedimentos se podrían alojar en zonas cercanas a la cortina; contribuyendo así a tener una concentración mayor de azolve en una misma área y al momento de iniciar el proceso de desazolve, a través de los conductos, se podría extraer una mayor cantidad de sedimento.

El desazolve por conductos de fondo está íntimamente relacionado con las corrientes de densidad (ref.12), ya que éstas podrían ser el medio a través del cual se transporte a lo largo del embalse el

sedimento que constantemente entra al vaso o inclusive en algunos casos, éstas podrían alcanzar zonas cercanas a la cortina llegando incluso en algunas ocasiones a chocar contra ésta. Es importante aclarar que las corrientes de densidad tienden a formarse más fácilmente, durante la época de lluvias o avenidas máximas del año, ya que en éstos periodos es cuando se tiene un mayor arrastre de sedimento en la cuenca.

Sobre las corrientes de densidad, existen algunos estudios en los cuales se ha fijado una metodología para determinar su comportamiento así como algunos parámetros que rigen su formación y desarrollo. (ref. 12).

Como todo proceso de desazolve, se tiene una serie de ventajas y desventajas que son precisamente los que determinan lo factible de su uso.

Entre las ventajas que se tienen al utilizar éstos conductos, está la posibilidad de repetir periódica e indefinidamente el proceso, logrando así recuperar en forma parcial o total la capacidad de almacenamiento; además la inversión que en determinado momento se necesita realizar es mínima, ya que se pueden adaptar los actuales conductos o construir nuevos.

Los mayores inconvenientes tanto para el diseño del conducto como para la operación del mismo, están en función de la cantidad de sedimento acumulado, así como de las características de éste, logrando de ésta forma prever su posible comportamiento en el

Cauce sumergido y proporcionar de ésta forma los datos necesarios para diseñar el conducto.

Respecto a la operación el problema radica, en el caso de utilizar conductos de fondo o semifondo, en la inadecuada ubicación de los conductos, válvulas y compuertas del ducto, que aunado a un mal programa de operación y mantenimiento tiene rangos de eficiencia muy bajos. (ref.3).

Analizando el tipo de válvulas, las de cono difusor (H.Bunger) son totalmente inadecuadas cuando descargan grava, piedra y troncos de árbol. En forma similar se encuentran las válvulas de aguja e inclusive las de mariposa. La sección hidráulica de forma anular de las primeras detienen el paso de sólidos a gran velocidad desde piedras y troncos de árbol, hasta grava que fluye en forma continua e impide el cierre hermético.

En la presa Colimilla, el conducto de fondo quedó inutilizado, ya que se encontró una piedra de aproximadamente 60 cm entre la válvula de mariposa y la de cono difusor. Lo más seguro es que ésto sucedió por haberse destruido o deformado la rejilla de toma bajo la acción de una carga hidrostática muy grande. (ref.3).

El desazolvar un embalse presentó además de los inconvenientes antes citados, problemas adicionales como pueden ser, azolvar presas aguas abajo o inclusive el hecho de causar con el azolve extraído, problemas a personas o poblados localizados aguas abajo a causa de las características que puede poseer el sedimento a

nivel químico o simplemente por el gran volumen que se desaloja llegando a causar problemas de tipo ecológico.

Se puede concluir de todo lo anterior, que éste proceso involucra diferentes aspectos los cuales van desde los más técnicos a nivel ingenieril, hasta los aspectos humanos y sociales que de igual forma son de gran importancia y necesitan ser estudiados con detenimiento para lograr óptimos resultados.

3.3.4. Lavado del embalse.

éste procedimiento consiste en arrastrar el material depositado en el embalse, a medida que se hace descender el nivel del agua. Con éste proceso se produce un arrastre del sedimento almacenado a causa de la fuerza tractiva del agua y se expulsa a través de los conductos de fondo localizados en la cortina.

El proceso ha dado eficientes resultados (ref.26); pero llevarlo a cabo involucra una pérdida importante de agua lo cual no es aceptable en algunas presas a causa de la finalidad para la que fué construida; así mismo el vaso de almacenamiento necesita ser de dimensiones reducidas y forma alargada ya que de lo contrario podría generar algunos problemas de tipo técnico y social por la pérdida de agua.

3.4. Métodos teóricos para desazolve en vasos de almacenamiento.

Como su nombre lo indica, éstos métodos están basados en teorías y

Modelos de laboratorio, de ahí que se tengan en la literatura disponible pocos casos en donde se realice un estudio del comportamiento entre modelo y prototipo.

Sin embargo a lo anterior, se tienen experiencias entre modelos y prototipos (ref.27), en donde se ha hecho un seguimiento detallado del comportamiento entre ambos, obteniéndose resultados satisfactorios; así mismo hay otros trabajos en modelos que a través de teorías y leyes de similitud dinámica, han permitido obtener resultados aceptables para prototipos, (ref.25).

Por último se presentan a en la tabla 3.1, los datos de algunas presas (ref.6) en las cuales se han realizado estudios para dar solución al problema de sedimentación.

Nótese que algunas presas no tienen todos los datos, lo cual demuestra nuevamente que se tienen grandes atrasos en esta área a nivel de investigación, de ahí que la bibliografía disponible sea muy limitada.

Por esto último, se pretende desarrollar en los siguientes capítulos una metodología de diseño que independiente a las condiciones del embalse, se pueda determinar el comportamiento que tendrá el sedimento a través del embalse, además de conocer en forma aproximada el volumen de sedimento que se puede extraer por una estructura que se destine para tal fin; esto claro en función de las características que presenta el embalse así como las propiedades que tenga el sedimento.

Nombre de la presa	PAIS	Cap. alim (hm ³)	Mét. de saziave	Vol. de ssa-lojado.	Tipo sedi-mento.	Conc. (g/l)	Tam. part (mm)	Sen (%)
Peligné	Haiti	607	C. fondo	---	arc.arena	5	.004-.9	---
Dangriang	China	16000	--	---	arc.arena	2-3	.02-.028	---
Neckor	Hannu	43	C. fondo	---	limo. arc.	3	2	---
Unazuki	Japón	13200	Dragado	8000m ³ /di	limo. arc.	---	---	---
Sakuma	Japón	3500	Dragado	---	---	---	3	.66
Margaritz	Aust.	85	C. Fondo	620m ³ /día	lodo, arc. arena.	1.2	---	---
Tarbela	India	11500	--	---	grava. are	3.5	.2	.16
Hendrik	SurAF	5800	--	---	arc. limo	---	---	.13
Gebidem	Suiza	9.00	C. fondo	30 m ³ /s	grava. are	10-33	---	8.1

TABLA 3.1.

4. DISEÑO DE OBRAS DE TOMA Y DESFOGUES PROFUNDOS.

4.1. Generalidades.

El diseño hidráulico de estructuras para desazolve a diferencia de otras obras de ingeniería, no dispone hasta el momento, de especificaciones de diseño y construcción, bajo las cuales se pueda asegurar un funcionamiento eficiente en relación al volumen de sedimento desazolvado.

Se tiene el diseño de algunas estructuras que han sido probadas y que durante su operación han mostrado un comportamiento eficiente, acorde a los problemas que se necesitaban resolver. Se han desarrollado trabajos (ref.3 y 17) a nivel teórico y práctico, y para cada caso se han obtenido soluciones particulares; pero en ningún momento han servido éstos trabajos para determinar algunos parámetros que puedan ser aplicados con toda certeza a otros

embalses con problemas de sedimentación similares.

Los estados o niveles de sedimentación de los embalses varían considerablemente de unos a otros, encontrándose con esto diferentes soluciones, para cada embalse en función de las características particulares que presente.

El sedimento de los embalses se puede clasificar en dos grandes grupos, sedimento fino y sedimento grueso; para cada grupo la forma en que se deposita el sedimento tiene variaciones importantes. El sedimento grueso forma el delta del embalse, y únicamente ante la acción de un gasto importante se podría provocar su desplazamiento, que en algunas ocasiones pudiera llegar a la cortina con lo que se ocasionaría en caso de ocurrir, problemas en la obra de toma y los conductos de fondo y semifondo existentes.

El sedimento fino al entrar al embalse continúa su desplazamiento a través de éste, debido a las características de las partículas que permanecen en suspensión viajando por medio de una corriente de densidad o bien produciendo una turbidez generalizada del agua, para finalmente depositarse sobre el fondo o ser extraídas a través de la obra de toma o de una estructura para desalojar sedimento.

Es indiscutible, que una obra de toma nunca se diseña para desalojar sedimento; pero en algunos embalses (ref.14) con niveles de azolve importantes han provocado que el agua que fluye a través

de la obra de toma transporte sedimentos en suspensión. Este concepto es muy importante ya que el sedimento puede provenir de una corriente de densidad que ha llegado a la cortina o a una zona cercana a ésta. En la figura 4.1 se muestra la formación de las primeras capas de azolve a causa del depósito de sedimento que transporta una corriente. Parte del sedimento produce turbidez en el agua; aunque luego se deposita en el fondo del embalse.

En la figura 4.2 se observa un mayor número de capas de azolve, producto del sedimento fino que en un principio causó turbidez en el agua; pero que con el paso del tiempo se depositó en el fondo del embalse. Nótese que la zona de turbidez se puede localizar al mismo nivel de la obra de toma de agua que el agua que sale a través de ésta contiene sedimento en suspensión.

Como se indicó anteriormente, el sedimento en suspensión es fino, ya que en caso contrario se depositaría en el delta o un poco más adelante de éste, pero en ningún momento alcanzaría la cortina a menos que se presenten las características comentadas al inicio de este capítulo (ref.28). El sedimento puede ser transportado por una corriente de densidad, la cual por lo general está constituida de partículas con un diámetro medio igual a 0.02 mm, de ahí que si la corriente llega hasta la cortina estaría desalojando parte del sedimento que transporta.

En el siguiente capítulo se desarrollará una metodología de diseño que permite conocer las características de las corrientes de densidad, y en el caso de que éstas alcancen la cortina se podrá

determinar en forma aproximada la cantidad de sedimento que se puede extraer a través de las estructuras para desazolve según las características hidráulicas y de operación del embalse.

Con relación a los conductos de fondo o semifondo, son por lo general diseñados como medida de seguridad, por si es necesario vaciar el embalse a causa de una falla en la cortina o en un elemento de la presa, logrando así abatir en forma rápida y segura los niveles del embalse.

Actualmente se tienen diversas experiencias de desazolve en algunos prototipos y modelos, lográndose en algunos de éstos, resultados muy similares a los calculados por medio de teorías y análisis matemáticos.

En ocasiones se han diseñado modelos y a través de éstos se ha hecho la simulación del prototipo obteniéndose resultados muy satisfactorios con respecto al comportamiento entre el prototipo y el modelo. Lo anterior permite afirmar que la teoría de modelos en muchas ocasiones permite obtener resultados muy similares a los obtenidos en prototipo y es por el momento una herramienta que se puede utilizar para el diseño de estructuras de descarga de sedimento.

4.2. Estudios del diseño de conductos de fondo.

Los estudios que a continuación se citan corresponden a diversas investigaciones realizadas en modelo o prototipo y que por los

resultados obtenidos, merecer tenerse en cuenta como un antecedente a nuevas y futuras investigaciones directamente relacionadas con el proceso del desazolve en vasos de almacenamiento.

4.2.1. Presa Margaritzen, (Austria).

Localizada en los Alpes Austriacos de ahí que durante las primeras semanas de la primavera capte agua proveniente del deshielo de los glaciares en la zona.

Tiene un vaso de almacenamiento con una capacidad de 85 hm³, una cortina de gravedad de 107 m de altura y una capacidad de generación de 112 MW la cual se amplió posteriormente a 130 MW.

A causa de la producción de sedimentos, el volumen de almacenamiento del embalse se redujo en un 9.5% entre 1945 y 1960 debido al depósito de 394000 m³ de sedimento. En el verano de 1960 el sedimento acumulado era de 333000 m³ de ahí que se estudiaron varias técnicas para remover el sedimento, resultando la más conveniente el uso de conductos de fondo u orificios de escape para sedimento.

En un principio se utilizó un sistema de bombeo para elevar la mezcla depositada en el fondo del embalse por encima del vertedor. Es importante mencionar, que el sedimento extraído estaba constituido en su mayoría de arena, grava, agua y lodo en proceso de descomposición.

El primer proceso de limpieza se realizó entre Julio 8 y Octubre 11 de 1960, logrando extraer un volumen de 780000 m³ de la mezcla, donde 11000 m³ correspondían a sedimentos acumulados durante los últimos años, 530000 m³ era lodo putrefacto y el volumen restante era agua.

En forma similar para el año de 1961 se repitió el proceso (Junio 6-Sept. 29) y fueron evacuados 1.487 hm³ de los cuales 70000 m³ eran de lodo putrefacto producto del sedimento acumulado en años anteriores.

Finalmente, en 1962 se realizaron varias descargas una entre Junio 12 y Julio 12 y otra entre Julio 14 y Octubre 21, logrando extraer un volumen de 1.003 hm³ de los cuales 50000 m³ era de lodo putrefacto; sin embargo esta cantidad era insuficiente para mantener los niveles del embalse al NAMIN (1944.6 m.s.n.m); de ahí que hubo la necesidad de proceder al uso de los conductos de fondo.

