

Aplicación en modelos físicos de la remoción hidráulica de sedimentos

Humberto Marengo Mogollón

Comisión Federal de Electricidad
Universidad Nacional Autónoma de México

La remoción de sedimentos que se acumulan en los embalses ha recibido recientemente una gran atención en diversas partes del mundo debido fundamentalmente a la dificultad de construir nuevas presas. Este artículo muestra el uso de la remoción hidráulica de sedimentos en embalses aplicados a dos modelos hidráulicos experimentales que se emplearon para estimar la eficiencia de dicha remoción, además de posibles soluciones que se consideran factibles de utilizarse en nuestro país.

Palabras clave: remoción hidráulica de sedimentos, modelos hidráulicos, eficiencia de la remoción, soluciones económicas propuestas.

Antecedentes

Muchas presas y centrales hidroeléctricas en México y en el mundo están cerca de terminar su vida útil; asimismo, muchas de ellas se diseñaron, construyeron y montaron con normas o estándares que no necesariamente cumplen con la normatividad actual.

Un aspecto que resulta fundamental durante el tiempo en que las presas están en servicio, es el hecho de que se azolvan en menor o mayor medida con el paso de los años. Recientemente se ha presentado un gran interés al respecto, pues los mejores sitios de presas ya están aprovechados, hay una gran resistencia ambiental y social a que se construyan nuevos proyectos y desde el punto de vista de seguridad de presas, al estar llenas de sedimentos no necesariamente son capaces de pasar las avenidas que hoy en día se juzgarían como de diseño, ni pueden resistir sismos como los que se han presentado recientemente en nuestro país.

Por otra parte, se reduce significativamente la capacidad de aprovechamiento y regulación, cambiándose la forma de operarlas, ya que en muchas ocasiones se convierten en aprovechamientos al filo del agua en vez de cumplir con su función inicial que es la de ofrecer regulación.

Muestra de esta inquietud es que existe un gran número de profesionales e investigadores estudiando el fenómeno, y varias agencias y propietarios de presas

y centrales hidroeléctricas en todo el mundo han creado grupos específicos para definir las acciones a seguir en este tipo de problemas.

El interés por alargar la vida útil de las presas, desazolando los embalses con medios económicos e incrementando su seguridad no debe plantearse sólo como un beneficio a la sociedad, sino que indudablemente debe verse como un importante proceso para conservar nuestra infraestructura, alargar en el tiempo la capacidad de aprovechamiento para riego y generación de energía, además de la importante labor de regulación de avenidas. Si se puede lograr aumentar la vida útil de los embalses, entonces resulta enormemente atractivo desde el punto de vista económico el hecho de repotenciar y modernizar centrales hidroeléctricas y distritos de riego que hoy en día están a punto de desaparecer o declararse obsoletos.

Introducción

Para evitar la acumulación de sedimentos en embalses, los métodos empleados más comunes (Hsieh Wen Shen, 1999, y Barragán, 2000) son los siguientes: 1) incrementar la capacidad de almacenamiento sobrelevando las presas, 2) incrementar el paso del sedimento por los embalses durante avenidas que acarrear grandes volúmenes de sólidos, 3) remover hidráulicamente los sedimentos de los embalses, 4) utilizar una conducción que permita pasar los sedimentos desde

el inicio del embalse hasta aguas abajo de la presa (conocido en inglés como *bypass*), 5) remover sedimentos por medio de corrientes densas, 6) remover el sedimento por medios mecánicos tales como el dragado o los sifones.

El uso de la medida 1 no resuelve el problema, pues los sedimentos siguen llegando hasta que la presa quede totalmente inutilizada; la combinación de 2, 3 y 5 en ciertas partes del mundo es una práctica atractiva que debe ser empleada en México y en algunos otros países en desarrollo, sin embargo las medidas de orden ecológico, como sucede en los Estados Unidos, no permiten retirar más sedimento que el que entra, por lo que se debe remover el azolve hasta un cierto nivel y esperar la presencia de avenidas para pasar el mayor volumen posible de sólidos cuando se presenten dichas avenidas.

El uso de conducciones que permitan pasar los sedimentos desde el inicio al final de los embalses (medida 4) requiere que se tengan condiciones topográficas y de flujo especiales (no en todos los sitios es posible), por lo que no es muy usado.

En cuanto a corrientes densas, se conoce la condición necesaria, pero no suficiente, para que se presenten, por lo que es difícil remover los sedimentos con este procedimiento.

Los métodos preventivos son costosos y requieren varios y complejos estudios que definan los procedimientos a realizar y su eficiencia, por lo que resultan de difícil aplicación.

Los medios mecánicos de dragado son muy costosos (pueden llegar a costar de cinco a siete dólares por metro cúbico), por ello puede resultar más económico construir un nuevo embalse que dragar, ya que, desde el punto de vista mecánico, el azolve se vuelve a presentar.

Los sifones hidráulicos pueden ser una opción viable en pequeños embalses en los que la carga hidráulica a vencer no supera los diez metros, cuestión que lo limita mucho como solución en embalses más grandes.

Puede decirse que aproximadamente 1% del volumen de almacenamiento se pierde en el mundo debido al depósito de sedimentos (Mahmod, 1987; Yoon, 1992, y Hsieh, 1999) (ver cuadro 1).

En México se tienen los casos de las presas Tuxpango y La Soledad, ubicadas en los estados de Veracruz y Puebla, respectivamente, que presentan actualmente problemas muy severos de sedimentación, y las presas de Santa Rosa, en Jalisco, y *El Carocol*, en Guerrero, se están azolvando progresivamente (Marengo, 1998). Recientemente, Barragán (2000) ha hecho una recopilación de los principales embalses con problemas de sedimentación en México.

Cuadro 1. Relaciones aproximadas de sedimentación en embalses, expresadas como un porcentaje de la capacidad total en algunos países.

Lugar	Relación del porcentaje de sedimentación (%)	Tiempo de sedimentación en años
Mundo	1	5
Túnez	2.3	7
China	2.3	2
Turquía	1.2	9
Marruecos	0.7	10
India	0.5	10
Estados Unidos	0.22	8

Con estas consideraciones, los cinco objetivos fundamentales de este artículo son presentar la evolución del desazolve de embalses con problemas de sedimentación, mediante el método de remoción hidráulica durante avenidas, lo cual se estudió con la ayuda de dos modelos hidráulicos; mostrar la metodología que permite determinar el volumen total de sedimento removido, el área de influencia erosionada y el tiempo de operación en que esto sucedió, comparado con los cálculos teóricos que a la fecha existen; exponer los resultados aplicables a embalses con características similares a los estudiados; mostrar las líneas de investigación que se pueden seguir en este campo, e indicar las posibles soluciones que puedan usarse en nuestro país.

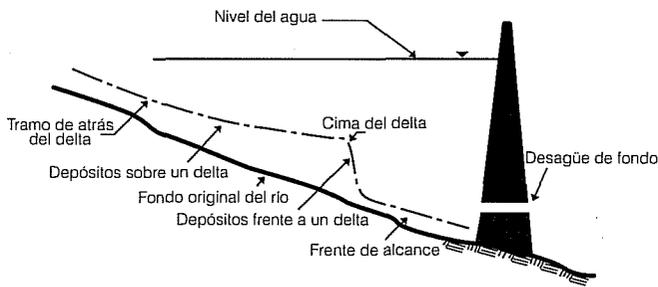
Proceso de sedimentación en los embalses

Cuando las aguas superficiales erosionan la cuenca hidrológica, se origina la sedimentación. El sedimento se transporta aguas abajo, pero los embalses de las piezas le impiden el paso, con lo que se va acumulando.

Se tiene una extensa variedad de tipos de sedimentos abrasivos y cohesivos, entre los que se pueden incluir cantos rodados, gravas, arenas, arenas finas, limos y otros materiales cohesivos. Es importante hacer notar que todos los proyectos nuevos de presas, en opinión del autor, deberán poseer desagües de fondo (independientemente del tipo de presa que se construya), lo que se deberá tomar en cuenta durante el diseño, ya que los materiales abrasivos, cuando son removidos, pueden ocasionar severas erosiones en las estructuras terminales por las que pasan.

La forma en que los sedimentos se distribuyen en el embalse depende de varios factores interrelacionados entre sí, como pueden ser la forma geométrica del em-

Ilustración 1. Tipos de depósitos de sedimentos en embalses.



balse, las características de operación, las propiedades de las partículas de sedimento, el tiempo de permanencia del sedimento en el embalse, y la relación entre la capacidad del embalse y la entrada del flujo a éste.

Sin embargo, puede decirse que todos los embalses siguen un modelo más o menos común. Este modelo sigue la secuencia descrita a continuación: los sedimentos gruesos son depositados en el remanso que forma la corriente al entrar al embalse y el inicio del mismo, formando los denominados deltas y las partículas finas son transportadas dentro del vaso y depositadas en la parte más baja, que es junto a la cortina de la presa. En la ilustración 1 se presenta en forma esquemática la distribución general de los sedimentos en los embalses (Campos, 1980, Wen, Sung y Zhao, 1993).

Los sedimentos que llegan a los embalses forman deltas, los cuales aumentan el fondo del cauce, elevando la superficie del agua y el nivel de aguas freáticas, provocando cambios morfológicos en el lecho del río, entre otras cosas (Campos, 1980, Fan y Morris, 1992a, Hsieh, 1999).