Fué entonces para el año de 1963, cuando se operaron los conductos I y II para extraer el sedimento hasta entonces almacenado. En Julio de 1962 con los niveles mínimos de operación (NAMIN) en el embalse, se abrió el conducto I descargando por éste un gasto de 30 m³/s durante un periodo de 50 horas logrando así evacuar 100000 m³ de sedimento almacenado; así mismo es importante aclarar que para extraer este volumen de azolve fue necesario utilizar 1,5 hm³ de agua.

Nótese que éste es un caso claro del buen funcionamiento de los conductos de fondo, el cual permite concluir que éstos pueden trabajar incluso bajo condiciones adversas, como es la presencia de sedimento grueso (arena y agregados) y lodo putrefacto.

Con respecto al lodo descompuesto, es importantísimo analizar las condiciones en que se está realizando el desdolve, ya que se está descargando aguas abajo un contaminante que de existir en esa zona asentamientos humanos traería grandes problemas de higiene y salud.

4.2.2. Presa Hendrik Verwoerd. (Sur Africa).

La sedimentación de los embalses es un problema muy crítico en Sur Africa, ya que muchas presas han disminuido seriamente su capacidad de almacenamiento.

Para dar una posible solución al problema se necesita tener un completo conocimiento de las condiciones de depósito y descarga del sedimento, así como establecer relaciones básicas que permitan determinar el transporte de sedimento a través del embalse.

Ante tal situación, se realizó un estudio en la presa Hendrik Vorwoerd (1972). El embalse tiene una longitud de 75 Km, con un tirante de 100 m cerca a la cortina y un almacenamiento aproximado a 5.8 Km³. Ingresan anualmente 40 millones de toneladas de sedimento. Durante el periodo 1973-1975 se instalaron 58 estaciones a lo largo del embalse con la finalidad de hacer

mediciones del sedimento en el embalse. (fig.4.3).

Luego de diferentes mediciones se obtuvieron las siguientes conclusiones:

4.2.1. La variación en la concentración de sedimentos en dirección vertical es mínima de ahí que se pueda considerar constante en toda la sección.

4.2.2. Las corrientes de densidad no juegan un papel importante en el transporte de sedimentos a través de los embalses en éste caso en particular.

4.2.3. La mayor concentración de sedimentos se encuentra en la parte superior del embalse. (Fig.4.4).

4.2.4. Existe un flujo importante de sedimentos solo cuando ingresan al embalse gastos muy altos.

4.2.5. Cuando se tienen embalses muy grandes únicamente son descargadas las partículas finas que se encuentran en suspensión.

Ahora a partir de la grafica 4.5. se puede concluir que la mayor zona de depósito de sedimento se encuentra en la zona de entrada de la corriente al embalse. razonamiento lógico ya que se están depositando en esta área sedimento grueso que precisamente por causa de sus características no tiene un transporte a través del embalse. Así mismo es realmente difícil que en un embalse de tales

dimensiones las corrientes de densidad alcancen a tener una longitud de desarrollo a lo largo de todo el embalse y más aún si la forma del embalse es irregular.

Independiente a lo anterior es importante resaltar, que el procedimiento de realizar mediciones en prototipos de tales dimensiones involucra todo un complicado proceso de ejecución, que independiente a las precauciones que se tengan en cuenta, siempre originará en los datos obtenidos, gran incertidumbre a causa de lo complejo del procedimiento.

4.2.3. Presa Gebidem. (suiza).

El glaciar más grande de Suiza, es el Aletsch, que tiene por descarga al río Massa donde se hizo la construcción de una presa hidroeléctrica entre los años 1964-1968 en el lugar llamado "Gebidem".

Se realizaron varias pruebas para definir los mecanismos de vaciado del prototipo (tipo, número, dimensiones), así como tipo y frecuencia de las operaciones de purga, medidas a tomar para evitar las obstrucciones, y cálculo de los depósitos aguas arriba que pudieran producir inundaciones.

Los resultados obtenidos en modelo pueden ser considerados como satisfactorios comparados con las pruebas en prototipos. Respecto a las eficiencias de las operaciones de purga en el prototipo fueron inclusive mejores a las esperadas. Además de esto, con el

transcurso de los años se han afinado las operaciones y se han definido condiciones óptimas para lograr purgas con mejores resultados tanto a nivel técnico como económico.

La presa es de sección gravedad con una altura de 122m. longitud de cresta igual a 327 m. gasto de vertido aproximado a los 500 m³/s y la capacidad de vaciado de los conductos de fondo es de 340 m³/s. El aporte anual del río Massa igual a 440 hm³, de lo cuales 9 hm³ corresponden a sedimento retenido.

En los años 1958 y 1959 se realizaron mediciones en el río que permitieron determinar la cantidad de sedimento que se transportaba al embalse, además de las características del sedimento (granulometría, pesos específicos, etc) y volúmenes anuales:

Aporte líquido anual.....	440000000 m ³
Aporte sólido anual.....	500000 m ³

Del total aporte sólido de 500000 m³, 130000 m³ corresponden a gravas, arenas y piedras transportadas por acarreo de fondo y los restantes son el sedimento fino en suspensión.

En el estudio realizado se consideraron diferentes soluciones para disminuir la producción de azolve en el embalse; tales como:

4.2.3.1. Control de la erosión para evitar el aporte de sólidos al embalse.

4.2.3.2. Evacuación de los depósitos utilizando dragado.

4.2.3.3. Utilizar las corrientes de densidad para extraer partículas finas en suspensión.

4.2.3.4. Realizar purgas periódicas del sedimento almacenado a través de los conductos de fondo.

De estas soluciones, se eligió la última y con modelos se realizaron diferentes pruebas para determinar bajo que condiciones se obtenían las mejores eficiencias de extracción de azolve por los conductos de fondo.

4.2.3.4.1. Purga con carga neta.

Este método permite evacuar sedimento a través de los conductos de fondo; pero sólo hasta que el nivel en el embalse llegue al NÁMIN. Permite una serie de purgas continuas y la pérdida de agua es mínima (con relación al método de evacuación libre). Continuamente existe generación de energía eléctrica.

4.2.3.4.2. Purga con evacuación libre.

En éste caso, la extracción de sedimento se realiza con un abatimiento total del nivel del agua del embalse, por consiguiente es necesario parar las turbinas durante un período de tiempo. Por otra parte se necesita de una pérdida de agua muy superior a la purga bajo carga neta; sin embargo con una sola purga efectuada

cada año casi la totalidad del sedimento acumulado en dicho año es evacuado.

Para el estudio de estos procedimientos, se realizaron ensayos en modelos obteniéndose posteriormente para prototipo los siguientes resultados:

C O N C E P T O	vaciado con carga	vaciado con des. libre
Número de purgas por año	15	1
Volumen específico de agua por tonelada de sedimento	14	32
Volumen de agua necesaria	68000 m ³	384000 m ³
Gasto medio de purga	115 m ³ /s	30 m ³ /s
Duración de la purga	1 hr	35 hr

Tabla 4.1.

La estructura de desazolve consiste de 2 compuertas blindadas de 2.0 m de ancho por 2.3 m de alto, provistas de una sección de entrada pero sin ninguna reja. En la parte superior la sección de entrada existe un pico de protección cuya finalidad principal es evitar que se acumule sedimento durante las operaciones de purga a la entrada de los conductos de fondo, impidiendo la posible formación de un tapón que impida el paso del sedimento.

En la figura 4.6 se muestra un corte longitudinal y la planta de los conductos de fondo para desazolver la presa Gebidem. También

se indican los principales elementos hidráulicos y estructurales.

La finalidad del conducto de desagregación de depósitos es el permitir captar agua clara desde el nivel de la obra de toma disminuyendo así la densidad de la mezcla grava-agua al principio de una purga, reduciendo de ésta forma la posibilidad de una obstrucción en los conductos de fondo.

Nótese en la figura 4.7 la forma del fondo del conducto, lo cual evita que se deposite sedimento abajo de la compuerta de servicio evitando la obstrucción de ésta.

Durante 12 años de operación el funcionamiento ha sido satisfactorio. La finalidad del proceso ha consistido en no dejar acumular depósitos manteniendo limpia la entrada a los conductos. Los depósitos instalados han sido eficaces y se comportan conforme a lo esperado según las pruebas realizadas en modelo.

La pérdida de agua en el prototipo es menor que en el modelo; además la hipótesis de necesitar agua adicional para evacuar el sedimento en suspensión no fué confirmada en las purgas en el prototipo ya que a través de los conductos se desalojó sedimento fino y grueso.

Desde la puesta en servicio de la presa Gebidem en 1968, el vaciado del embalse se hace regularmente cada año. Un resumen de los resultados obtenidos en el prototipo y comparados a la vez con los del modelo escala:son los siguientes:

1. Los aportes sólidos empleados en el modelo, fueron confirmados en el prototipo.

2. El rendimiento de las purgas para el prototipo (reporte de las cantidades de agua perdida y de los sedimentos evacuados) es la mitad del previsto en el modelo.

3. Los resultados del modelo se confirman sobre el prototipo.

4. El funcionamiento del vaciado de fondo es satisfactorio y no ha creado nunca problemas importantes.

5. La experiencia adquirida durante los diferentes procesos realizados han permitido definir las condiciones óptimas de operación para las purgas.

4.2.4. Presa Neckor. (Marruecos).

El vaso de almacenamiento de ésta presa se encuentra localizado en la parte Nor-Oriental de Marruecos. Se construyó con la finalidad de regular avenidas así como para satisfacer las necesidades de riego correspondientes a 5000 Ha dentro del valle Hoceima.

La altura de cortina es de 27.5 m, la capacidad de almacenamiento del embalse es de 43 hm³ y tiene la cuenca del afluente principal una precipitación media anual de 340 mm.

Se realizaron diferentes medidas en campo para determinar las

características del sedimento, encontrándose variaciones en la concentración de 1 gr/l hasta 200 gr/l según fuera la época de estiaje o de lluvias respectivamente. Con varios estudios se pudo evaluar que se tendría para el embalse en volumen de sedimento superior al esperado.

El sedimento estaba constituido en un 90% de partículas con un diámetro menor de 2.0 mm lo cual dio pie a estudiar el comportamiento de éste a través del embalse en forma más detallada. Se encontró que debido a las características irregulares de la forma del embalse el sedimento no alcanzaba a llegar en cantidades importantes a zonas cercanas a los conductos de fondo.

Debido a lo anterior se estudió en un modelo a escala 1:200 el comportamiento del sedimento con la presencia de diques sumergidos en el embalse, cuya finalidad principal es encausar el sedimento hasta la cortina logrando así extraer un volumen importante a través de los conductos de fondo. (Fig.4.8).

Una vez estudiado a fondo el modelo se pasó a prototipo obteniéndose para este resultados muy cercanos a los esperados. Los diques conducían aproximadamente un gasto cercano a los 700 m³/s durante las épocas de lluvias, que eran los periodos en que se operaban los conductos de fondo.

Se observó como los diques guiaban a las corrientes de densidad hasta los conductos de fondo, logrando extraer a través de éstos

el sedimento que transportaban las corrientes; independiente a que el sedimento llegue a la zona de los conductos de fondo, la eficiencia de extracción de éstos es función directa de la operación de las compuertas.

También en este caso, se obtuvieron resultados satisfactorios entre el modelo y el prototipo, lo cual demuestra nuevamente la validez de estos estudios para evaluar el comportamiento en prototipos.

4.2.5. Presa La Sautet. (Francia).

Entró en operación en 1935, es una cortina en bóveda con altura sobre el desplante de 125 m, capacidad total de almacenamiento de 112000000 m³ y una capacidad útil de 94800000 m³.

El conducto de fondo inicial dentro de la cortina está situado 64m abajo de la obra de toma, posee válvulas de mariposa y de cono difusor. Se inutilizó a causa del azolve en 1948.

Posteriormente a esto, se abrió un segundo túnel 41 m abajo de la obra de toma; pero nuevamente quedó inutilizado por las mismas causas. Finalmente se abrió un tercer túnel a sólo 5 m abajo del segundo túnel; pero en ésta ocasión provisto de compuerta deslizante y radial en el acceso y la descarga respectivamente.

4.2.6. Fresa Iril Emda. (Argelia).

Tiene una cuenca de 657 Km², altura de cortina de 70 m y capacidad inicial de almacenamiento de 1900 000000 m³ (1953), la aportación de agua es de 122000000-309000000 m³/año y de sedimento de 10800000-54000000 m³/año.

El sistema de descarga consta de 3 compuertas deslizantes de 1.8 m por 2.75 m, con capacidad total de descarga de 450 m³/s. Operan ocasionalmente y tiene 4 tuberías de 40 cm de diámetro a ambos lados de las compuertas que se emplean para extraer azolve fino y corrientes de densidad.

Los estudios previos indicaron que el azolve estaría constituido de material fino y se presentarían corrientes de densidad, de ahí que se proyectara de esa forma. Sólo en la época de avenidas máximas se tiene un desalojo mayor al 50% del sedimento que entra al embalse, lo cual hace concluir que tales conductos sólo se deben de operar cuando se presentan las avenidas máximas anuales, ya que en éste período, se tiene la posibilidad de que se formen más fácilmente las corrientes de densidad, las cuales transportan una gran cantidad de partículas en suspensión. (Ref. 3).