La carga de sedimento depositada en el embalse puede ocasionar la pérdida del volumen de almacenamiento efectivo, cambios en la calidad del agua y en la seguridad de la estructura que se manifiesta como:

- La reducción de la capacidad de control de avenidas del volumen destinado para el riego, para la producción de energía eléctrica, para el suministro de agua y para la recreación.
- Los sedimentos afectan la calidad del agua en el embalse en dos formas: incrementando la turbiedad y reduciendo los niveles de oxígeno disuelto a tal grado que estas aguas podrían llegar a ser inhabitables para los peces y otras vidas acuáticas.
- Los depósitos de sedimentos cerca de la cortina de la presa incrementan su carga estática, por tal motivo, su comportamiento estructural ante sismos y avenidas intensas podría ponerse en duda (Marengo, 1998).

Los depósitos de sedimento ocupan un espacio de almacenamiento valioso y con el pasar de los años se incrementan, de tal modo que el problema llega a ser más pronunciado cada día.

Todo lo anterior es el motivo por el cual se hace necesario llevar a cabo la remoción de sedimentos en embalses, y mientras no se establezcan estrategias apropiadas para el control de los sedimentos en la etapa de diseño será inevitable la sedimentación de los mismos y, por lo tanto, persistirá la necesidad de removerlos.

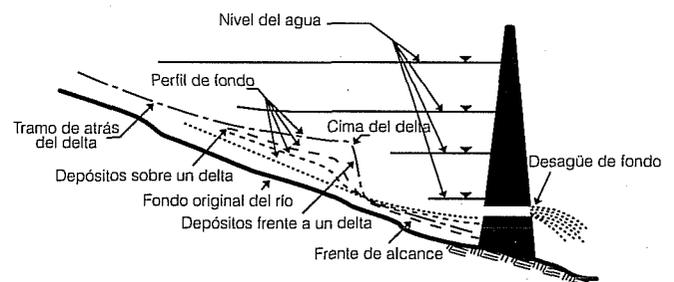
Remoción hidráulica de sedimentos

Este método consiste en la remoción de sedimentos utilizando la fuerza erosiva del agua para socavar los depósitos de sedimentos y pasarlos junto con el agua a través del embalse cuando los conductos de fondo de la presa son abiertos. La ilustración 2 muestra el proceso de remoción hidráulica correspondiente a la operación de extracción con varios niveles de agua en el embalse.

El control de la sedimentación en embalses por medio de remoción hidráulica ha sido empleado exitosamente en prototipos para preservar la vida útil de los embalses, no sólo en embalses pequeños (capacidad de almacenamiento menor a $100 \times 10^6 \text{ m}^3$) sino también para grandes embalses (capacidad de almacenamiento mayor a $10,000 \times 10^6 \text{ m}^3$). Además, se tiene que bajo condiciones apropiadas pueden ser removidos tanto los sedimentos finos (material cohesivo) como los sedimentos gruesos (tamaño de guijarros) (Jihn-Sung y Hsieh, 1996).

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

Ilustración 2. Diagrama esquemático del proceso de remoción hidráulica de sedimentos durante la operación de extracción.



Por otro lado, la erosión de los sedimentos en un embalse debido a la remoción hidráulica puede ocurrir en dos formas diferentes: erosión progresiva y erosión retrogresiva. La erosión progresiva empieza al final de un tramo aguas arriba y avanza sucesivamente hacia aguas abajo, socavando constantemente la superficie de los depósitos de sedimento. La erosión retrogresiva procede en la dirección opuesta, iniciando en un punto aguas abajo y llegando hacia aguas arriba. Ésta es más importante en la remoción de sedimentos, debido a que es una erosión fuerte y a gran escala, por lo que crea un canal de flujo, cortando los depósitos de sedimentos (Jihn-Sung y Hsieh, 1996).

Estos autores recomiendan que si la extracción por remoción hidráulica es operada en un embalse con depósitos acumulados en la vecindad de la compuerta del desagüe de fondo, éstos pueden ser removidos abriendo dicha compuerta por un corto periodo de tiempo bajo la condición de flujo presurizado, ya que así se forma un embudo en forma de cráter (llamado cono de remoción hidráulica) en la vecindad de la compuerta. Una vez que el cono de remoción hidráulica ha sido formado y no existe sedimento moviéndose dentro del cono, el agua fluye a través del desagüe, esto porque la formación del cono de remoción hidráulica es estable y el sedimento ya no será removido después de su formación. El porcentaje de sedimento removido bajo esta condición es relativamente pequeño. En general, la función del cono de remoción hidráulica es reducir la concentración de sedimento alrededor de la entrada de la toma y prevenir la abrasión por sedimento de las estructuras hidráulicas.

Si el nivel del agua almacenada en el embalse puede ser extraído significativamente para generar flujo de alta velocidad a través de la compuerta de desagüe de fondo, el agua fluirá para iniciar la remoción del borde del cono de remoción hidráulica, y en ese momento se presentará la erosión retrogresiva.

Fan y Morris (1992b) establecieron la siguiente clasificación de los métodos de remoción hidráulica: a) remoción de sedimentos durante avenidas, b) extracción por chorros de agua, c) vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua y d) desfogado de corrientes densas.

Remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas

Dado que el mayor porcentaje de la carga total de sedimento es transportado por los ríos y descargado a los embalses durante la época de grandes avenidas, este método propone que se dejen pasar dichas avenidas a través de los conductos de fondo que se deberán mantener abiertos cuando se presenten. Con esto, el em-

balse bajará su nivel, ya que se deberá tener una descarga mayor al flujo de entrada, con lo cual se minimiza el almacenaje de avenidas con sedimento, logrando el control de la sedimentación dentro del embalse.

Vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua

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

En este método, el embalse debe quedar totalmente vacío y difiere del método previamente descrito porque el periodo de extracción completa ocurre en temporadas de estiaje, para permitir la socavación y el corte de los sedimentos depositados por un tiempo prolongado; los sedimentos pueden ser removidos si las compuertas de los desagües de fondo permanecen abiertas por algunas semanas.

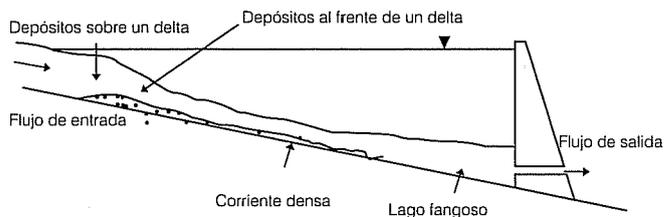
La selección del tiempo para el vaciado, y la predicción del tiempo y duración de la remoción por chorros para evacuar los sedimentos son parámetros importantes en la operación del embalse durante la remoción del sedimento.

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

Desfogado de corrientes densas

Consiste en pasar a través de los desagües de fondo las corrientes densas que llegan al lugar de la presa. La ilustración 3 muestra esquemáticamente la carga de flujo de sedimento que pasa sobre los depósitos deltaicos y flujos de corrientes densas en la presa acumuladas en lagos fangosos o desfogadas a través de los desagües de fondo, los cuales deberán diseñarse adecuadamente, por ejemplo, tener una elevación baja para capacidades moderadas, con el fin de minimizar el remanso del lago fangoso. Con este método no se requiere la extracción del agua del embalse, ya que la descarga de sedimento es menor al flujo de entrada al embalse. Con esto se puede reducir significativamente la acumulación de sedimentos en los embalses (Fan y Morris, 1992).

Ilustración 3. Esquema del proceso de sedimentación y descarga de corrientes densas de un embalse.



No es motivo de este artículo presentar el desazolve de embalses con este método, el cual puede encontrarse en la literatura correspondiente.

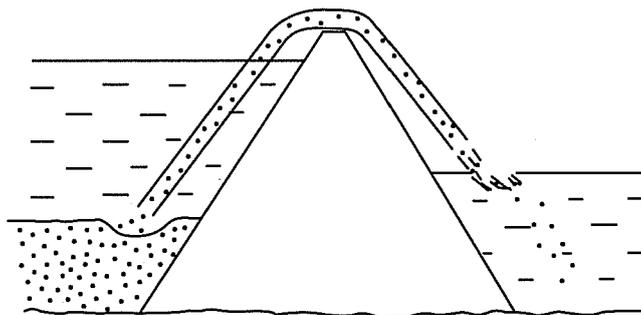
La experiencia de la aplicación de la remoción hidráulica en el mundo es muy grande y en algunos casos satisfactoria; los reportes más recientes en este campo están recopilados por IRTECS (1985); Albertson (1996) presentó un resumen de la remoción hidráulica reportado por varios autores y complementada por Barragán (2000)

Algunas desventajas importantes de la aplicación de estos métodos son que debido a la reducción del almacenamiento en los embalses, su operación será interrumpida por un cierto tiempo, otro problema podrían ser los depósitos de sedimentos aguas abajo de la presa, además de que pueden presentarse consecuencias indeseables desde el punto de vista ecológico que de alguna manera se mitigarían, como se señala en las alternativas de solución planteadas más adelante y en las referencias de Roovers (1989), Fan y Morris (1992b).

Para utilizar el método de remoción hidráulica se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Los conductos de evacuación para la remoción hidráulica deberán localizarse tan profundamente como sea posible.
- La remoción hidráulica deberá hacerse al menos una vez al año.
- La operación de la remoción hidráulica deberá empezar cuando los depósitos de sedimento estén a menos de cien o doscientos metros de la presa.
- La operación de los conductos de evacuación para remoción hidráulica deberá ser intermitente.
- El nivel del agua en el embalse debe abatirse para asegurar la eficiencia de la remoción hidráulica.
- Dicha remoción es más eficiente en embalses angostos que en los anchos.
- En embalses anchos (o cuando el ancho total de la remoción hidráulica es mucho menor que el ancho del embalse) se forma un canal en el que ocurre

Ilustración 4. Remoción de sedimento del fondo de un embalse sobre la cresta de la presa con un sifón.



erosión retrogresiva, en cuyo caso el sedimento se deposita fuera.

- Fundamentalmente, para ser efectiva, la remoción hidráulica deberá llevarse bajo condiciones de flujo a superficie libre.

Lo complejo del fenómeno lleva a considerar con mucho cuidado los datos para estimar la pérdida de suelo en cuencas, los cuales muchas veces no son confiables y la extrapolación de los resultados obtenidos de modelo a prototipo debe hacerse con mucho cuidado.

Remoción de sedimentos con un sifón en flujo crítico

Un método para remover sedimentos no cohesivos desde el fondo de un embalse es usando un sifón que succiona el sedimento y lo remueve (por medio de un chorro de agua) sobre la cresta de la presa y dentro del río aguas abajo de la presa como se muestra en la ilustración 4. La ventaja de esta clase de métodos es que el sifón puede instalarse en cualquier parte y ser expulsado fuera si es necesario.

La capacidad del sifón se determina por la carga disponible y por el diámetro del tubo o de las mangueras (Rehbinder, 1994).

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

Evaluación inicial

Recientemente se han hecho numerosas investigaciones en laboratorio y prototipo que han permitido conocer con mayor detalle el fenómeno de remoción hidráulica de sedimentos a través de embalses; sin embargo, la mayoría de los estudios están reportados como informes de ingeniería y no necesariamente están dispo-

nibles en la literatura técnica. Los ingenieros chinos tienen una gran experiencia en el empleo de esta metodología y debe mencionarse que para el proyecto Tres Gargantas, sobre el río Yan Tze Kiang, han hecho numerosos experimentos y recopilado una gran cantidad de datos a partir de modelos físicos, de los que se tiene la esperanza puedan conocerse en el mundo occidental en un lapso breve.

Es importante contar con técnicas que puedan ser usadas para estimar en una evaluación inicial si la remoción hidráulica tendrá éxito en el embalse.

Las técnicas de evaluación necesitan relativamente pocos datos y una vez que la factibilidad ingenieril se establece, entonces pueden iniciarse las evaluaciones económicas para realizar un modelo y su aplicación a prototipo, así como las relativas al medio ambiente.

Los criterios racionales para evaluar la remoción hidráulica pueden derivarse de dos requerimientos básicos:

- Las cantidades de sedimento que pasan a través de los desagües de fondo en la presa durante la remoción hidráulica deberán ser iguales o exceder las cantidades de sedimento depositados entre las operaciones de la remoción hidráulica (balance de sedimentos).
- El volumen de almacenamiento en el embalse que puede ser creado o mantenido por los flujos de la remoción hidráulica es una proporción relativamente grande del volumen de almacenamiento original antes de la sedimentación (sostener la capacidad del embalse).

Si los niveles de agua para la remoción hidráulica son cercanos a las elevaciones del fondo en la presa, entonces la masa de sedimento removida a largo plazo balanceará la masa de sedimento depositada entre las operaciones de la remoción hidráulica. Este balance puede ser expresado de la siguiente manera (Atkinson, 1998):

$$Q_{ts} n T_f = N \text{Min} TE \quad (1)$$

donde:

Q_{ts} = capacidad de transporte de sedimento del flujo en el canal aguas arriba de la presa, en t/s.

n = 86,400 s/día.

T_f = duración de la remoción en días.

N = intervalo entre operaciones de la remoción hidráulica, en años.

Min = entrada de sedimento, en t/año.

TE = eficiencia de atrape del embalse (TE puede ser tomado igual a uno si el volumen de la entrada

de sedimento ocurre durante el periodo de remoción hidráulica).

Una relación de balance de sedimento removido hidráulicamente a sedimento depositado (BSR) puede ser expresada como (Atkinson, 1998):

$$BSR = Q_{ts} n T_f / N \text{Min} TE \quad (2)$$

La capacidad de transporte Q_{ts} será una función de la descarga, la rugosidad del canal, el ancho y pendiente, y las propiedades del material depositado. El método para predecir Q_{ts} durante la remoción hidráulica de sedimentos del embalse es una ecuación empírica derivada por la Universidad de Tsinghua (Atkinson, 1998):

$$Q_{ts} = Y \frac{Q_f^{1.6}}{W^{0.6}} S^{1.2} \quad (3)$$

donde:

Q_f = descarga de la remoción, en m^3/s .

S = pendiente longitudinal del fondo.

W = ancho del canal, en m.

Y = constante relacionada con el tipo de sedimento.

Los valores usuales son:

$Y = 1,600$ para sedimentos de arcilla calcárea o tierra negra.

$Y = 650$ para sedimentos con tamaños medianos más finos que 0.1 mm.

$Y = 300$ para sedimentos con tamaños medianos más grandes que 0.1 mm.

$Y = 180$ para condiciones de remoción hidráulica con una descarga baja.

La ecuación 3 fue derivada para datos obtenidos de la remoción hidráulica ocurrida en China y en los cuales se basa el método.

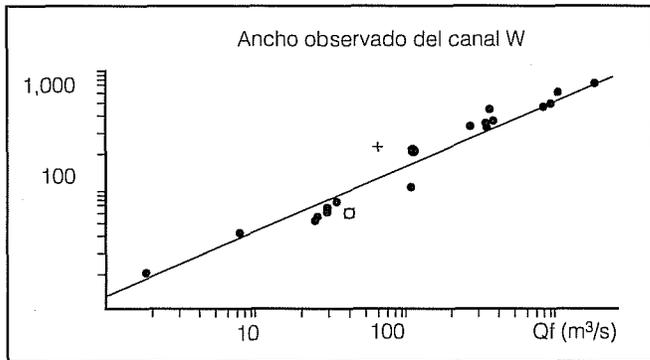
Se encontró que el ancho del canal que se forma en los depósitos de sedimentos existentes en los embalses de China al aplicar la remoción hidráulica está dado por la siguiente ecuación (en unidades del SI):

$$W = 12.8 Q_f^{0.5} \quad (4)$$

Los datos con los que se obtuvo esta expresión son calculados a partir de Atkinson (1998) y se señalan en la ilustración 5.

Las ecuaciones 3 y 4, junto con la eficiencia de atrape del embalse, pueden ser usadas para derivar la

Ilustración 5. Anchos formados en embalses por remoción hidráulica (Atkinson, 1998).



• Sanmexia + Guanting □ Baira • Guemsey

relación de balance de sedimento, BSR. La descarga de la remoción hidráulica y su duración dependerá de la selección de la operación del embalse; la pendiente inicial se puede adoptar como la pendiente del río antes del embalse. Los valores pronosticados con la ecuación 3 pueden ser usados para guiar la selección de la entrada de datos para repetir los resultados; por ejemplo, un valor bajo de BSR podría implicar que la remoción hidráulica deberá ser realizada para un tiempo de descargas altas, y un alto BSR podría implicar que las pendientes planas puedan ser esperadas aguas arriba de la presa. Si $BSR \gg 1$ la remoción hidráulica no es factible.

Un criterio simple para evaluar la capacidad sostenible del embalse puede ser tomando una sección transversal justo aguas arriba de la presa como representativa de la entrada del embalse y entonces el área de la sección trapecial removida por chorros se compara con el área de la sección transversal original. La relación de estas áreas da a largo plazo la relación de capacidad (RCLP), la cual es una estimación de la capacidad del embalse que puede ser sostenida a largo plazo por la remoción por chorros. Usualmente $RCLP > 0.5$ indica que la remoción hidráulica es factible.

Es necesario realizar algunas estimaciones iniciales, ya que esto es útil para determinar los factores que inciden en el éxito de la remoción hidráulica en un embalse.

Recomendaciones para efectuar la remoción hidráulica de sedimentos

Las recomendaciones ingenieriles para que tenga éxito la remoción hidráulica son las siguientes:

a) Extracción incompleta

Tomando la altura del agua como la elevación encima de la base de la presa, una relación de extracción puede ser expresada como:

$$REP = 1 - (H_{remoción} / H_{máx}) \quad (5)$$

donde:

$H_{remoción}$ = altura del agua durante la remoción hidráulica.

$H_{máx}$ = altura máxima.

$REP < 0.7$ indica algún grado de determinación de que la extracción es insuficiente.

b) Flujo insuficiente para la remoción hidráulica para un balance de sedimento

La relación BSR_d es BSR calculada usando la pendiente original del río, la cual representa condiciones de extracción completa. $BSR_d < 1.0$ indica que la remoción hidráulica es factible.

c) Ancho insuficiente del canal formado para la remoción hidráulica

Una relación de ancho para la remoción hidráulica puede ser definida como:

$$RAR = W / W_{fondo} \quad (6)$$

donde:

W = calculado de la ecuación 4.