4.2.7. Fresa Du Chambon. (Francia).

Capacidad Inicial 50800000 m³, altura de cortina 90 m, conducto de fondo de 2.0 m de diámetro en la cortina, provisto de válvulas de aguja y de mariposa, situado a 23 m abajo de la toma principal.

también se opera en la época de avenidas máximas, logrando así extraer un volumen importante de azolve con respecto al que entra (60%) (Ref. 3).

4.2.8 Presa Khasm El Girba (Sudán).

Capacidad inicial en 1964 de 300000000 m³, capacidad en 1973 de 840000000 m³, sedimento constituido de arena fina, limo y algunas arcillas. El sistema de descarga de fondo está formado por 7 compuertas radiales de 7.0 m por 7.3 m con capacidad total de descarga igual a 7700 m³/s.

El proceso del desazolve se lleva a cabo todos los años, durante las temporadas de lluvias dejándose un periodo de 3 meses para recuperar los niveles anteriores de almacenamiento.

El volumen de sedimento evacuado entre el primero de julio a fines de agosto (2 meses), fue aproximadamente igual a 85000000 toneladas, que es inclusive mayor a la entrada media anual de 65000000 toneladas.

Se concluyó que es más eficiente una sucesión de purgas breves espaciadas, que una descarga continua con duración equivalente.

Las descargas con gastos mínimos entre 1500 y 2500 m³/s y máximos entre 3000 y 4000 m³/s, erosionan profundamente los depósitos de sedimentos acumulados durante los años anteriores, lo cual ayuda a conservar el lecho natural.

Es importante hacer notar que el volumen desazolvado fué de 65000000 m³/año, lo que significa si se compara con alguna presa mexicana (La Soledad), es 30 veces mayor al sedimento que se presenta en el embalse de La Soledad.

Así mismo en algunos proyectos realizados en otros países, como Iran, Grecia, China y Austria (Ref.1), se han obtenido buenos resultados con respecto al porcentaje de sedimento extraído. En México lamentablemente este tipo de pruebas son muy limitadas; sólo se cita al respecto la realizada por la C.F.E. en la presa "La Venta" (estado de Guerrero) en la que por no tener conductos de fondo se desazolvó por la base de 8 grandes compuertas vertedoras. Fué en el año 1973, con solo 2560000 m³ almacenados, cuando se realizó eficazmente el desazolve por las compuertas vertedoras evacuándose 6200000 m³ de sólidos finos, y gruesos compactados durante 20 años.

Nótese que las compuertas vertedoras sustituyeron exitosamente los conductos de fondo, pese a sólo tener 2560000 m³ de los 348000000 m³ de capacidad inicial de almacenamiento.

4.2.9. Presa Colbun, (Chile).

El proyecto se realizó en el río Maule el cual tiene una cuenca de 5710 Km² con un caudal medio anual de 260 m³/s. El río Maule fué desviado durante la construcción de la presa a través de 2 túneles de 300 m de longitud con una sección transversal de 168 m². El túnel derecho fué sellado con hormigón, mientras que el izquierdo

fué habilitado como conducto de fondo.

La obra de entrada del conducto tiene un escalón de 8.90 m de altura que tiene por objetivo impedir la entrada de sedimentos hacia el túnel. Se instalaron 2 conjuntos de compuertas planas, unas de servicio y otras de emergencia de 2.5 m de ancho por 3.65 m de alto.

La descarga es libre y tiene dos aireadores cuya ubicación y diseño no permiten que se produzca cavitación. Tiene dos secciones, la primera rectangular de ancho variable (117 m) y el resto del conducto corresponde a una sección ovoidal. (Fig. 4.9).

Se realizaron dos modelos, uno general construido a escala 1:30, que representaba todo el conducto de fondo desde la entrada hasta la estructura de salida. El otro modelo de la zona de compuertas fué construido a escala 1:18. En éste se efectuaron estudios del flujo en la zona de compuertas, el análisis de las presiones actuantes sobre las compuertas, y las condiciones del flujo en el inicio del canal de salida.

El prototipo se mantuvo funcionando durante 324 días, en los que conservó un gasto constante de aproximadamente 300 m³/s y en ningún instante se encontraron problemas de obstrucción de las compuertas por el sedimento acumulado.

4.4.10. Presa Punchina, (Colombia).

Igual que en la presa anterior, se adecuó uno de los túneles de desvío como descarga de fondo. La sección de cada túnel es de 4.0 m de ancho por 5.7 m de altura. El gasto máximo a conducir por la descarga de fondo es de 230 m³/s, controlado por una compuerta rectangular de 2.0 m de ancho por 3.5 m de altura que descarga libremente en el conducto. Tiene estructuras de aireación para evitar erosión por cavitación en el conducto de fondo.

EL volumen de almacenamiento del embalse es de 6300000 m³ y la altura de la cortina es de 77 m. Véanse en las figuras 4.10 y 4.11 las características del conducto de fondo y las compuertas.

El diseño del conducto de fondo se realizó en base a un modelo en el cual al igual que en el prototipo, se cuidó que la descarga de fondo tuviese buena aireación inmediatamente aguas abajo de la compuerta y alrededor del chorro descargado por ésta, a fin de prevenir al máximo los problemas de cavitación. (Ref.27).

Es importante comentar que los últimos diseños mencionados, en ningún momento consideraran aspectos relacionados con el transporte de sedimento o algún procedimiento similar. Sólo se limita a dar soluciones a problemas de tipo hidráulico de ahí que se mencionan solo como una referencia, para un futuro estudio y en el cual se consideren en forma adicional aspectos de sedimentos.

4.3. Diseño General.

Como se comentó en un principio, aún no se ha desarrollado una metodología que permita según las condiciones de un determinado vaso de almacenamiento, dar los parámetros que permitan conocer las características que debe tener un conducto de fondo o semifondo con relación a sus dimensiones como son el ancho, longitud, largo, etc.

La presa Gebidem (Suiza), será la referencia a partir de la cual se desarrollará una metodología de diseño que permita conocer para cualquier vaso de almacenamiento, las dimensiones que debe tener una estructura de fondo o semifondo de tal manera que permita obtener resultados satisfactorios, con respecto al sedimento desazolvado.

El procedimiento para encontrar las combinaciones que permitan relacionar el modelo con el prototipo, se apoya en el empleo de parámetros adimensionales formados por diferentes variables del problema. La teoría de similitud, que involucra características geométricas y dinámicas será entonces la teoría a utilizar para desarrollar la metodología de diseño.

La teoría de similitud fué establecida por Kline (ref.25) y dice lo siguiente:

"Si dos sistemas obedecen al mismo grupo de ecuaciones y condiciones gobernantes, y si los valores de todos los parámetros

y las condiciones se hacen idénticas, los dos sistemas deben de exhibir comportamientos similares con tal que exista una solución única para el grupo de ecuaciones y condiciones".

4.3.1..Similitud Geométrica.

La similitud geométrica implica, de un modo estricto que tanto en modelo como en prototipo sean iguales todas las longitudes homólogas. Denótese con "p" al prototipo y con "m" al modelo (Fig.4.12). Significaría la similitud geométrica por ejemplo que:

$$L_e = \frac{H_p}{H_m} = \frac{B_p}{B_m} = \frac{S_p}{S_m} \dots\dots\dots(4.1).$$

donde:

L_e = longitud de escalas.

En forma similar:

$$A_e = \frac{A_p}{A_m} ; A = \text{área} \dots\dots\dots(4.2)$$

$$V_e = A_e * L_e = \frac{V_p}{V_m} = L_e^3 ; V = \text{volumen} \dots\dots(4.3)$$

4.3.2. Similitud Cinemática y dinámica.

Se conoce como similitud dinámica entre dos sistemas de flujo como la semejanza geométrica entre las líneas de corriente de ambos flujos, sin distorsión o con ella. Para que exista similitud dinámica necesariamente debe existir similitud geométrica. Por definición se muestran las siguientes parámetros con los cuales se

puede auxiliar la teoría de modelos a la solución de problemas hidráulicos.

$$Ve = \frac{Le}{te} ; Ve = \text{velocidad} \dots \dots \dots (4.4).$$

$$Qe = Ae * Ve ; Qe = \text{gasto} \dots \dots \dots (4.5).$$

$$ae = \frac{Le}{te^2} ; ae = \text{aceleración} \dots \dots \dots (4.6).$$

$$\rho_e = \frac{\gamma_e}{g_e} , g_e = 1.0 ; \rho = \text{densidad} \dots \dots \dots (4.7).$$

$$\nu_e = \frac{\mu_e}{\rho_e} ; \nu_e = \text{viscosidad cinemática} \dots \dots \dots (4.8).$$

Además para que exista similitud dinámica, se tienen varios parámetros que se deben cumplir para que se conserven las hipótesis de partida de las leyes de similitud:

$$Re = \frac{\text{Fuerza de Inercia}}{\text{Fuerza Viscosa}} = \frac{v l}{\mu / \rho} \dots \dots \dots (4.9).$$

donde:

v = velocidad.

l = longitud.

μ = viscosidad.

ρ = densidad.

Re = número de Reynolds.

$$Fr = \frac{\text{Fuerza de Inercia}}{\text{Fuerza Gravitacional}} = \frac{v^2}{g l} \dots \dots \dots (4.10).$$

donde:

v = velocidad.

g = fuerza de gravedad.

l = longitud.

Fr = número de Froude.

Además de los números anteriores, se deben cumplir de igual forma el número de Euler así como el de Strouhal; pero para el análisis que se pretende realizar (diseño de conductos de fondo), no es necesario revisar estos parámetros ya que involucran para su cálculo presiones y celeridad, que como se puede deducir no se hallan directamente relacionadas con el estudio que se está llevando a cabo.

Es importante comentar que en el prototipo, el flujo presenta un régimen turbulento y el problema de relacionarlo con un modelo es que éste tiene un flujo de régimen laminar. Ahora en este caso se tiene un prototipo que se va a utilizar como modelo y a partir de éste se obtendrán las variables que se necesitan para un prototipo con características similares.

El régimen del agua que se tendrá tanto en prototipo como en modelo es supercrítico, lo cual puede ayudar a obtener valores más acertados para el prototipo en estudio ya que la relación de escalas entre ambos es muy reducida.

Además de las ecuaciones establecidas anteriormente, se tienen algunas presentaciones diferentes de las mismas, las cuales pueden

ayudar de igual forma a la solución de problemas del mismo tipo.

$$Ve = Le^{0.5} \dots \dots \dots (4.11).$$

$$Qe = Le^{2.5} \dots \dots \dots (4.12).$$

$$ag = ge = 1.0 \dots \dots \dots (4.13).$$

4.3.3. Arrastre de sedimento.

Las ecuaciones antes presentadas, que corresponden a la teoría de modelos (ref.25), permiten calcular propiedades geométricas e hidráulicas para el prototipo a partir de un modelo ya probado; pero en ningún instante se analiza el comportamiento del sedimento. En esta ocasión se estudiará el comportamiento del sedimento bajo la acción de la fuerza tractiva que actúa sobre el sedimento logrando así de establecer una metodología que permita obtener resultados un poco más confiables.

Como se comentó anteriormente en la presa Gebidem se realizaron dos tipos de desazolve, uno llamado PURGA CON CARGA NETA y el otro PURGA CON DESCARGA LIBRE; para ambos casos se tenía una carga neta sobre los conductos de 113 m (NAMQ) y 44 m (NAMIN) respectivamente. En cada proceso se emplearon gastos de purga así como duraciones y volúmenes de descarga especifica diferentes.

Partiendo de los gastos obtenidos y de las condiciones geométricas de la boquilla cerca a la cortina, se obtendrán las velocidades de arrastre que se presentaron en el embalse, estas velocidades serán los límites mínimos a partir de los cuales se compararan las

velocidades obtenidas para el prototipo y mientras estas sean mayores se puede asegurar que existirá movimiento del sedimento.

Para analizar éste aspecto en el prototipo, es necesario tener en cuenta varios aspectos, como son el tipo y diámetro medio del sedimento así como el esfuerzo necesario que se debe aplicar al sedimento para que se arrastre sobre el fondo del embalse.

El esfuerzo cortante que es necesario aplicar a un material para que se presente movimiento de este a causa de la fuerza tractiva, se calcula con la siguiente relación:

$$\sigma = \gamma_f * R_h * S \dots\dots\dots (4.14).$$

donde:

σ : Esfuerzo cortante sobre el material.

R_h : Radio hidráulico.

S : Pendiente del embalse.

γ_f : Peso específico del agua.

De la ecuación de Chezy:

$$V = C (R_h * S)^{1/2} \dots\dots\dots (4.15).$$

despejando de (4.14) y (4.15) el R_h e igualando:

$$\frac{\sigma}{\gamma_f} = \frac{V^2}{C^2}$$

finalmente:

$$V = C \left(\frac{\sigma}{\gamma_f} \right)^{0.5} \dots \dots \dots (4.16)$$

Ahora a partir de la ecuación (4.16), se obtiene la fuerza de tracción necesaria para producir arrastre en el material que se encuentre depositado en el embalse, esta velocidad debe encontrarse entre los límites previamente calculados para la velocidad de arrastre a vaso lleno y a vaso vacío. Solo en este rango de valores o con velocidades mayores se puede garantizar que existirá movimiento del sedimento en el embalse.

Valores del esfuerzo cortante en diferentes materiales para que se produzca arrastre del sedimento. (Ref.36).

tipo de material.	tamaño en mm.	σ (kg/m ²)
arena fina	0.2-0.4	0.18-0.20
arena fina	0.4-1.0	0.25-0.30
arena fina	> 2.0	0.40
arena gruesa	5.0-15.0	1.25
agregados	40.0-50.0	4.80
limo-grava	10-20 (grueso) y 40-60 (largo)	5.60

4.3.4. Datos del modelo.

Como se comentó al inicio del capítulo el prototipo de la presa Gabidem, se considerará como el modelo para cualquier estudio que se desee realizar en cualquier prototipo en el que se necesite diseñar estructuras de fondo para tratar de dar solución al problema de azolve que éste presente. Se consideró que el sedimento depositado en el embalse, era en su mayoría arena fina.

Esto con la finalidad de trabajar en todos los cálculos que lo requieran con el esfuerzo cortante más crítico (0.18 kg/m^2) capaz de producir arrastre de material (sedimento) bajo una cierta carga determinada.

Características del modelo (purga con carga neta).

$Q_{\text{purga}} = 115 \text{ m}^3/\text{s}$,
Duración = 1.0 hr.
Carga neta (H) = 110m (NAMQ),
Vol. sed./Vol. agua = 1/14,
área al NAMQ = 17970 m^2 ,
Velocidad teórica = 0.0064 m/s.
Velocidad crítica = 0.1578 m/s.
área al NAMIN/2 = 946 m^2 ,
 $\sigma = 0.18 \text{ kg/m}^2$,

Sección transversal.

nota: las dimensiones de la compuertas en el modelo son 2.0 m de ancho (a) por 2.3 m de altura (h). (rectangular).

$$Q = A \cdot V$$

$$V_{th} = \frac{115}{17967}$$

$$V_{th} = 0.0064 \text{ m/s (teórica)}$$

Ahora la velocidad que tiene el sedimento al momento de iniciar el desazolve es :

$$V = C (s/\gamma)^{1/2} ; C = \frac{Rh^{1/6}}{n} \dots \dots \dots (4.17).$$

$$Rh = \frac{Ah}{Ph} = \frac{(B-kY)Y}{b+[2(1+k^2)]^{0.5}Y} \dots \dots \dots (4.18)$$

donde:

- k= 2.55
- Y= 113.0 m
- B= 303.0 m
- b= 15.0 m

y así:

$$Rh = 2.65 \text{ m.}$$

sustituyendo en la ecuación. (4.18):

$$C = \frac{(2.65)^{1/6}}{0.1} ; n = 0.10$$

$$C = 11.76$$

finalmente:

$$V = 11.76 (0.18/1000)^{1/2}$$

$$V = 0.1578 \text{ m/s (vel.critica).}$$

Características del modelo (purga con descarga libre).

Qcarga= 30 m³/s.
Duración= 35 hrs.
Carga neta al NAMIN= 44 m.
area al NAMIN= 1551 m².
Vol. sed./Vol agua= 1/32.
Velocidad teórica= 0.019 m/s.
Velocidad crítica= 0.185 m/s.
 $\sigma = 0.18 \text{ kg/m}^3$.

sección transversal.

y así:

$$Q = V * A$$

$$V_m = \frac{30}{1551}$$

$$V_m = 0.019 \text{ m/s (teórica).}$$

Ahora la velocidad que tiene el sedimento al iniciarse el desazolve.

$$V = C (d/\gamma_f)^{1/2} \cdot c = \frac{Rh^{1/4}}{n}$$

$$R_h = \frac{A_h}{P_h} = \frac{(B - kY)Y}{b + 12(1 + k^2)^{0.5} \cdot Y}$$

donde:

$$\begin{aligned} k &= 2.55 \\ Y &= 22.0 \text{ m} \\ B &= 86.0 \text{ m} \\ b &= 15.0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$R_h = 4.85 \text{ m}$$

ahora:

$$C = \frac{(4.85)^{1/4}}{0.1}$$

$$C = 13.012$$

finalmente:

$$V = 13.012 (0.18/1000)^{1/4}$$

$$V_m = 0.185 \text{ m/s (vel. crítica)}$$

Existen dos métodos para evaluar las dimensiones de los conductos de fondo, así como el gasto y las velocidades del flujo según el criterio que se utilice. El de purga con carga neta y el de purga con descarga libre. Además para cada caso en particular se puede hacer un análisis considerando que se tiene en el prototipo un sedimento similar al del modelo (arena con un diámetro medio entre 0.2 y 0.4 mm.), o considerar en caso contrario material diferente.

Si se tiene el mismo tipo de sedimento en el modelo y el prototipo, se utiliza el criterio de purga con carga neta sobre el conducto de fondo y se obtienen las velocidades teórica (área sección transversal contra gasto) y la crítica (arrastre del material); la mayor de éstas dos velocidades se compara con la velocidad crítica obtenida para el modelo (0.1578 m/s), y si es mayor a esta se puede garantizar que se producirá arrastre del sedimento a través de los conductos de fondo.

Ahora, en el caso de tener un sedimento diferente entre el prototipo y el modelo, se utiliza el criterio de la velocidad de arrastre, obteniéndose para el prototipo el valor de la velocidad crítica tanto para la purga con carga neta como para la purga con descarga libre, se elige en forma similar, la velocidad mayor y se compara con la mayor velocidad crítica que se tiene en el modelo (0.185 m/s) independiente al método que se utilice.

En el caso de que en todos los cálculos las velocidades sean menores a las del modelo, no se puede garantizar que existirá movimiento sobre el sedimento en el prototipo, a partir de lo cual se concluye que la única forma de obtener resultados eficientes es aumentando la carga neta sobre el sedimento lo cual solo se puede lograr aumentando el volumen almacenado en el embalse.

4.3.5. Ejemplos de aplicación.

Se tiene una presa con una cortina de materiales graduados con una altura de 68 m. La cresta del vertedor se encuentra a 62 m sobre

el fondo del embalse y el NAMIN a 32 m bajo el NAMO. Determinar utilizando similitud dinámica las dimensiones de los conductos de fondo así como los gastos de purga en el caso de utilizar purga con carga neta y purga con descarga libre. Considérese en un primer caso, que se tiene el mismo material que en Gebidem y luego que el material tiene un diámetro medio de 3.00 mm.

a). Sedimento similar tanto en modelo como en prototipo.

1. Purga con carga neta.

1.1. Criterio de carga neta sobre conductos (NAMO):

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} = \frac{H_p}{H_m} = \frac{62}{113} = 0.549 = 0.55$$

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = L_e^{5/2} = (0.55)^{5/2}$$

$$Q_e = 0.223 \text{ m}^3/\text{s}$$

ahora:

$$Q_p = Q_e * Q_m$$

sustituyendo:

$$Q_p = 0.223(115)$$

$$Q_p = 25.65 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q_p es el gasto necesario que debe mantenerse durante la purga, para extraer la misma proporción de sedimento con respecto al volumen total que se tiene en el modelo.

de la misma forma:

$$L_e = \frac{a_p}{a_m} = 0.55 ; a_m = 2.0 \text{ m}$$

$$a_p = 1.10 \text{ m.}$$

$$L_e = \frac{h_m}{h_p} = 0.55 ; h_m = 2.30 \text{ m}$$

$$h_p = 1.30 \text{ m.}$$

donde:

a: ancho de compuertas del conducto de fondo.

h: altura de compuertas del conducto de fondo.

A_p : sección transversal del prototipo.

$$A_{\text{mano}} = 3720 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{manin}}/2 = 446.25 \text{ m}^2$$

ahora:

$$V = C (a/yf)^{0.5} ; C = \frac{Rh^{1/6}}{n}$$

$$R_h = \frac{(B - kY)Y}{b + [2(1 + k^2)]^{0.5} Y} ; k = 1.6$$

donde:

$$B = 100 \text{ m}$$

$$Y = 62 \text{ m}$$

$$b = 20 \text{ m}$$

sustituyendo:

$$R_h = 0.031 \text{ m.}$$

luego, para obtener el valor de "C":

$$C = \frac{(0.031)^{1/6}}{0.1} ; n = 0.10$$

$$C = 5.6$$

y así :

$$V = 5.6(0.18/1000)^{1/2}$$

$$V = 0.075 \text{ m/s. (vel. critica).}$$

1.2. Criterio de la velocidad de arrastre.

$$L_e = \frac{V_p}{V_m} = \frac{0.075}{0.1578} = 0.475$$

luego:

$$L_e = \frac{a_p}{a_m} = \frac{h_e}{h_m} = 0.475 ; a_m = 2.0 \text{ m}$$

$$h_m = 2.3 \text{ m}$$

$$ap = 2.0 (0.475)$$

$$ap = 0.950 \text{ m.}$$

$$hp = 2.3 (0.475)$$

$$hp = 1.10 \text{ m.}$$

$$Le^{5/2} = Qe = (0.475)^{5/2} = 0.1555$$

por lo tanto:

$$Qp = 0.1555(115)$$

$$Qp = 17.88 \text{ m}^3/\text{s.}$$

finalmente:

$$Le = \frac{Vp(\text{teórica})}{Vm(\text{teórica})} = 0.475$$

$$Vp = Vm(0.475) ; Vm = 0.0064 \text{ m/s}$$

$$Vp = 0.00304 \text{ m/s}$$

Nótese que las velocidades teórica y crítica halladas para el prototipo son menores que en el modelo, de ahí que no se pueda afirmar con toda certeza que se producira movimiento en el sedimento almacenado; pero se debe utilizar aquel criterio a partir del cual se obtiene la mayor velocidad.

2. Purga con descarga libre.

2.1. Criterio de carga neta sobre conductos.

$Le = 0.224$ (inciso anterior).

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = Le^{0.72} ; Q_m = 30 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_p = (0.224)(30)$$

$$Q_p = 6.73 \text{ m}^3/\text{s}.$$

en forma similar:

$$a_p = 1.10 \text{ m}$$

$$h_m = 1.30 \text{ m}.$$

ahora:

$$V = C (a/\gamma)^{0.5} ; C = \frac{Rh^{1/6}}{n} ; n = 0.10$$

$$Rh = \frac{(39.5 - 1.6(15))^{1.48}}{20 + 12(1 + 1.6^2)^{1.48}}$$

$$Rh = 3.04 \text{ m}.$$

sustituyendo en "C":

$$C = \frac{(3.04)^{1/6}}{0.1} ; n = 0.10$$

$$C = 12.032.$$

y así:

$$V = 12.032(0.18/1000)^{1/2}$$

$$V = 0.1614 \text{ m/s.}$$

2.2. Criterio de velocidad de arrastre.

$$Le = \frac{V_p}{V_m} = \frac{0.1614}{0.1850} = 0.87 \text{ Vm}$$

luego:

$$Le = \frac{a_p}{a_m} = \frac{h_p}{h_m} = 0.87 ; a_m = 2.0 \text{ m.}$$
$$h_m = 2.3 \text{ m.}$$

por lo tanto:

$$a_p = 1.75 \text{ m.}$$

$$h_p = 2.0 \text{ m.}$$

$$Le^{5/2} = (0.87)^{5/2} = 0e$$

$$Q_p = (30)(0.87)^{5/2}$$

$$Q_p = 21.18 \text{ m}^3/\text{s.}$$

finalmente:

$$Le = \frac{V_p(\text{teórica})}{V_m(\text{teórica})} = 0.87$$

$$V_p = (0.87)(V_m)$$

$$V_p = 0.016 \text{ m/s.}$$

Obsérvase un comportamiento de las velocidades similar al caso anterior. Como son menores a las velocidades del modelo no se puede asegurar con toda certeza que se producirá movimiento en el sedimento almacenado en el embalse; pero de igual forma se debe aplicar aquel criterio que produzca una mayor velocidad sobre el sedimento.

b). Sedimento diferente en modelo y prototipo.

Las características geométricas entre el modelo y el prototipo se conservan; el principal cambio respecto al análisis anterior estará dado por las características del sedimento, en función de las cuales se determinaran las nuevas dimensiones de los conductos. La velocidad será el principal parámetro, que determinará si realmente se produce movimiento del sedimento alojado en el fondo del embalse.

1. Purga con carga neta.

1.1. Criterio de la velocidad de arrastre.

$$V_p = C (\sigma/\gamma)^{0.5} ; C = \frac{R_h^{1/6}}{n} ; n = 0.10$$

$$C = 5.6$$

$$V_p = 5.6(0.4/1000)^{0.5}$$

$$V_p = 0.112 \text{ m/s (vel. crítica)}$$

$$L_e = \frac{V_p}{V_{10}} = \frac{0.112}{0.1578} = 0.710$$

$$ap = (0.710)(2.0)$$

$$ap = 1.42 \text{ m.}$$

$$hm = (0.710)(2.3)$$

$$hm = 1.63 \text{ m.}$$

$$Le = \frac{Qp}{Qm} = (0.71)^{2/3} = 0.425$$

$$Qp = (0.710)^{3/2} (115)$$

$$Qp = 48.85 \text{ m}^3/\text{s.}$$

2. Purga con descarga libre.

2.1. Criterio de la velocidad de arrastre.

$$Vp = C (\sigma/\gamma)^{1/3}; C = \frac{Rh^{1/6}}{n}; n = 0.10$$

$$C = 12.032$$

$$Vp = 12.032(0.40/1000)^{1/3}$$

$$Vp = 0.241 \text{ m/s}$$

$$Le = \frac{Vp}{Vm} = \frac{0.241}{0.185} = 1.303$$

y así:

$$ap = (1.303)(2.0)$$

$$ap = 2.6 \text{ m.}$$

$$h_m = (1.303) (2.3)$$

$$h_p = 3.00 \text{ m.}$$

finalmente:

$$L_e^{5/2} = \frac{Q_p}{C_m} = (1.303)^{5/2}$$

$$Q_p = (1.938) (30)$$

$$Q_p = 58.141 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Obsérvese en ésta ocasión, a diferencia del caso anterior, que las velocidades críticas son mayores en el prototipo que en el modelo; por lo tanto ahora si se puede asegurar con toda certeza que en el prototipo ocurrirá movimiento del sedimento que se encuentra almacenado en el fondo del embalse.