W_{fondo} = ancho del fondo representativo en el embalse.

$RAR > 1.0$ se requiere para que se presente la remoción, a menos que las pendientes laterales sean bajas.

d) Pendientes laterales demasiado inclinadas

Si el ancho de la cima de la sección socavada por el canal de la remoción de sedimentos no es restringido por los costados del embalse, entonces la pendiente lateral muy pronunciada no es necesaria. La relación del ancho de la cima está definida como:

$$RAC = (W'_{fondo} + 2H_{máx} \tan\alpha) / W_{cima} \quad (7)$$

donde:

W'_{fondo} = más pequeño que W y W_{fondo} definida arriba.

W_{cima} = ancho de la cima representativo en el embalse.

$RAC > 1.0$ se requiere.

$\tan\alpha = 0.63p^{4.7}$

donde:

α = ángulo de la pendiente lateral (la horizontal es cero).

ρ = densidad de los depósitos expresado como peso de material seco por unidad de volumen, en t/m^3 .

El criterio presentado puede ser muy útil, ya que con él se puede determinar teóricamente si la remoción hidráulica será efectiva y, de ser así, llevarla a cabo; de lo contrario se deberá proponer que la remoción de sedimentos se realice con otro método.

Es necesario ser muy cuidadosos y prudentes con la información que se obtiene en forma teórica, ya que el proceso de sedimentación es complejo e intervienen muchos factores que deben considerarse para su aplicación definitiva.

Fase experimental

Para tratar de conocer la aplicación de los conceptos teóricos señalados en diversos documentos acerca de la remoción hidráulica de sedimentos en embalses, y tomando en cuenta las experiencias que se han tenido en diversas partes del mundo, se planteó la experimentación en dos modelos físicos diferentes: en el del proyecto hidroeléctrico Huites, ubicado en el estado de Sinaloa, se experimentó la condición de flujo presurizado, y en el del proyecto hidroeléctrico Tuxpango se experimentó el flujo a superficie libre. Los dos modelos se encuentran en el Laboratorio de Hidráulica de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), ubicado en Cuernavaca, Morelos.

Ambos modelos involucran una superficie libre, por lo que fueron diseñados bajo el criterio de similitud de Froude, sin embargo, las fuerzas viscosas y las de tensión superficial pueden determinar la formación de vórtices, manifestados a través de los números adimensionales de Reynolds y de Weber, respectivamente.

Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado proyecto hidroeléctrico Huites

El proyecto hidroeléctrico Huites se terminó de construir en 1996. Por su corto periodo de vida no tiene actualmente problemas de sedimentación, pero el motivo de utilizar su modelo físico fue para aprovechar la instalación ya existente en el laboratorio y poder estudiar el método de remoción de sedimentos durante avenidas para la condición de flujo presurizado (de orificio).

Cuadro 2. Principales datos del proyecto hidroeléctrico Huites.

Capacidades	Millones de m^3
Del vaso al NAME	4,568
Del vaso al NAMO	2,908
Para azolves	500
Para riego y generación	2,408
Para control de avenidas	102
Superalmacenamiento	558
Elevaciones	msnm
Parapeto ciego aguas arriba de la cortina	292.00
Corona de la cortina	290.75
NAME, nivel de control superior	290.00
NAMO, nivel de conservación	270.00
Cresta vertedora	258.00
NAMINO, nivel mínimo para el diseño de la obra de toma.	215.00
Umbral de la obra de toma	190.00
Canal de desvío	150.00
Alimentación a las turbinas Francis	147.00
Gasto	m^3/s
Máximo de diseño de entrada	30,000
Máximo de salida del vertedor	22,445
Capacidad de la obra de desvío	8,500
Obra de toma, de diseño	234.90
Obra de toma, mínimo	193.00

El proyecto de la presa Huites y su planta hidroeléctrica comprende una cortina de concreto tipo gravedad de 166 m de altura máxima, cerrando su margen derecha con una cortina de arco (Solís y Camargo, 1994).

La sección transversal de la cortina se diseñó con ocho metros de ancho en la corona a la elevación 290.75 msnm, con parapeto ciego aguas arriba de 1.25 m, para alcanzar la elevación 290 msnm. La cortina alcanza una longitud de 426 m al nivel de la corona.

Los principales datos del proyecto se indican en el cuadro 2.

Cuadro 3. Valores de escalas para el modelo del proyecto hidroeléctrico Huites.

Escala	Valor
Líneas	$L_e = 47.25$
Velocidad	$V_e = 6.87$
Gastos	$Q_e = 15,346.33$
Rugosidades	$n_e = 1.9$

Diseño del modelo

El modelo fue diseñado con una escala de líneas $L_e = 47.25$, cumpliendo con las restricciones establecidas en los números de Reynolds y Weber, además de las condiciones de espacio del laboratorio.

De acuerdo con el criterio de similitud de Froude, se obtuvieron los valores de escalas señalados en el cuadro 3.

La distribución del modelo se presenta en las ilustraciones 6 y 7.

Ilustración 6. Geometría del modelo hidráulico en planta, proyecto hidroeléctrico Huites.

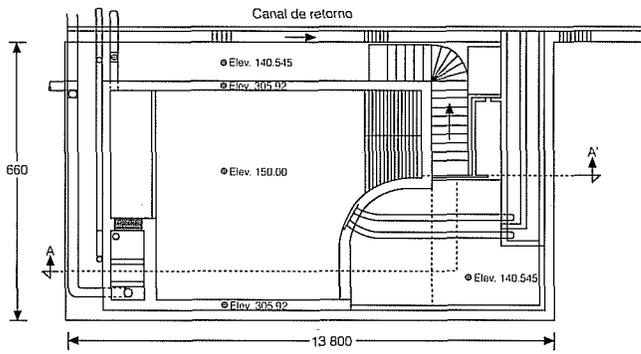
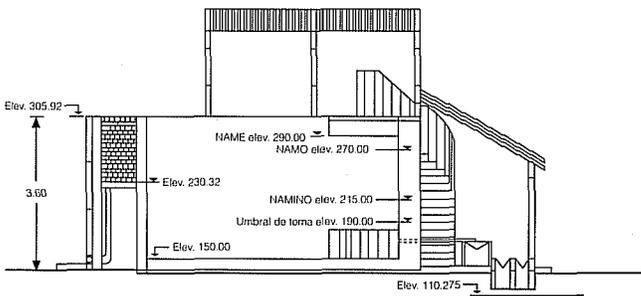


Ilustración 7. Corte A-A' del modelo hidráulico, proyecto hidroeléctrico Huites.



Sedimento utilizado

El material que se representó en el embalse está clasificado como arena mal graduada de origen volcánico del Ajusco (ilustración 8), tiene una densidad de 2.66 y un diámetro medio $D_m = 0.19$ mm.

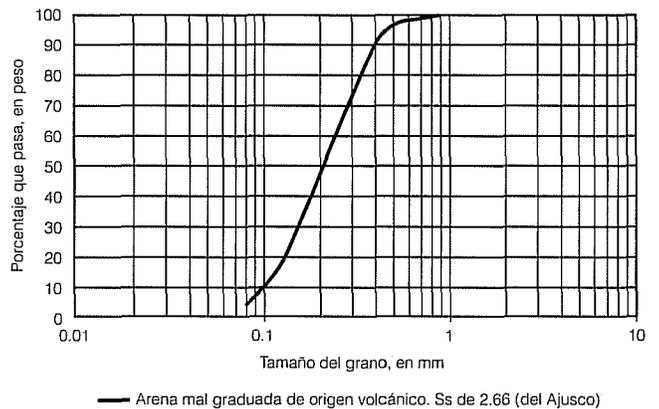
Niveles del embalse a ensayar

Para determinar la eficiencia de la remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado, se llevaron a cabo ensayos para cinco diferentes elevaciones del embalse con siete diferentes niveles de sedimento; es decir, cada nivel de agua se ensayó con los siete diferentes niveles de sedimento, como se presentan en el cuadro 4.

Ensayes realizados en la condición de flujo presurizado en proyecto hidroeléctrico Huites

Se muestran dos ensayos representativos de la serie de ensayos realizados para describir de manera detallada cómo se llevaron a cabo. En el cuadro 5 se pre-

Ilustración 8. Curva granulométrica del sedimento empleado en el modelo.



Cuadro 4. Elevaciones del agua y del sedimento para la operación proyecto hidroeléctrico Huites.

Elevación del agua en el embalse (msnm)	t (min)	Elevación del sedimento en el embalse para operar el desagüe de fondo (msnm)							
270.00	5	166.50	168.75	171.00	173.25	175.50	177.75	180.00	
245.00	5	166.50	168.75	171.00	173.25	175.50	177.75	180.00	
235.00	5	166.50	168.75	171.00	173.25	175.50	177.75	180.00	
225.00	5	166.50	168.75	171.00	173.25	175.50	177.75	180.00	
215.00	5	166.50	168.75	171.00	173.25	175.50	177.75	180.00	

Cuadro 5. Ensayes realizados para determinar la remoción hidráulica de sedimentos en el proyecto hidroeléctrico Huites.

Núm.	Ensaye	H_a (m)	H_s (m)	Q_a (m ³ /s)	t (s)	V_s (m ³)	Q_s (m ³ /s)	A_c (m ²)	L_c (m)	H_r (m)	θ (°)
1	A1	1.122	0.095	0.013	120	0.0045	0.000038	0.091	0.243	0.116	25.64
2	A2	1.333	0.095	0.015	120	0.0041	0.000034	0.091	0.229	0.116	26.91
3	A3	1.545	0.095	0.016	90	0.0043	0.000048	0.093	0.235	0.116	26.34
4	A4	1.757	0.095	0.017	90	0.0053	0.000059	0.103	0.246	0.138	29.26
5	A5	2.286	0.095	0.020	60	0.0057	0.000094	0.115	0.261	0.138	27.76
6	B1	1.122	0.143	0.013	300	0.0096	0.000032	0.138	0.294	0.164	29.17
7	B2	1.333	0.143	0.015	270	0.0097	0.000036	0.142	0.294	0.164	29.14
8	B3	1.545	0.143	0.016	270	0.0114	0.000042	0.158	0.323	0.164	26.92
9	B4	1.757	0.143	0.017	150	0.0115	0.000077	0.173	0.316	0.164	27.42
10	B5	2.286	0.143	0.020	150	0.0130	0.000087	0.172	0.332	0.164	26.27
11	C1	1.122	0.190	0.014	210	0.0175	0.000083	0.208	0.352	0.190	28.44
12	C2	1.333	0.190	0.015	180	0.0184	0.000102	0.217	0.373	0.190	27.02
13	C3	1.545	0.190	0.016	120	0.0192	0.000160	0.215	0.374	0.190	26.97
14	C4	1.757	0.190	0.017	102	0.0192	0.000193	0.238	0.387	0.190	26.19
15	C5	2.286	0.190	0.020	162	0.0217	0.000136	0.230	0.384	0.233	31.21
16	D1	1.122	0.238	0.013	210	0.0287	0.000137	0.277	0.436	0.238	28.64
17	D2	1.333	0.238	0.015	180	0.0307	0.000171	0.296	0.453	0.238	27.72
18	D3	1.545	0.238	0.016	210	0.0309	0.000147	0.311	0.459	0.238	27.41
19	D4	1.757	0.238	0.017	150	0.0328	0.000218	0.322	0.478	0.238	26.46
20	D5	2.286	0.238	0.020	150	0.0338	0.000225	0.325	0.475	0.238	26.62
21	E1	1.122	0.286	0.013	210	0.0480	0.000229	0.449	0.523	0.286	28.63
22	E2	1.333	0.286	0.015	168	0.0489	0.000296	0.486	0.528	0.286	28.42
23	E3	1.545	0.286	0.016	180	0.0477	0.000265	0.462	0.504	0.286	29.53
24	E4	1.757	0.286	0.017	150	0.0499	0.000333	0.486	0.552	0.286	27.36
25	E5	2.286	0.286	0.019	150	0.0526	0.000351	0.503	0.544	0.286	27.73
26	F1	1.122	0.333	0.013	180	0.0666	0.000370	0.562	0.587	0.333	29.59
27	F2	1.333	0.333	0.015	210	0.0684	0.000326	0.515	0.592	0.333	29.40
28	F3	1.545	0.333	0.013	150	0.0686	0.000457	0.595	0.587	0.333	29.57
29	F4	1.757	0.333	0.016	156	0.0715	0.000467	0.582	0.593	0.333	29.35
30	F5	2.286	0.333	0.019	180	0.0721	0.000401	0.663	0.613	0.333	28.55
31	G1	1.122	0.381	0.013	150	0.1026	0.000684	0.832	0.719	0.360	26.60
32	G2	1.333	0.381	0.014	180	0.1023	0.000568	0.811	0.673	0.360	28.14
33	G3	1.545	0.381	0.015	222	0.1057	0.000481	0.836	0.719	0.360	26.59
34	G4	1.757	0.381	0.016	300	0.0968	0.000323	0.716	0.686	0.360	27.68
35	G5	2.286	0.381	0.018	162	0.1114	0.000680	1.029	0.719	0.360	24.14

sentan los ensayos reales que se hicieron y cabe destacar que para su discusión se seleccionaron A1 y F3.

La remoción de sedimentos por este método depende de la altura del agua en el embalse (H_a); la altura del sedimento en el embalse (H_s); el gasto de agua de entrada (Q_a); el diámetro del desagüe de fondo (D) que es 4.50 m; el gasto de sólidos removidos (Q_s); el área erosionada (A_c); la profundidad de la remoción (H_r); la longitud del cauce formado por la erosión (L_c), y el volumen total de sólidos removidos (V_s).

Los ensayos se hicieron con el nivel del agua constante durante la remoción a la elevación 215 msnm, del sedimento a la 166.50 msnm, con un gasto de entrada de 199.50 m³/s; se abrió la compuerta del desagüe de fondo por un tiempo de cinco minutos, una vez transcurrido éste, se cerró la compuerta. Como resultado, se observó la formación de un cono de remoción en la vecindad de éste; después de un cierto tiempo de que la compuerta fue abierta, el agua de la descarga de salida casi fue limpia, debido a que una vez formado

Ilustración 9. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado, proyecto hidroeléctrico Huites, ensaye A1.

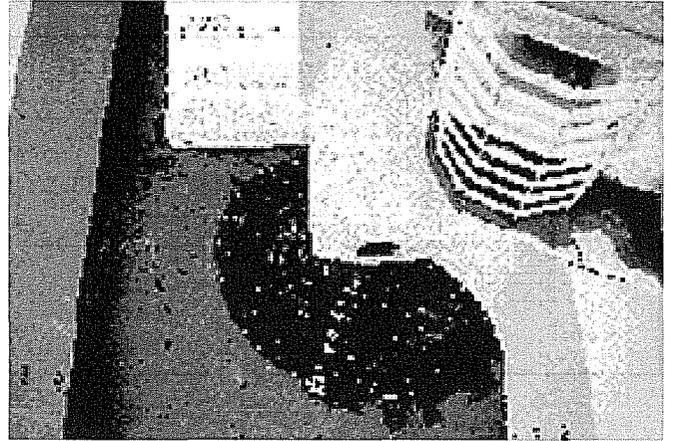
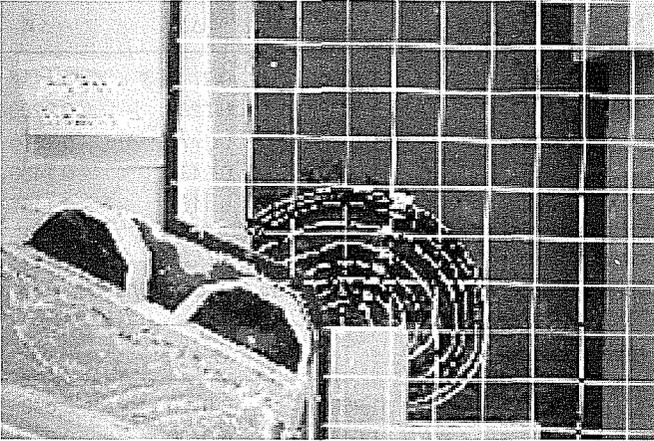
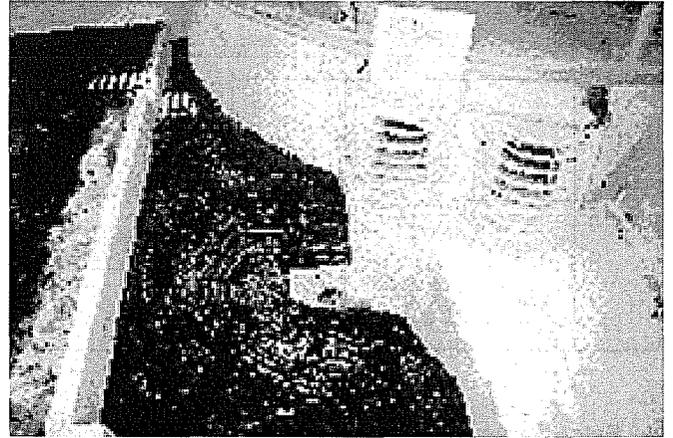
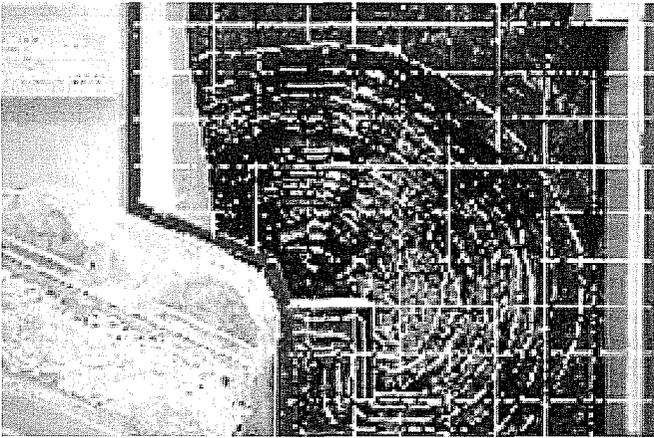


Ilustración 10. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado, proyecto hidroeléctrico Huites, ensaye F3.



el cono de remoción hidráulica (ilustraciones 9 y 10), ya no se removi6 sedimento. El tiempo promedio en que sucedi6 esto fue de dos minutos y cincuenta y siete segundos.

El 6ngulo de reposo del sedimento en el cono de remoci6n formado fue en promedio de 27.80° para los ensayos realizados.