5. METODOLOGIA GENERAL DE DISEÑO.

La metodología que a continuación se desarrolla permitirá al ingeniero hidráulico determinar el grado o nivel de factibilidad, para desarrollar un embalse.

El manejo de las corrientes de densidad puede llegar a ser para éste propósito un factor muy importante, ya que pueden contribuir a desalojar sedimento a través de alguna estructura destinada para éste fin.

Al entrar el río al embalse, se mezcla con el agua almacenada y se origina una zona denominada de inmersión; ésta zona será estable si se mantiene el gasto constante, y es el origen de la formación de la corriente de densidad.

Es importante tener claros los conceptos de flujo de dos capas y

flujo con estratificación de densidades. En el primer caso, se tiene una distribución vertical de velocidades, con una discontinuidad conocida como interfase; en el segundo caso, a causa de la estratificación de densidades no existe la interfase.

En el fondo de los embalses, las corrientes de densidad son prácticamente flujos de dos capas, cuyo comportamiento es semejante al flujo en canales abiertos; pero en lugar de tener una superficie libre, tienen una interfase. En la interfase se transfiere energía hasta la parte superior del agua clara, de ahí que el esfuerzo cortante admisible de la interfase, permite analizar el comportamiento de la corriente.

5.1. Corrientes de densidad.

Los estudios teóricos de las corrientes de densidad han permitido simular su formación y desarrollo, logrando simular su comportamiento según las siguientes hipótesis:

- a). Se considerará que el flujo es bidimensional.
- b). El fluido será incompresible.
- c). El material en suspensión no sedimenta mientras el agua que lo transporta esté en movimiento.
- d). Las diferencias de densidad no alterarán la viscosidad del fluido.

El avance del sedimento dentro de un embalse se puede dividir en tres fases. (Fig.5.1). La primera fase corresponde a la formación de la zona de inmersión. La segunda fase corresponde al avance de la corriente de densidad en régimen uniforme, siempre y cuando siga entrando agua (gasto) al embalse; por último la tercera fase empieza al suspenderse la entrada del gasto y finaliza cuando la corriente se detiene.

Las corrientes de densidad se clasifican para su estudio en función del número de Reynolds: si $Re < 500$ se considera como un flujo laminar, y será turbulenta si $Re > 500$. (ref.21).

En base a diferentes estudios sobre corrientes de densidad (ref.22), se determinaron las siguientes características:

- a). El material fino que compone una corriente de densidad tiene un diámetro menor o igual a 0.02 mm.
- b). La velocidad de caída de las partículas es de aproximadamente 0.03 cm/s, y la velocidad de una corriente de densidad es de 5 a 20 cm/s, de ahí que si la corriente se mantiene en movimiento, las partículas se mantendrán en suspensión.
- c). Los tirantes de las corrientes de densidad son por lo general constantes y del orden de 1.0 m.
- d). La posición del punto de inmersión no es variable.

e). En muchos casos se ha visto que la corriente de densidad no se forma con claridad.

Una vez que se forma la corriente de densidad en un embalse, se pueden analizar otros aspectos de éstas, como son la velocidad media, el tirante, longitud de avance, concentración, etc; todo esto, con la finalidad de conocer su comportamiento y finalmente ver si la corriente de densidad puede llegar hasta las estructuras destinadas a evacuarlas como son los conductos de fondo, semifondo y obras de toma.

Si la corriente de densidad, logra llegar hasta la cortina del embalse, se puede determinar el volumen de sedimento factible de extraer, según la posición de la corriente de densidad con respecto a la estructura de desfoque.

5.1. Fases de la corriente de densidad.

5.1.1.1. PRIMERA FASE. (Formación de la zona de inmersión).

Al entrar un río a un embalse el agua se mezcla con la almacenada, se produce un rápido avance del sedimento en suspensión hasta una cierta distancia (punto de inmersión), y a partir de este punto, aparece una corriente de densidad en el fondo y continua viajando, en ésta forma a través del fondo del embalse. (Fig.5.2).

1. Cálculo de la longitud de avance del frente de la corriente en la zona de inmersión.

La ecuación que permite determinar el avance del frente del sedimento es:

$$L = \alpha t^{1/2} \dots\dots\dots (5.1).$$

$$\alpha = \left[\frac{2 Q}{b S_0 M} \right]^{1/2} \dots\dots\dots (5.2).$$

donde:

- L: Longitud de avance (m).
- Q: Gasto medio de entrada (m³/s).
- b: Ancho del canal (m).
- S₀: Pendiente del fondo del canal (%).
- t: Tiempo (s).
- M: Mezclado.

2. Velocidad de la corriente.

$$V = 1/2 \alpha t^{-1/2} \dots\dots\dots (5.3).$$

3. Tiempo en que aparece la corriente de densidad.

$$t_c = \frac{(MY)^2 b}{2 Q S_0 M} \dots\dots\dots (5.4)$$

donde:

$$(MY) = 0.75 Q_p^{2/3} \dots\dots (5.4.a)$$

La ecuación 5.1 permite calcular la longitud del frente de avance de la corriente, hasta que alcanza el tiempo indicado por la ecuación 5.4, ya que a partir de este momento se inicia la segunda fase. La ecuación 5.4.a permite obtener en función del gasto del

prototipo, el valor del mezclado asociado al tirante en el momento que aparece la corriente de densidad.

Además se tienen las siguientes relaciones para calcular el mezclado promedio del flujo (M):

$$M = 0.0108/S_p \dots \dots \dots (5.4.b)$$

en donde :

$$S_p > 0.0108$$

entonces:

$$M = 1.0$$

$$M = \frac{C}{C_0} \dots \dots \dots (5.4.c)$$

En el caso de tener una pendiente promedio en el embalse mayor a 0.0108 con un mezclado igual a la unidad, el valor que rige para obtener el mezclado es el correspondiente a la ecuación 5.4.b, siempre y cuando sea en las dos primeras fases ya que la concentración no tiene variaciones importantes entre sí; pero si la corriente se encuentra en la tercera fase, se debe utilizar la ecuación 5.4.c.

5.1.1.2.SEGUNDA FASE. (Formación de la corriente de densidad).

En esta etapa una vez que aparece la cabeza de la corriente, ésta avanza por el fondo con una velocidad constante hasta el momento en que se suspenda el gasto de entrada.

1. Cálculo de la longitud de avance del frente de la corriente.

$$L = \frac{1}{n} \left[\frac{b Y}{2b + 2Y} \right]^{2/3} \left[\frac{W_2 - W}{W_2} \right]^{1/2} S_0^{1/2} t \dots \dots (5.5).$$

para: $t_c < t < t_s$.

donde:

L: longitud de avance.

t_c : tiempo en que aparece la corriente de densidad.

t_s : Tiempo en que se corta el gasto.

W_2 : peso específico de la mezcla agua-sedimento.

n: coeficiente de rugosidad de Manning.

W: peso específico del agua.

Nota: El perímetro mojado incluye a la superficie de la interfase de la corriente de densidad.

3. Tirante en el frente de avance.

En éste caso es necesario realizar el siguiente análisis:

De la ecuación (5.5).

$$L = \frac{1}{n} \left[\frac{b Y}{2b + 2Y} \right]^{2/3} \left[\frac{W_2 - W}{W_2} \right]^{1/2} S_0^{1/2} t$$

haciendo: $L = X$

$$\frac{X}{t} = \frac{1}{n} \left[\frac{b \cdot Y}{2b + 2Y} \right]^{2/3} \left[\frac{W_2 - W_1}{W_2} \right]^{1/3} S_0^{1/2}, \dots (5.7)$$

Además, el radio hidráulico de un canal rectangular:

$$R = \frac{A}{P}$$

donde:

A: área hidráulica (m²).

P: perímetro mojado (m).

y así en éste caso:

$$R = \frac{b \cdot Y}{2b + 2Y}$$

Se sabe en general, que en los ríos el tirante es pequeño con respecto al ancho del mismo. Se propone con para fines prácticos un valor de Y/2 para el radio hidráulico de una corriente.

Sea Y un tirante pequeño:

$$R = \frac{b \cdot Y}{2b + 2Y}$$

$$R = \frac{Y}{2} \dots \dots \dots (5.8).$$

(5.8) en (5.7)

$$V = \frac{1}{n} \left[\frac{Y}{2} \right]^{2/3} \left[\frac{W_2 - W_1}{W_2} \right]^{1/3} S_0^{1/2}, \dots \dots \dots (5.9).$$

despejando Y/2

$$\frac{Y}{2} = \left[\frac{V n}{\frac{W_2 - W}{\left(\frac{W_2 - W}{W_2}\right)^{1/2} S_0^{1/2}}} \right]^{3/2}$$

finalmente:

$$Y = 2 \left[\frac{V n}{\frac{W_2 - W}{\left(\frac{W_2 - W}{W_2}\right)^{1/2} S_0^{1/2}}} \right]^{3/2} \dots (5.10)$$

En el caso de no tener un tirante con las características antes indicadas, será necesario utilizar valores exactos de ancho-tirante en el río para la ecuación 4.6 despejar "Y" y dar solución a la ecuación por medio de tanteos.

El peso específico de la mezcla es un factor muy importante para los cálculos en la tercera etapa, y para su determinación se puede hacer como sigue:

$$W_2 = \gamma_2 = \gamma_s$$

$$\gamma_s = \gamma_a + C_s \left(1 - \frac{\gamma_a}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (5.10.a)$$

donde:

Cs: concentración. (gr/l).

γa: peso específico del agua. (kg/m³)

γs: peso específico del sedimento. (kg/m³)

En la segunda fase, la concentración se mantiene constante a lo largo de toda la fase; pero para la tercera fase la concentración varía para cada intervalo de tiempo.

5.1.1.3. TERCERA FASE. (Etapa de recesión).

Se conoce esta fase con el nombre de etapa de recesión ya que al suspenderse el gasto de entrada, la corriente de densidad se frena poco a poco por existir una disminución en la concentración de la mezcla agua-sedimento.

1. Cálculo de la longitud de avance del frente de la corriente.

$$L = \frac{1}{n} R^{2/3} \left[\frac{W}{W} \right]^{1/2} S_0^{1/2} t ; R = Y/2 \dots \dots (5.11)$$

2. Velocidad de la corriente.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \left[\frac{W_2 - W}{W} \right]^{1/2} S_0^{1/2} ; R = Y/2 \dots \dots (5.12)$$

3. El tirante en el frente de avance.

$$Y = 2 \left[\frac{V n}{\left(\frac{W_2 - W}{W} \right)^{1/2} S_0^{1/2}} \right]^{3/2} \dots \dots \dots (5.13)$$

En ésta fase a diferencia de las anteriores, existe una variación en la concentración de la mezcla agua-sedimento, la cual se debe considerar para determinar la velocidad y la longitud de avance de la corriente de densidad.

Para hallar el valor de las concentraciones en esta fase para los diferentes t se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$C_{i+1} _X_{i+1} = \frac{(Q _t)_{i+1} C_o}{bY} + (C_1 - C_{i+1}) E _X_{i+1} \dots (A)$$

$$C_{i+1} _X_{i+1} = \frac{(Q _t)_{i+1} C_o}{bY} + PC_1 E _X_{i+1} - C_{i+1} E _X_{i+1} \dots (B)$$

donde:

$C_{i+1} _X_{i+1}$: valor de la concentración para $_X_{i+1}$

$_X_{i+1}$: longitud de avance de la corriente en el tiempo $t + _t$.

Q : gasto de entrada al embalse.

C_o : concentración del río.

b : ancho del canal (río).

Y : tirante en el río.

P : factor de decaimiento.

C_1 : concentración en el tiempo t .

$_X_i$: desplazamiento de la corriente de densidad en el tiempo $t + _t$.

Se caracteriza ésta fase porque el gasto tiene un valor nulo. Las ecuaciones (A) y (B) quedan entonces,

$$C_{i+1} _X_{i+1} = (C_1 - C_{i+1}) E _X_{i+1} \dots (A)$$

$$C_{i+1} _X_{i+1} = PC_1 E _X_{i+1} - C_{i+1} E _X_{i+1} \dots (B)$$

resolviendo en forma simultanea:

$$2C_{i+1} \bar{X}_{i+1} = C_i \bar{E}_{X_i} - C_{i+1} \bar{E}_{X_i} + PC_{i+1} \bar{E}_{X_i} - C_{i+1} \bar{E}_{X_i}$$

$$2C_{i+1} \bar{X}_{i+1} = C_i \bar{E}_{X_i} + PC_{i+1} \bar{E}_{X_i} - C_{i+1} \bar{E}_{X_i}$$

quedando finalmente:

$$C_{i+1} = \frac{C_i \bar{E}_{X_i} + PC_{i+1} \bar{E}_{X_i}}{2(\bar{X}_{i+1} - \bar{E}_{X_i})} \dots \dots \dots (5.14)$$

donde P varia entre 0.5 y 1.0.

P = 0.8 (recomendable).

La ecuación 5.14 permite conocer la concentración C_{i+1} para la longitud de avance \bar{X}_{i+1} . Posteriormente con cada valor de la concentración se calcula la velocidad y la longitud de avance de la corriente de densidad.

Por último los resultados de cada etapa se pueden agrupar de la siguiente manera para obtener los resultados finales:

1. Velocidad media de la corriente de densidad.

$$V = \frac{V_1 + V_2 \dots \dots V_n}{n} \dots \dots \dots (5.15)$$

2. Longitud total de avance de la corriente de densidad,

$$L_t = L_{f1} + L_{f2} + \dots + L_{fn} \dots \dots \dots (5.16)$$

donde:

L_{f1}: longitud de avance de la corriente en la primera etapa.

L_{f2}: longitud de avance de la corriente en la segunda etapa.

3. Tirante al final de una determinada fase.

$$Y = Y_{f1} \dots \dots \dots (5.17)$$

donde:

Y_{f1}: tirante de la corriente en la etapa 1.

Una vez desarrollado éste análisis, se determina en función del gasto que pasa a través de la estructura a utilizar para desazolve, la cantidad de sedimento factible de extraer por medio de ella.

5.2. Extracción de sedimento a través de un conducto.

La estratificación de densidades en un embalse, es un factor que ha necesitado de muchas investigaciones y pruebas en modelos y prototipos para lograr determinar parámetros y propiedades que determinen su formación y desarrollo.

En los estudios realizados (ref.24 y 35), se presentan diferencias

Importantes respecto a la estratificación de densidades: en algunos casos este se considera totalmente lineal a través de la sección transversal del flujo (fig.5.3.1); pero en ocasiones se ha considerado que la estratificación aumenta proporcionalmente con la profundidad en el embalse (fig.5.3.2).

Para éste estudio en particular se optó por considerar para fines prácticos que el flujo presenta una estratificación constante en toda su sección transversal independiente a la profundidad que se tenga en el embalse.

En el año 1946 Craya inició al estudio de la estratificación de densidades y determina algunas relaciones que permiten conocer el gasto que se puede extraer por un conducto, en función del gasto de salida y de la posición del ducto con respecto a la interfase del sedimento en suspensión.

El criterio propuesto por Wood (ref.24), fue comprobado por Gregory A. Lawrence en un laboratorio de la universidad al Oeste de Australia en el año 1980 y a partir de esto, determinó una metodología factible de aplicar a cualquier embalse.

El flujo se considera bidimensional y está dividido por una interfase en dos partes, una sección superior conocida como ipolimnión y una capa inferior llamada epilimnión. La estructura a utilizar para el desazolve se puede hallar en cualquier de las dos capas; pero el factor que determina la eficiencia de la estructura es la distancia desde su centro de gravedad hasta la interfase.

El número de Froude permite determinar si el flujo tiene un régimen rápido o lento; pero éste tendrá como valor límite, a diferencia de estudios anteriores (ref.25), un valor de 2.54.

$$Frc = 2.54 = \frac{Qc}{(g' d^3)^{1/2}} \dots\dots\dots (5.18)$$

donde:

Frc: número de Froude crítico.

Qc: gasto crítico. (m³/s).

g': gravedad densimétrica. (m/s²).

d: distancia entre el centro de gravedad de la estructura para desfogar y la interfase del flujo (agua-sedimento) (m).

Ahora para determinar el número de Froude de la corriente que llega a la cortina:

$$Fr = \frac{Q}{(g' d^3)^{1/2}} \dots\dots\dots (5.19)$$

donde:

Q: gasto total que sale por la estructura de desazolve. (m³/s).

d: distancia vertical entre la interfase y el centro de gravedad de la estructura a utilizar para el desazolve. (m).

g': gravedad densimétrica. (m/s²).

$$g' = g \left(\frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_s} \right) = \left(\frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (5.20)$$

donde:

$$\frac{\gamma_s}{g} = \rho_s \dots \dots \dots (5.21)$$

ρ_s : peso específico del sedimento (Kg./m³)

ρ_a : peso específico del agua (Kg./m³)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

Ahora:

$$\gamma_s = \gamma_a + C_s \left(1 - \frac{\gamma_a}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (5.22)$$

donde:

γ_s : Peso volumétrico del sedimento (Kg/m³)

γ_a : Peso volumétrico del agua (Kg/m³)

C_s : concentración de sedimento (gr/l)

La posición de la interfase, con respecto a la de la estructura, permitirá determinar el gasto proveniente de cada una de las capas de estratificación. En las figuras 5.4 y 5.5 se puede analizar este concepto.

Nótese en ambos casos la posición de la estructura para desazolve con respecto a la interfase. A partir de estas condiciones geométricas se puede determinar el volumen que proviene de cada

capa con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{Q1}{Qt} \dots \dots \dots (5.23)$$

donde:

S: coeficiente adimensional.

Q1: gasto de flujo del epilimnión.

Qt: gasto total de salida por el ducto

ademas :

$$Qt = Q1 + Q2 \dots \dots \dots (5.24)$$

$$Qt - Q1 = Q2 \dots \dots \dots (5.25)$$

Q2: gasto de flujo del epilimnión.

Para utilizar la gráfica de Wood (fig.5.6), es necesario conocer el número de Froude y la posición de la estructura a utilizar para el desazolve con respecto a la interfase del flujo: de tal forma que si ésta se encuentra por abajo de la interfase se utiliza la parte superior de la gráfica (con el número de Fr respectivo) y se lee en el eje vertical el porcentaje proveniente de cada capa del gasto total de extracción.

En caso contrario con el conducto por arriba de la interfase se entra de igual forma con el número de Froude; pero ahora en la gráfica inferior, y se lee en la escala vertical del mismo modo

que el caso anterior el porcentaje de flujo proveniente de cada capa.

Con la finalidad de lograr una aplicación más práctica de la gráfica de Wood, se propone una gráfica adicional (fig.5.7) que permite con solo conocer la distancia "d", la concentración del sedimento y el gasto que pasa a través de la estructura para desazolve, el gasto proveniente de cada una de la capas en que se encuentra estratificada el agua almacenada.

La figura 5.7 permite independiente a la concentración que se tenga, conocer valores aproximados del gasto proveniente de cada una de las capas separadas por la interfase y como se dijo anteriormente, es necesario conocer el gasto de entrada a la estructura para desazolve, así como la posición del centro de gravedad de ésta con respecto a la interfase.

El uso de la figura 5.7 es semejante al de la gráfica de Wood; según la posición de la estructura para desazolve con respecto a la interfase, se lee en la gráfica superior o inferior según las características del embalse que se éste estudiando. A diferencia de la figura 5.5, ésta tiene en el eje horizontal el valor de "d" y en el eje vertical el porcentaje de flujo proveniente de cada capa del gasto total de extracción.

Nota: La figura 5.7 se aplicará en los ejemplos del capítulo seis.

6. EJEMPLOS DE APLICACION.

En este capítulo, se presentan ejemplos de cálculo que de acuerdo a las características del vaso y del comportamiento de las corrientes de densidad, será posible determinar la cantidad de sedimento que se puede desalojar por una obra de tosa o una estructura destinada a la extracción de azolve.

Para este análisis se utilizará la metodología de diseño desarrollada en el capítulo cinco; sin embargo es importante aclarar que sería conveniente realizar mediciones en campo para lograr así analizar los resultados obtenidos a nivel teórico como práctico.

Además de aplicarse la metodología de diseño para sedimento fino se presenta un cálculo para sedimento grueso, el cual estará apoyado en el estudio desarrollado en el capítulo cuatro y que de

igual forma pretende ayudar al problema de desazolve de un vaso.

Ejemplo No 1.

Considérese un embalse donde el flujo puede considerarse de características bidimensionales, el área del embalse es aproximadamente 550 ha y tiene forma encañonada. La avenida máxima es de $83.25 \text{ m}^3/\text{s}$.

La capacidad de almacenamiento al NAME es de $10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, su longitud es de 24 Km y su pendiente media es de 0.0001. La duración de la avenida es de 3.5 hr y la concentración media del flujo es de 5 gr/l.

Determinar la longitud de avance de la corriente de densidad, y en el caso de no llegar a la cortina explicar el fenómeno sucedido.

sección transversal
(cortina).

Desarrollo:

Se realiza el análisis para las fases de la corriente de densidad, en cada una se determina la velocidad, la longitud de avance de la corriente de densidad y la longitud a la que se forma el punto de inmersión.

1. Primera fase:

1.1.coeficiente de mezclado (M):

$S_{embalse} = 0.0001$

$S_{minima} = 0.0108$

como $S_{embalse} < S_{minima}$

por lo tanto:

$$M = 1.0$$

1.2.coeficiente de mezclado-tirante (MY):

$$M Y = 0.75 Q_p^{2/3}$$

reemplazando valores:

$$M Y = 0.75 (83.25)^{2/3}$$

$$M Y = 4.4$$

1.3. tiempo en que se forma la zona de inmersión (t_c):

$$t_c = \frac{(M Y)^2 b}{2.0 S_o M}$$

reemplazando valores:

$$t_c = \frac{(4.4)^2 (54)}{2(83.25)(0.0001)(1.0)}$$

$$t_c = 62720.49 \text{ s}$$

$$t_c = 17.42 \text{ Hr}$$

Nótese que en éste caso, el tiempo necesario para que se forme el punto de inmersión es de 17.42 hr, que es mayor que el tiempo de la avenida; por ésta razón la corriente de densidad no se alcanza a formar. En este caso el desalojo de sedimento ya sea por un conducto de fondo o una obra de toma es imposible, ya que el sedimento no es transportado por una corriente a través del embalse.

Ejemplo No.2.

Se tiene una presa con un altura de cortina de 24.20 m, la capacidad de almacenamiento del embalse es de $54.5 \times 10^6 \text{ m}^3$, la pendiente media del embalse es de 0.0061 y la longitud de éste así como el gasto de la avenida, son de 3970 m y $724.65 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente.

Si el ancho del río es de 480 m aproximadamente y el tiempo de duración de la avenida es de 2.0 horas, determinar la longitud de avance de la corriente de densidad en caso de llegar a formarse.

Además, determinar la cantidad de sedimento extraído en el caso de tener una obra de toma localizada en la cortina, exactamente a 6 metros arriba del fondo del embalse y como segunda opción un conducto de fondo a 0.3 m del fondo del embalse.

Desarrollo:

1. Primera fase.

1.1 Coeficiente de mezclado (M):

$$S_{embalse} = 0.0061$$

$$S_{minima} = 0.0108$$

como $S_{embalse} < S_{minima}$.

$$M = 1.0$$

1.2 Coeficiente de mezclado-tirante (MY):

$$M Y = 0.75 Q_p^{2/5}$$

$$M Y = 0.75 (724.65)^{2/5}$$

$$M Y = 10.450$$

1.3. Tiempo en que se forma la zona de inmersión (t_c):

$$t_c = \frac{(M \cdot Y)^2}{2 \cdot Q \cdot S_o \cdot M}$$

reemplazando valores:

$$t_c = \frac{(10.45)^2 \cdot (480)}{2 \cdot (724.65) \cdot (0.0061) \cdot (1.0)}$$

$$t_c = 5928.956 \text{ s}$$

$$t_c = 1.647 \text{ Hr.}$$

1.4. Tirante en el embalse.

$$M_y = 10.45$$

Como

$$M = 1.0$$

entonces:

$$Y = 10.45 \text{ m}$$

1.5 Velocidad del sedimento:

$$V = \frac{1}{2} \left[\frac{2 \cdot Q}{b \cdot S_o \cdot M} \right]^{1/2} t_c^{-1/2}$$

reemplazando valores:

$$V = \frac{1}{2} \left[\frac{2 \cdot (724.65)}{b \cdot S_o \cdot M} \right]^{1/2} (5928.956)^{-1/2}$$

$$V = 0.1445 \text{ m/s}$$

1.6 Longitud del punto de inmersión:

$$L = \left[\frac{2 Q}{b S_0 M} \right]^{1/2} t_c^{1/2}$$

reemplazando valores:

$$L = \left[\frac{2(724.65)}{480(0.0061)(1.0)} \right]^{1/2} (5928.96)^{1/2}$$

$$L = 1713.10 \text{ m.}$$

En éste caso se puede observar, que el punto de inmersión se establece a los 1713.10 m, distancia a partir de la cual se forma la corriente de densidad.

2. Segunda fase.

Para el análisis de la corriente de densidad se sabe que el peso volumétrico del sedimento es 2700 kg/m³ y la concentración es de 5 gr/l.