El fen6meno presentado de la remoci6n durante avenidas para la condici6n de flujo presurizado confirma las observaciones realizadas por Jihn-Sung y Hsieh en 1996.

An6lisis de resultados experimentales de remoci6n con flujo presurizado

Para conocer la forma en que se relacionan el gasto s6lido de la remoci6n, el 6rea erosionada dentro del vaso y la cantidad de material transportado por la corriente a partir de los resultados registrados en el mo-

delo f6sico obtenidos de la configuraci6n topogr6fica que se produce por el arrastre del material, se utiliz6 fotograf6a digital y el programa de c6mputo AutoCad R14.

De las condiciones de frontera establecidas en el modelo f6sico y aplicando el teorema π se tienen los siguientes par6metros adimensionales:

$$Q_a/Q_s, H_a/H_s, H_s/D, A_c/H_s D \text{ y } A_c H_s/H_a V_s$$

Utilizando regresi6n lineal m6ltiple se puede establecer una formulaci6n para obtener el gasto s6lido de la remoci6n, y con el uso de los par6metros adimensionales propuestos anteriormente, establecer los par6metros siguientes:

$$X_1 = \log \left(\frac{H_a}{H_s} \right) \quad X_2 = \log \left(\frac{H_s}{D} \right) \quad (8)$$

Ilustración 11.a. Representación gráfica de los parámetros adimensionales $(Q_a/Q_s) - (H_a/H_s) (H_s/D)$.

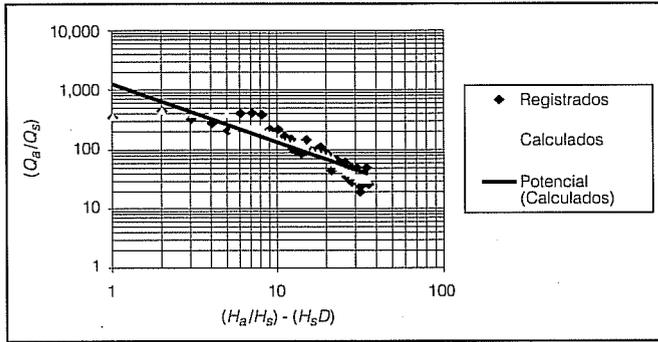
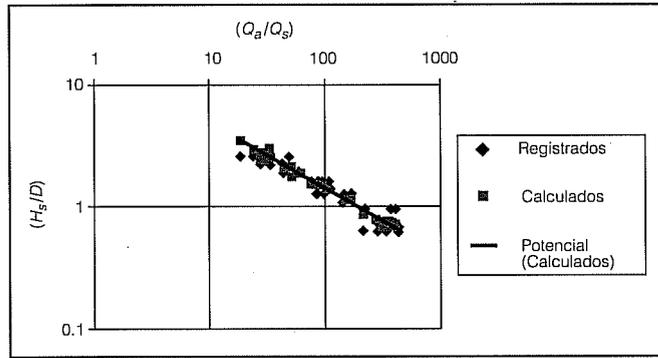


Ilustración 11.b. Representación gráfica de los parámetros adimensionales $(H_s/D) (Q_a/Q_s)$.



Estos parámetros se representaron gráficamente en papel logarítmico (ilustraciones 11a y 11b). Se observa que la relación que guardan es de tipo potencial, con lo que se obtiene la expresión:

$$\frac{Q_a}{Q_s} = 307.070 \left[\frac{H_a}{H_s} \right]^{-0.273183} \left[\frac{H_s}{D} \right]^{-2.139285} \quad (9)$$

Como el tamaño de la muestra es mayor de treinta, se acepta que la distribución de errores se comporte como una distribución normal de probabilidad (cuadro 6), por lo tanto:

$$\Delta Y = \bar{e} \pm Z\sigma_e \quad (10)$$

Los niveles de confianza estimados anteriormente se encuentran en intervalos de confiabilidad del orden de 91, 86, 83, 77 y 66%, respectivamente, para los niveles de confianza propuestos.

De igual forma que el caso anterior, los parámetros adimensionales se ajustaron a una regresión del tipo li-

Cuadro 6. Intervalos de confianza para $Y = \log(Q_a/Q_s)$.

Nivel de confianza %	Z	+ ΔY	- ΔY
97.5	1.9600	0.2717	- 0.2717
95	1.6449	0.2280	- 0.2280
90	1.2816	0.1776	- 0.1776
85	1.0364	0.1436	- 0.1436
80	0.8416	0.1167	- 0.1167

Cuadro 7. Intervalos de confianza para $Y = \log(A_c/H_s D)$.

Nivel de confianza %	Z	+ ΔY	- ΔY
97.5	1.9600	0.0906	- 0.0906
95	1.6449	0.0760	- 0.0760
90	1.2816	0.0592	- 0.0592
85	1.0364	0.0479	- 0.0479
80	0.8416	0.0389	- 0.0389

neal para establecer una formulación que permita obtener el área erosionada dentro del vaso (ilustración 12), resultando la expresión:

$$\frac{A_c}{H_s D} = 32.322 \left[\frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.273} \quad (11)$$

Siguiendo el procedimiento empleado anteriormente se obtienen los intervalos de confianza que se presentan en el cuadro 7, utilizando la ecuación 10.

Nuevamente los niveles de confianza calculados anteriormente, con relación a los intervalos de confiabilidad, se encuentran del orden de 94, 86, 80 y 62%, respectivamente, para los niveles de confianza propuestos.

Ilustración 12. Representación gráfica de los parámetros adimensionales $(A_c/H_s D) - (Q_a/Q_s)$.

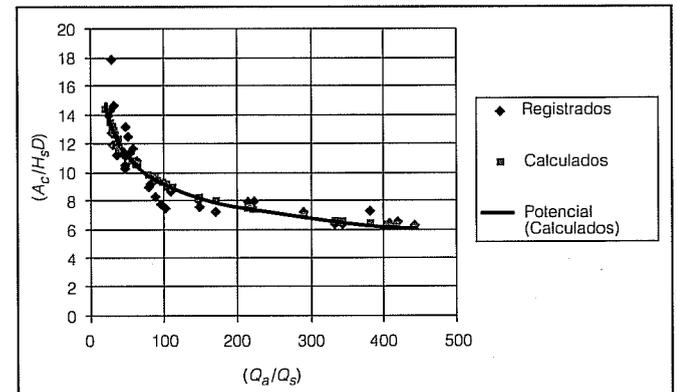
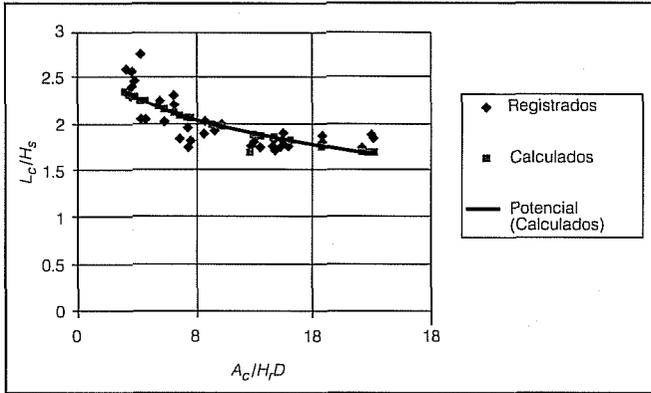


Ilustración 13. Representación gráfica de los parámetros adimensionales $(A_c/H_r D) - (L_c/H_s)$.



Para calcular la profundidad que se alcanzará al operar el desagüe de fondo (H_r), se realizó un ajuste similar al anterior, obteniéndose la ecuación 12 (ilustración 13):

$$\frac{A_c}{H_r D} = 3.6712 \left[\frac{L_c}{H_s} \right]^{-0.2807} \quad (12)$$

Los intervalos de confianza también se pueden obtener de la ecuación 10 y se presentan en el cuadro 8.

Los intervalos de confianza calculados anteriormente se estimaron con intervalos de confiabilidad, que se encuentran del orden de 96, 94, 85, 80, 74 y 56%, respectivamente, para los niveles de confianza propuestos.

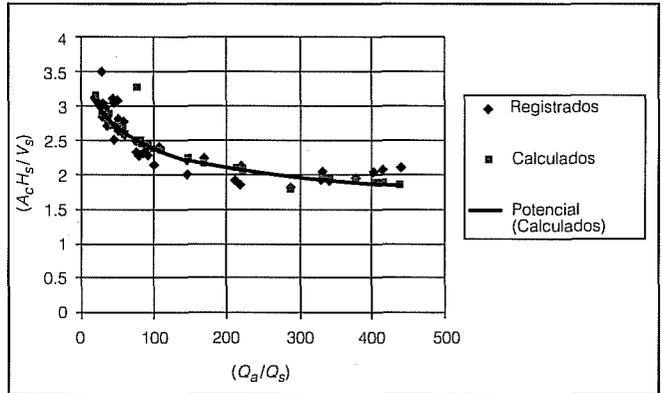
Siguiendo con el proceso anterior, se ajustaron los parámetros adimensionales a una regresión del tipo lineal para establecer una formulación (ecuación 13) que permite obtener el volumen de sólidos removido y posteriormente encontrar el tiempo de operación de la remoción (ilustración 14).

$$\frac{A_c H_s}{V_s} = 5.12715 \left[\frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.16504} \quad (13)$$

Cuadro 8. Intervalos de confianza para $Y = \log(A_c/H_r D)$.

Nivel de confianza %	Z	+ ΔY	- ΔY
97.5	1.9600	0.1753	- 0.1750
95	1.6449	0.1471	- 0.1468
90	1.2816	0.1147	- 0.1144
85	1.0364	0.0928	- 0.0924
80	0.8416	0.0754	- 0.0751

Ilustración 14. Representación gráfica de los parámetros adimensionales $(A_c H_s/V_s) - (Q_a/Q_s)$.



Cuadro 9. Intervalos de confianza para $Y = \log(A_c/H_r D)$.

Nivel de confianza %	Z	+ ΔY	- ΔY
97.5	1.9600	0.0602	- 0.0602
95	1.6449	0.0505	- 0.0505
90	1.2816	0.0394	- 0.0394
85	1.0364	0.0318	- 0.0318
80	0.8416	0.0258	- 0.0258

Calculando los intervalos de confianza se obtiene los resultados indicados en el cuadro 9.

Con los intervalos de confianza calculados anteriormente se estimaron los porcentajes de confiabilidad, que se encuentran del orden de 97, 94, 80, 71 y 63%, respectivamente, para los niveles de confianza propuestos.

Una vez conocidos Q_s y V_s se puede conocer el tiempo de operación, ya que por definición:

$$t = \frac{V_s}{Q_s} \quad (14)$$

Metodología propuesta para estimar la remoción hidráulica de sedimentos en condiciones de flujo presurizado

En el caso que se quiera hacer una estimación de la remoción hidráulica de sedimentos, considerando la condición de flujo presurizado, la metodología a seguir sería la siguiente:

- a) Se supone que se conocen las variables de la altura del agua en el embalse (H_a); la altura del sedimento (H_s); el gasto de agua a la entrada del em-

- balse (Q_s), y el diámetro del desagüe de fondo (D), y se pretende encontrar el gasto sólido removido (Q_s); el área erosionada (A_c); la profundidad de remoción (H_r); la longitud del cauce formado por la erosión (L_c), y el volumen de sólidos removido (V_s).
- Se estima el gasto sólido removido Q_s con la ecuación 9 o gráficamente, con la ilustración 11a.
 - Se estima el área erosionada A_c con ayuda de la ecuación 11 o gráficamente, con la ilustración 12.
 - Se estima la longitud de remoción de los sedimentos L_c al considerar que el ángulo formado por el cono de remoción es prácticamente constante e igual a 27.8° ($L_c = H_r \tan 27.8^\circ$).
 - Con la ecuación 12 se estima H_r , considerando que una vez formado el cono de remoción $H_s \approx H_r$.
 - Con la ecuación 13 o la ilustración 14 se estima el valor de V_s .

Como se conoce Q_s es posible calcular el tiempo en el que se efectuará la remoción de sedimentos, ya que $t = V_s / Q_s$.

Los porcentajes de confiabilidad registrados, para los intervalos de confianza propuestos, garantizan que las ecuaciones obtenidas a través de los ajustes realizados se pueden utilizar para calcular teóricamente el volumen total de sedimentos removidos, el área de influencia, la profundidad de la remoción y el tiempo en que esto sucederá, si se aplicara el método de remoción hidráulica durante avenidas para esta condición de operación.

Remoción hidráulica para la condición de flujo a superficie libre en el proyecto hidroeléctrico Tuxpango

El proyecto hidroeléctrico Tuxpango, ubicado en el estado de Veracruz, fue terminado en 1931. El embalse se ha saturado de azolves (foto 1), presentando serios problemas para la generación de energía eléctrica, motivo por el cual la CFE ha realizado un proyecto para la modernización de la central hidroeléctrica, el cual consiste en construir un desarenador y una nueva obra de toma que se conectará mediante una lumbrera a la obra de toma actual.

Descripción de la obra

El proyecto Tuxpango tiene una cortina de concreto ciclópeo, tipo arco gravedad, de 30.7 m de altura máxima y 108.6 m de longitud de corona. Debido al aporte de sedimentos al embalse, su capacidad ha disminuido significativamente, así como el poder de generación de la planta hidroeléctrica existente.

Foto 1. Vista de la presa Tuxpango, Veracruz, en la que se muestra el azolve acumulado.



Cuadro 10. Datos principales del proyecto hidroeléctrico Tuxpango.

Elevaciones	msnm
NAME, nivel de control superior	985.80
NAMO, nivel de conservación	981.90
Cresta vertedora	980.20
NAMINO, nivel mínimo para el diseño de la obra de toma	980.20
Umbral de la obra de toma	976.20
Gasto	m ³ /s
Medio anual	41.30
Obra de toma, de diseño	30.67
Obra de toma, mínimo	11.50

Estructuralmente, la obra de toma actual está formada por cuatro bocatomas con rejillas, con umbrales de entrada a las elevaciones 962.50, 967.50, 972.45 y 976.50 msnm; el ancho medio de las rejillas es de cuatro metros.

Los principales datos del proyecto se indican en el cuadro 10.

Estimación inicial

Para estimar si la remoción hidráulica aplicada al proyecto hidroeléctrico Tuxpango es factible o no, se usó el método teórico descrito anteriormente, para lo cual fue necesario conocer los siguientes datos (obtenidos del estudio de la determinación de aportes sólidos al embalse del proyecto hidroeléctrico Tuxpango, realizado por la CFE y de los planos batimetría presa Tuxpango y plano P.1214 de la misma Comisión):

$n = 86,400$ s/día.
 $T_f = 0.08333$ días (120 minutos).
 $N =$ una vez al año.
 $Min = 5,678,049.00$ t/año.
 $TE = 1$

La relación de balance de sedimento removido hidráulicamente a sedimento depositado es:

$$BSR = Q_{ts} n T_f / N Min TE$$

$$Q_{ts} = \Upsilon \frac{Q_f^{1.6}}{W^{0.6}} S^{1.2}$$

$$W = 12.8 Q_f^{0.5}$$

donde:

$Q_f = 30.67$ m³/s.
 $S = 0.00494$.
 $\Upsilon = 300$.

Por lo tanto:

$W = 70.8870$ m.
 $Q_{ts} = 9.50595$ t/s.

Relación de extracción de la presa:

$$REP = 1 - (H_{remoción} / H_{máx})$$

donde:

$H_{remoción} = 7.97$ m.
 $H_{máx} = 11.43$ m.

$$REP = 0.30271 < 0.7$$

Balance calculado de sedimentos removidos, usando la pendiente original del río:

$$BSR_d = 0.01205 < 1$$

Relación de ancho para la remoción hidráulica:

$$RAR = W / W_{fondo}$$

donde:

$$W_{fondo} = 30$$
 m

$$RAR = 2.36290 > 1$$

La relación del ancho de la cima está definida:

$$RAC = (W_{fondo} + 2H_{máx} \tan \alpha) / W_{cima}$$

donde:

$W_{fondo} = 12$ m.
 $W_{cima} = 101$ m.
 $\tan \alpha = 0.6347$.
 $\rho = 2.6$ t/m³.
 $RAC = 12.83831 > 1$

Basados en el criterio descrito anteriormente y con los resultados obtenidos, se puede decir que la remoción hidráulica de sedimentos en el embalse del proyecto hidroeléctrico Tuxpango es factible de realizar.

Diseño del modelo

El modelo fue diseñado con una escala de líneas $L_e = 30$, tomando en cuenta el espacio disponible en el laboratorio y el gasto de alimentación del modelo para su ensaye.

De acuerdo con el criterio de similitud de Froude, se obtuvieron los valores de las escalas indicadas en el cuadro 11.

En el modelo físico se representó en su totalidad el desarenador, la obra de toma, la canalización y la lumbrera, así como parte de la cortina vertedora y del embalse (ilustración 15).

El desarenador está formado por dos muros verticales paralelos y al final por dos compuertas radiales, todo esto construido en el modelo en acrílico transparente de 8 mm de espesor. Uno de los muros aloja las compuertas de la nueva obra de toma, con un umbral a una elevación por arriba de la plantilla del desarenador; el otro muro, denominado muro guía, separa el canal y el embalse del río, siendo la prolongación de una de las pilas del vertedor de la presa (ilustración 16). La función del canal desarenador es reducir el paso de sedimentos por la obra de toma si se logran operar las compuertas con cierta periodicidad.

El sedimento que se utilizó fue el mismo del caso anterior (Ilustración 17).

El material que se representó en el embalse, a todo lo largo y ancho del modelo físico, está clasificado

Cuadro 11. Valores de escalas para el modelo del proyecto hidroeléctrico Tuxpango.

Escala	Valor
Líneas	$L_e = 30$
Velocidad	$V_e = 5.47$
Gastos	$Q_e = 4,929.5$
Rugosidades	$n_e = 7.76$

Ilustración 15. Geometría del modelo hidráulico en planta, proyecto hidroeléctrico Tuxpango.