2.1 Peso volumétrico del sedimento.

$$W_2 = W_s = \gamma_a + C_s \left(1 - \frac{\gamma_a}{\gamma_s} \right)$$

reemplazando valores:

$$W2 = 1000 + 5 \left(1 - \frac{1000}{2700} \right)$$

y así:

$$W2 = 1003.148 \text{ kg/m}^3.$$

2.2 Velocidad de la corriente.

La velocidad del sedimento en la segunda fase es constante hasta el instante en que termine la avenida, momento a partir del cual el gasto es cero.

$$V2 = V1$$

por lo tanto:

$$V2 = 0.1445 \text{ m/s}$$

2.3 Tirante de la corriente de densidad.

Se utilizó en este caso un coeficiente de fricción de Manning igual a 0.035 (ref.29).

$$Y = 21 \left[\frac{n V^{3/2}}{W2 - W} \right] \left(\frac{W2 - W}{W2} \right)^{1/2} S_0^{1/2}$$

y así:

$$Y = 2 \left[\frac{(0.035)(0.1445)}{1003.148 - 1000} \right]^{2/3} \left[\frac{(0.0061)^{1/2}}{1003.148} \right]^{1/2} (0.0061)^{1/2}$$

$$Y = 2.4855 \text{ m}$$

2.4 Longitud de Avance.

Como la velocidad es constante en esta fase a través del tiempo, Se puede utilizar como t la diferencia entre el instante en que se termina el gasto y el momento en que se forma la corriente de densidad.

$$t_c = 5928.956 \text{ s}$$

$$t_{\text{avenida}} = 2.0 \text{ Hr} = 7200 \text{ s.}$$

$$t = 7200 - 5928.956$$

$$t = 1271 \text{ s}$$

por lo tanto:

$$L = \frac{1}{n} \left[\frac{Y}{2} \right]^{2/3} \left[\frac{W_2 - W}{W_2} S_0 \right]^{1/2} t$$

y así :

$$L = \frac{1}{0.035} \left[\frac{2.4855}{2} \right]^{2/3} \left[\frac{1003.148 - 1000}{1003.148} (0.0061)^{1/2} \right] (1271)$$

$$L = 183.80 \text{ m}$$

En el momento que el grito de la avenida termine la corriente de densidad ha logrado avanzar 183.80 m más a través del embalse. En este punto la longitud de avance de la corriente es la suma del desplazamiento de las dos primeras fases.

1ra fase: 1713.101 m

2da fase: 183.80 m

longitud del embalse: 3970 m

Se deduce de lo anterior, que la corriente de densidad aún no llega a la cortina.

3. Tercera fase.

En ésta fase es necesario realizar un proceso iterativo, que permita determinar la variación en la concentración de la mezcla agua-sedimento; como la velocidad ya no es constante a través del tiempo, se determinará un t en segundos para el cual se determinará la velocidad, desplazamiento y las concentraciones del sedimento.

Es importante comentar, que en el momento en que la corriente de densidad tenga una concentración cercana al 10% de la de la entrada, en ese momento se suspenderá el cálculo ya que el transporte de sedimento no es significativo.

3.1 Procedimiento General.

Se escoge un $t = 0.5 \text{ h} = 1800 \text{ s}$; así mismo se obtiene la tabla 6.1 en la cual se presentan los valores obtenidos para cada t en función de las relaciones indicadas a continuación:

$$W_{i+1} = y_a + C_{i+1} \left(1 - \frac{y_a}{y_b}\right) \dots \dots \dots (6.1)$$

$$X_{i+1} = \frac{1}{n} [Y/2]^{2/3} \left[\frac{W_2 - W}{W_2} \right]^{1/2} S_0^{1/2} t_i \dots \dots \dots (6.2)$$

$$V_i = \frac{1}{n} [Y/2]^{2/3} \left[\frac{W_2 - W}{W_2} \right]^{1/2} S_0^{1/2} \dots \dots \dots (6.3)$$

$$C_{i+1} = \frac{C_1 \sum_0^i X_i + PC_1 \sum_0^i V_i}{2(X_{i+1} + X_i)} \dots \dots \dots (6.4)$$

Para el primer $t = 1800 \text{ s}$, se determinan los parámetros de la siguiente forma:

3.1. peso específico de la mezcla.

$$W_2 = 1000 + (5) \left(1 - \frac{1800}{2700}\right) = 1003.148 \text{ kg/m}^3.$$

3.2. longitud de avance.

$$X_{i+1} = \frac{1}{0.0035} \left[\frac{2.473}{2} \right]^{2/3} \left[\frac{1003.48 - 1000}{1003.148} \right]^{1/2} (0.0061)^{3/2}$$

$$X_i = 518.817 \text{ m}$$

3.3. velocidad media.

$$V_i = \frac{1}{0.035} \left[\frac{2.473}{2} \right]^{2/3} \left[\frac{1003.148 - 1000}{1003.148} \right]^{1/2} (0.0061)^{1/2}$$

$$V_i = 0.1441 \text{ m/s}$$

3.4. concentración.

$$C_{i+1} = \frac{(5)(1896.9) + (0.9)(5)(1896.9)}{2(518.817 + 1896.9)}$$

$$C_{i+1} = 3.5335 \text{ gr/l}$$

Desarrollando en forma iterativa el proceso anterior para todos los t respectivos, se conocera para cada intervalo las características de la corriente. Los resultados obtenidos se pueden ver en la tabla 6.1. La última columna corresponde a la longitud de avance de la corriente de densidad en ésta etapa (tercera fase).

No. t	W (kg/m ³)	x _{n+1} (m)	v (m/s)	C _{n+1} (gr/l)	Lon. total (m)
1	1003.148	518.817	0.1441	3.5335	2415.72
2	1002.22	436.347	0.1212	2.6936	2852.07
3	1001.17	381.080	0.1059	2.1385	3233.15
4	1001.35	364.02	0.1011	1.7299	3597.17
5	1001.09	305.48	0.0849	1.4225	3902.65
6	1000.89	277.04	0.0770	1.1954	4179.69

Tabla 6.1.

Nótese a diferencia del caso anterior, que la corriente de densidad si alcanza a llegar a la cortina de la presa.

Cuando el peso específico y la concentración de la corriente son muy similares respecto al agua embalsada, se dificulta su formación de ahí que en ocasiones estas no se formen con mucha claridad en algunos embalses.

Pasando al segundo inciso del problema, se pide determinar la cantidad de sedimento factible de extraer por una obra de toma localizada 6.0 m arriba del fondo del embalse.

En la figura 6.1 se puede ver en forma clara la posición del sedimento con respecto a la obra de toma.

$$d = 6.0 - 2.473 = 3.527 = 3.5 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = 4.0 \text{ m}^2/\text{s}$$

Diámetro del túnel = 1.5 m

Utilizando la figura 5.7 (gráfica superior), se entra al eje horizontal con el valor respectivo de "d" y se interpola linealmente el valor del gasto indicado, posteriormente se lee en el eje vertical el valor de δ y con éste se obtiene lo siguiente:

$$\delta = \frac{Q_1}{Q_t} = 54 \%$$

$$Q_2 = Q_{\text{sedimento}} = 46 \%$$

Con el $Q_{\text{máx}} = 4.0 \text{ m}^3/\text{s}$ el 46% está formado por sedimento en suspensión con una concentración de 1.1954 gr/l al momento de llegar a la cortina la corriente de densidad.

Si el gasto de salida ($4.0 \text{ m}^3/\text{s}$) mantiene constante durante un día, el volumen de agua que pasa a través de la obra de tomas es de 345600 m^3 de los cuales si se toma una concentración de la mezcla de 1.2 gr/l, se extraera un total de 190.77 toneladas de sedimento.

Se pide además en el caso de tenerse un conducto de fondo a 0.5 m arriba del fondo del embalse, determinar la cantidad de sedimento que se puede extraer a través de él.

diámetro del conducto 1.5 m.

$Q_{\text{máx}}$ de salida = $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$

En la figura 6.2 se puede ver la posición del sedimento con respecto al conducto de fondo.

$$d = 2.473 - 0.5 = 1.973 = 1.97 \text{ m.}$$

utilizando la curva correspondiente (inferior) de la figura 5.7:

$$S = \frac{Q1}{Qt} = 0.0 \%$$

lo cual indica que el 100% del flujo que se desaloje por el conducto de fondo corresponde a la corriente de densidad.

$$Q2 = Qt - Q1 = 100 \% - 0 = 100 \%$$

finalmente para el gasto de salida de $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$, se extrae en cada hora, un volumen de agua de 10800 m^3 , de los cuales para una concentración de 1.2 gr/l , se extraen 12.096 toneladas de sedimento.

Ejemplo No.3.

Dadas las características del siguiente embalse, determinar la longitud de avance de la corriente de densidad, así como el volumen de sedimento que se puede extraer por un conducto de fondo localizado 1.0 m arriba del fondo del embalse.

El área de la cuenca es de 3923 Km², la capacidad de almacenamiento del vaso es $349 \cdot 10^6$ m³. La cortina es de concreto con una altura de 85.0 m y una longitud de 425 m. El gasto de la avenida es de 534.75 m³/s y el tiempo de duración de la avenida es de 8.0 hr. La pendiente media del embalse es de 0.0061 y la longitud total del vaso de almacenamiento es de 13935 m. La corriente principal que desemboca al embalse tiene un ancho promedio de 355 m.

sección transversal
(cortina).

Desarrollo:

1. Primera fase.

1.1. coeficiente de mezclado (M):

como Sembales < 0.0108

$$M = 1.0$$

1.2. coeficiente de mezclado-tirante (MY):

$$MY = 0.75 Qp^{2/3} = 0.75 (534.75)$$

$$MY = 9.254$$

1.3. tiempo en que se forma la zona de inmersión.

$$t_c = \frac{(MY)^2 b}{2 Q So M}$$

$$t_c = \frac{(9.254)^2 (335)}{2 (534.75) (0.0061) (1.0)}$$

$$t_c = 4659.731 \text{ s}$$

1.4. tirante en el embalse.

$$MY = 9.254 \quad ; \quad M = 1.0$$

$$Y = 9.254 \text{ m}$$

1.5. velocidad del sedimento:

$$V = \frac{1}{2} \left(\frac{2 Q}{b So M} \right)^{1/2} t_c^{-1/2}$$

$$V = \frac{1}{2} \frac{2(534.75)}{355(0.0061)(1.0)} \left[\frac{2(534.75)}{355(0.0061)(1.0)} \right]^{1/2} (4659.731)^{-1/2}$$

$$V = 0.163 \text{ m/s}$$

1.6. longitud del punto de inmersión.

$$L = \left[\frac{2Q}{b S_0 M} \right]^{1/2} t_c^{1/2}$$

$$L = \left[\frac{2Q}{355(0.0061)(1.0)} \right]^{1/2} (4659.731)^{1/2}$$

$$L = 1517.731 \text{ m}$$

2. Segunda fase.

La velocidad es constante en toda ésta etapa así como la concentración del sedimento, ya que el gasto de la avenida se mantiene constante a través del tiempo. El periodo de tiempo de ésta etapa, está comprendido entre el momento en que se origina la corriente de densidad y el instante en que finaliza la avenida.

2.1. Peso volumétrico del sedimento.

$$W_2 = W_s = y_a + C_s \left(1 - \frac{y_a}{y_s} \right)$$

$$W2 = 1000 + 5 \left(1 - \frac{1000}{2700} \right)$$

$$W2 = 1003.148 \text{ Kg/m}^3$$

2.2. velocidad de la corriente.

$$V2 = V1$$

$$V2 = 0.163 \text{ m/s}$$

2.3. tirante de la corriente de densidad.

$$Y = 2 \left[\frac{n V}{W2 - W} \right]^{2/3} \left(\frac{W}{W2} \right)^{1/2} S_0^{1/2}$$

$$Y = 2 \left[\frac{(0.035)(0.163)}{1003.148 - 1000} \right]^{2/3} \left(\frac{1000}{1003.148} \right)^{1/2} (0.0061)^{1/2}$$

$$Y = 2.978 \text{ m.}$$

2.4. longitud de avance.

$$t_c = 4659.731 \text{ s}$$

$$t_{avenida} = 28800 \text{ s}$$

$$t = 28800 - 4659.731$$

$$t = 24140.27 \text{ s}$$

$$L = \frac{1}{n} \frac{Y}{2} \left[\frac{Y}{2} \right]^{2/3} \left[\frac{W2 - W}{W2} \right]^{1/2} t$$

sustituyendo valores:

$$L = \frac{1}{0.025} \left[\frac{2.978}{2} \right]^{2/3} \left[\frac{1003.148 - 1000}{1003.148} \right]^{1/3} (24140.27)$$

$$L = 3940 \text{ m}$$

Hasta este momento, la longitud de avance de la corriente es de 5457.022 m; longitud inferior a la dimensión total del embalse, se deduce entonces que la corriente aun no alcanza la cortina.

3. Tercera fase.

$$t = 3600 \text{ s}$$

$$C = 5 \text{ g/l}$$

$$\sum_{i=0}^i X_i = 1517.022 + 3940 = 5457.022 \text{ m}$$

3.1. Peso específico del flujo.

$$W2 = \gamma_a + C_{i+1} \left(1 - \frac{\gamma_a}{\gamma_s} \right)$$

3.2. Longitud de avance (X_{i+1})

$$X_{i+1} = \frac{1}{n} \frac{Y}{2} \left[\frac{W2 - W}{W2} \right]^{2/3} \left[\frac{W2 - W}{W2} \right]^{1/3} 30^{1/2} t_i$$

$$X_{i+1} = \frac{1}{0.0035} \left[\frac{2.978}{2} \right]^{2/3} \left[\frac{1003.148 - 1000}{1003.148} \right]^{1/3} (0.0061)^{1/2} (3600)$$

$$X_{i+1} = 587.6 \text{ m}$$

3.3. velocidad de la corriente.

$$V_i = \frac{1}{n} \left[\frac{Y}{2} \right]^{2/3} \left[\frac{W_2 - W}{W_2} \right]^{1/3} S_0^{1/2}$$

$$V_i = \frac{1}{0.0035} \left[\frac{2.978}{2} \right]^{2/3} \left[\frac{1003.148 - 1000}{1003.148} \right]^{1/3} (0.0061)^{1/2}$$

$$V_i = 0.163 \text{ m/s}$$

3.4. concentración del flujo.

$$C_{i+1} = \frac{C_1 \sum_0^i X_i + PC_1 \sum_0^i X_i}{2(X_{i+1} + \sum_0^i X_i)}$$

$$C_{i+1} = \frac{5(5457.022) + (0.8)(5)(5457.022)}{2(587.6 + 5457.022)}$$

$$C_{i+1} = 4.063 \text{ gr/l}$$

Procediendo en forma similar, se presentan en la tabla 6.2 los resultados obtenidos:

No. _t	ρ (kg/m ³)	x_{i+1} (m)	V (m/s)	C_{i+1} (gr/l)	Lg. total (m)
1	1003.14	587.60	0.163	4.063	6044.622
2	1002.55	529.85	0.147	3.362	6574.622
3	1002.11	482.082	0.134	2.819	7056.55
4	1001.77	441.513	0.123	2.376	7498.07
5	1001.49	405.39	0.110	2.020	7903.46
6	1001.27	373.83	0.104	1.73	8277.28
7	1001.09	345.90	0.096	1.49	8623.19

Tabla 6.3.

Se puede observar de la tabla anterior, que la corriente de densidad alcanza una longitud de 8623.19 m; pero la concentración así como el peso específico de la mezcla ofrecen dificultades para que continúe el transporte de sedimento a causa de tener características muy similares a las del agua almacenada.

A causa del análisis se concluye que la corriente no alcanza a llegar a la cortina ya que ésta se localiza a 13934 m dentro del embalse. Es importante resaltar que en este caso la extracción de sedimento a través de la obra de toma no extrajera sedimento porque la corriente se detuvo 5.5 Km aproximadamente antes de la cortina, de ahí que solo se tendrá una descarga, con un contenido muy bajo de sedimentos en suspensión.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El problema de sedimentación de los embalses, es consecuencia directa de la erosión en las cuencas y en la medida en que ésta se evite, se reducirá el problema de sedimentación.

La cuantificación del desazolve de sedimento en vasos de almacenamiento, es un problema muy poco tratado en la literatura, por lo que se estima que desde el punto de vista práctico en la mayoría de los casos es difícil de abordar.

La información que actualmente se tiene sobre descarga de sedimento en presas, así como la extracción de sedimento por una obra de desfogue es muy poca, lo cual repercute directamente en lo que se refiere al diseño de estructuras que sirvan para el proceso de desazolve.

La escasa bibliografía existente, tanto en trabajos realizados en modelos como en prototipos, relacionados con el problema de azolve, no han permitido obtener criterios que permitan ser aplicables aun en presas con problemas de sedimentación similares.

Independiente a los resultados obtenidos en laboratorio, el principal problema radica en no poder compararlos con prototipos, ya que en éstos los métodos de medición son muy complejos y presentan grandes variaciones.

La metodología desarrollada en los capítulos cuatro y cinco permite estimar en forma aproximada, la cantidad de sedimento posible de extraer de un embalse a través de una estructura de desfogue y proponer las dimensiones de los conductos de fondo o semifondo tomando en cuenta las características del sedimento y del vaso de almacenamiento.

El tipo de azolve que se tiene en el vaso, según sea fino o grueso, tendrá para cada caso comportamientos diferentes en cuanto a sedimentación, compactación, transporte, extracción, longitud de avance, etc.

Se desarrollaron en función del tipo de sedimento del embalse, dos metodologías generales de diseño: la primera para sedimento grueso y la segunda para sedimento fino en suspensión.

Para el sedimento grueso, se propone un lavado del vaso,

Utilizando para esto diferentes niveles en el embalse; además para cada método de lavado (nivel del embalse al NARD o NANIN) se determinan las dimensiones de los conductos de fondo o semifondo, así como el gasto y las velocidades que en éstos conductos se presentan.

En el caso de tener sedimento fino en suspensión, la metodología desarrollada permite conocer el comportamiento de las corrientes de densidad y en función de éstas, determinar el volumen de sedimento que se puede extraer a través de una obra de desfogue de acuerdo a la posición de ésta con respecto a la corriente de densidad.

Es importante considerar que la mayoría de las teorías en que se basa la metodología propuesta para sedimento fino, consideran un flujo bidimensional así como la idealización de la corriente de densidad a un canal rectangular.

Se puede observar en las metodologías desarrolladas, que éstas permiten proponer el diseño hidráulico de los conductos de fondo y semifondo, así como evaluar el volumen de sedimento extraído por las obras de desfogue.

El problema de desazolve presenta grandes dificultades para ser llevado a cabo en forma eficiente. Es conveniente entonces, realizar mediciones en campo para mejorar la información de volúmenes de sedimento, comportamiento de corrientes de densidad, concentraciones, etc; y a partir de éstos lograr determinar

criterios generales para el diseño de estructuras, con un mejor índice de confiabilidad respecto a la eficiencia de su funcionamiento.

Es indudable que un estudio que abarque pruebas en modelos físicos, y posteriormente en prototipos permitirá lograr mejores resultados.

En modelos físicos se han logrado buenos resultados con relación a los prototipos (ref.23); pero no hay que olvidar que las condiciones hidrológicas y físicas de un embalse varían notablemente las características del flujo en su interior.

En la parte final del trabajo (Capítulo 6) se incluyen varios ejemplos numéricos en los cuales, se aplica la metodología desarrollada en los capítulos cuatro y cinco. Se puede observar que los resultados obtenidos de éstos, son bajo el punto de vista teórico razonables; pero indudablemente sería bueno tratar de aplicar estos criterios a un prototipo y comparar los resultados con los valores que se obtengan en campo, logrando así determinar que porcentaje de error se presenta.

Indudablemente una descarga de fondo o semifondo tiene varios niveles de eficiencia, los cuales están determinados en forma general por las siguientes propiedades:

7.1. Características del embalse.

Las dimensiones que éste tenga así como su forma son factores predominantes para valorar, si es posible que se formen las corrientes de densidad.

7.2. Características del sedimento.

En éste caso es importante determinar la clase de sedimento que se tiene en el embalse, y de acuerdo a ésto se determinará la metodología a utilizar para el desazolve. En el caso de tenerse de ambos tipos de sedimento se puede utilizar la combinación de varios métodos logrando, así de ésta manera mejores resultados.

7.3. Estratificación de temperaturas.

Indudablemente éste proceso se torna importante cuando se tiene sedimento fino en suspensión, ya que éste adopta los comportamientos del agua logrando así viajar a través del embalse a diferentes niveles de profundidad.

7.4. Posición de la estructura para desazolve.

Segun el tipo de sedimento que se desee extraer, la posición de la estructura en la cortina permitirá determinar el tipo de sedimento y la posible cantidad por extraer.

7.5. Compactación del sedimento.

Un sedimento compactado, presentará grandes dificultades para su remoción ya que ha perdido propiedades que en un principio podrían haber ayudado a facilitar el procedimiento de desazolve independiente al método que se utilice.

7.6. Conductos de fondo y semifondo.

Una problemática existente en México referente a éstas estructuras, es el hecho de que la mayoría de las presas construidas no disponen de ellas y en las que si se tiene, no existe un programa de operación y mantenimiento adecuado que permita sean utilizadas con frecuencia.

7.7. Factibilidad técnica y económica.

En todo proyecto de ingeniería se deben satisfacer estas condiciones, y en éste caso no es la excepción, ya que se necesita determinar la cantidad de sedimento que es posible extraer en función de los recursos técnicos que se tengan disponibles; pero a la vez es necesario conocer el costo que éstos procesos involucren y así determinar que tan eficiente es el proceso de desazolve que se piensa llevar a cabo en un determinado embalse.

Finalmente, es importante comentar que independiente al embalse que se esté estudiando, es necesario antes de iniciar un proceso de desazolve, realizar diferentes pruebas y análisis en modelos

que permitan determinar en forma clara el posible comportamiento del prototipo logrando así evitar grandes pérdidas en tiempo y dinero.

REFERENCIAS CONSULTADAS.

1. Gracia Sánchez Jesús. "Estado del arte del problema de sedimentación en embalses". Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. México D.F. 1986.

2. Torrez Herrera Francisco. "Conveniencia de disponer de descargas de fondo en presas de almacenamiento". Asociación Mexicana de Hidráulica A.C. México D.F. 1974.

3. Gonzalez Maas Horacio. "Experiencias en el desazolve de presas por el conducto de fondo". Comisión Federal de Electricidad. México D.F. 1971.

4. López de Haro Gonzalo. "Sedimentación en embalses". Instituto Politécnico Nacional. Curso de actualización en hidráulica fluvial. México D.F. 1978.

5. American Society of Civil Engineers. Sedimentation Engineering. Asce Manuals and reports on engineering practice. No. 54 p.p.1-15.

6. Fourteenth Congress on large Dams. Rio de Janeiro, Brazil. International Comission on large Dams Paris Francia.

7. Ganced Fierros Edgar Gerardo. "Tesis de licenciatura: Comparación de métodos empiricos y métodos analíticos para determinar la distribución del sedimento en embalses". U.N.A.M. México D.F. 1987.

8. Torres Herrera Francisco. "Obras Hidráulicas". Editorial Limusa. México D.F. 1974.

9. Torres Herrera Francisco. "Apuntes de la clase de Obras Hidráulicas". Facultad de Ingeniería. U.N.A.M. 1986.

10. Water Power and Dam Construction. "Controlling sediment in the Brantas river basin". January 1987.

11. Miller John and Sons. "Elementary soil and water engineering". New York and London. 1971.

12. Gracia Sánchez Jesus, Hernandez Alcántara Juan. "Problemática de la sedimentación en embalses. Instituto de Ingeniería. U.N.A.M. México D.F. 1982.

13. Garde, R.J and Ranga Raju. "Mechanics of sediment transportation and alluvial stream problems. Wiley Eastern, New Delhi, 1977.

14. D.L.Rausch, H.G.Heinemman. "Controlling reservoir trap efficiency. ASAE, September 1974.

15. Boletín de la A.W.R.A. "Power resources boletín" Reservoirs Sedimentation. April 1974.

16. Saltos de agua y presas de embalse. "Desague de fondo y tomas de agua" Tercera edición. México.

17. Doceavo Congreso Internacional de Grandes Presas. Volumen III. Cuestión 47. "Problemas en las presas por algunos factores del medio ambiente". México D.F.

18. Journal of hydraulic research. Volume 20-21. International Association for Hydraulic Research. 1982.

19. Journal of Hydraulic Research. Second International Symposium on Stratified Flows. Norway. 1980. p.p.381-456.

20. Torres Herrera Francisco. "Serie de trabajos para la comisión Federal de Electricidad. 1986-1987.

21. Stefan, H. "High concentration turbidity currents in reservoirs". XV Congress of the I.A.H.R. Turkey, 1973 p.p. 341-456.

22. Diaz Cruz Armando Alejandro. "tesis de maestria: Influencia de la zona de inmersión en la concentración de una corriente de densidad en un embalse". D.E.P.F.I. U.N.A.M. 1987. p.p. 22-40.

23. Gracia Sanchez Jesus. "Estudio experimental del comportamiento del sedimento en suspensión dentro de un embalse". Proyecto 6305. C.F.E. Mayo 1987.

24. Gregory A. Lawrence. "Selective withdrawal a point sink". Second International Symposium on Stratified Flows. Junio 1980. p.p. 411-418.

25. Sotelo Avila Gilberto. Hidráulica General. Volumen 1. Cinemática de los líquidos. México D.F. p.p. 180-190.

26. Quatorzieme Congrès des Grands Barrages. Rio de Janeiro, 1982. Le dégrèvement de la retenue de Gebidem. P.H. Dawans, J. Charpie. Suiza. p.p. 363-407.

27. Doceavo Congreso Latino Americano de Hidráulica. Brasil. Volumen III. "Descarga de fondo de las presas Colbón y Punchina". Agosto 1986. p.p. 381-415.

28. Fourteenth Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, 1982. Sedimentation in turbid Reservoir. p.p.317-340.

29. Venite Chow Ph.D. Open Channel Hydraulics, Mc.Graw Hill Book Company, New York, p.p. 120.

30. Fourteen Congress on Large Dams, Riode Janeiro, 1982. "Hydraulic design and model test on a sediment release facility of Unazuki dam. Shuji Takasu, Japan, p.p. 21-40.

31. Basso, E (1977). "Métodos de medición", curso regional de formación sobre procesos de erosión y sedimentación en América latina. Bogotá, Colombia.

32. Vanoni Vito, A. (1977). " Sedimentation engineering", A.S.C.E. manuals and reports on engineering, practice No. 54 New York.

33. Campos, A.F. (1980). "Dimensionamiento de la capacidad para sedimentos en los embalses". Tesis de grado D.E.F.F.I. U.N.A.M. México.

34. Central board of irrigation and power (1977), "Life of reservoir", Technical report No.19, New Delhi.

35. Fourteenth Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, 1982. "Sediment movement through reservoirs". A. Rooseboom, G.W. Annandale, Sur Africa.

36. R.J.Garde, K.G.Ranga Raju. Mechanics of sediment transportation and alluvial stream problems. p.p. 51-53.