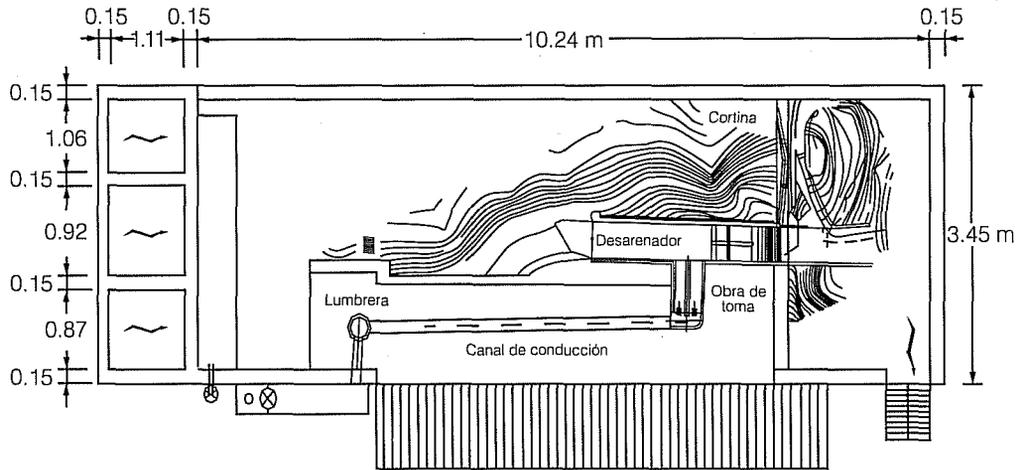
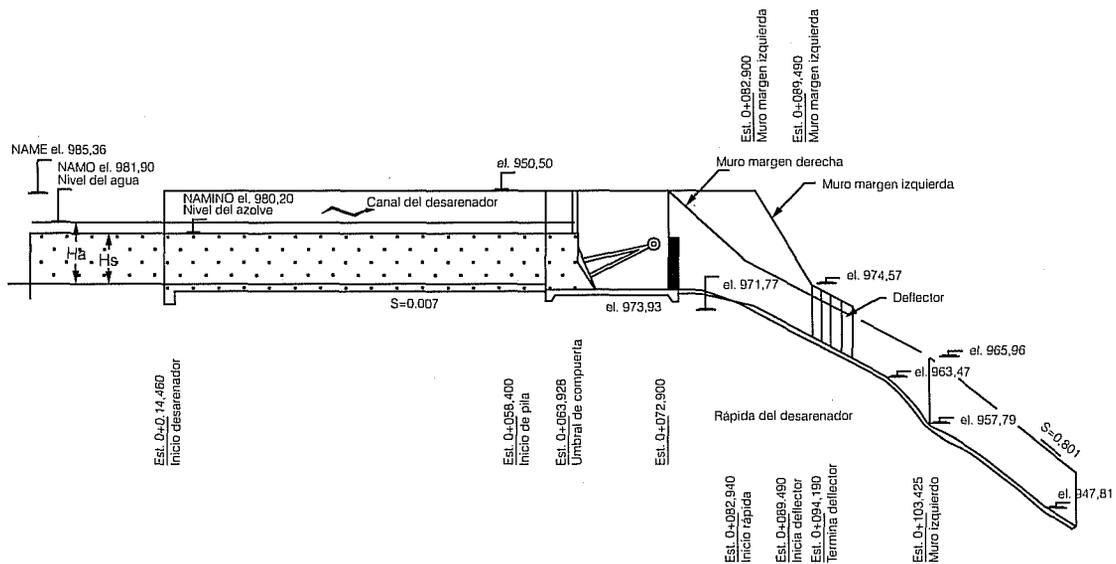


Ilustración 16. Perfil del canal desarenador del proyecto hidroeléctrico Tuxpango.



como arena mal graduada de origen volcánico del Ajusco, tiene un $D_m = 0.19$ mm y una densidad de 2.66.

El grado de compactación del material depositado en el modelo se puede inferir a través de la relación de vacíos "e".

$$e = \frac{\nabla v}{\nabla s} = \frac{\nabla e - \nabla s}{\nabla s} \quad (15)$$

siendo: ∇v el volumen de vacíos en el embalse; ∇s , el volumen de sólidos acarreados por el flujo, y ∇e , el volumen erosionado por la corriente.

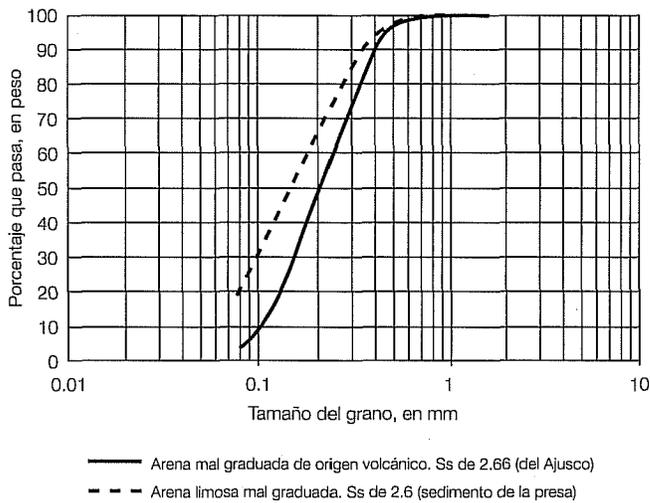
De los ensayos realizados en el modelo físico, $e = 1.28\%$.

Niveles del embalse a ensayar

Para determinar la eficiencia de la remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre se llevaron a cabo dieciocho ensayos, en los cuales se adoptaron dos diferentes condiciones de tiempo (siete a catorce minutos), tres diferentes gastos de entrada, tres niveles distintos de sedimento en el embalse, y un mismo nivel de agua en el embalse (981.90 msnm), como se presenta en el cuadro 12.

Al igual que en el caso anterior, se eligió un ensayo (el CD1) para ser descrito en esta sección, para el que se preparó el modelo, considerando un gasto de entra-

Ilustración 17. Curva granulométrica del sedimento empleado (densidad de 2.66 y un diámetro medio $D_m = 0.19$ mm) y del existente en prototipo.



da 30.67 m³/s y un nivel del sedimento a la elevación 980.20 msnm, el nivel de agua en el embalse 981.90 msnm; en esta etapa, el nivel del agua en el embalse no se mantuvo constante, sino que se dejó abatir; los ensayos realizados se muestran en el cuadro 13.

Resultados experimentales

Los resultados obtenidos para esta condición se basaron en ensayos que se iniciaron al abrir las compuertas del canal desarenador por un tiempo de siete y catorce minutos; una vez transcurrido este lapso, se cerraron las compuertas y se formó un canal de remoción a lo largo del vaso del modelo, con una profundidad mayor en la vecindad del desarenador y decreciente hacia el final del vaso (ilustraciones 18 y 19).

Con esta condición de operación el arrastre de sedimento es continuo, es decir, se presenta durante todo el tiempo de operación ensayado, cosa que no sucede para la condición de flujo presurizado.

Cuadro 12. Niveles a ensayar, proyecto hidroeléctrico Tuxpango.

Elevación del agua en el embalse (msnm)	t (min)	Gasto (m ³ /s)	Elevación del sedimento en el embalse para operar el canal desarenador (msnm)		
981.90	7	30.67	981.20	980.70	980.20
981.90	7	19.67	981.20	980.70	980.20
981.90	7	11.50	981.20	980.70	980.20
981.90	14	30.67	981.20	980.70	980.20
981.90	14	19.67	981.20	980.70	980.20
981.90	14	11.50	981.20	980.70	980.20

Cuadro 13. Ensayos realizados en la condición de flujo a superficie libre, proyecto hidroeléctrico Tuxpango.

Ensayo	H_a (m)	H_s (m)	Q_a (m ³ /s)	t (s)	V_s (m ³)	Q_s (m ³ /s)	A_c (m ²)	L_c (m)
CD1	0.255	0.198	0.0062	420	0.476	0.001133	9.8155	3.2876
CD2	0.255	0.198	0.0040	420	0.481	0.001145	10.3737	3.6746
CD3	0.255	0.198	0.0023	420	0.303	0.000722	5.6495	3.7037
CD4	0.255	0.215	0.0062	420	0.368	0.000876	7.7907	3.8087
CD5	0.255	0.215	0.0040	420	0.322	0.000767	7.6728	3.9306
CD6	0.255	0.215	0.0023	420	0.231	0.000550	7.5023	3.6125
CD7	0.255	0.232	0.0062	420	0.264	0.000629	4.9141	2.98317
CD8	0.255	0.232	0.0040	420	0.251	0.000598	4.4698	2.2415
CD9	0.255	0.232	0.0023	420	0.162	0.000386	3.3664	1.7240
CD10	0.255	0.198	0.0062	840	0.518	0.000617	6.9308	3.5330
CD11	0.255	0.198	0.0040	840	0.502	0.000598	7.2380	5.1031
CD12	0.255	0.198	0.0023	840	0.241	0.000287	4.6229	3.5352
CD13	0.255	0.215	0.0062	840	0.464	0.000552	6.0270	3.4282
CD14	0.255	0.215	0.0040	840	0.389	0.000463	4.2276	3.6393
CD15	0.255	0.215	0.0023	840	0.251	0.000299	3.5864	3.6927
CD16	0.255	0.232	0.0062	840	0.428	0.000510	6.7514	3.9153
CD17	0.255	0.232	0.0040	840	0.406	0.000483	6.6164	3.6568
CD18	0.255	0.232	0.0023	840	0.268	0.000319	5.4862	3.7136

Ilustración 18. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre, proyecto hidroeléctrico Tuxpango, ensaye CD01.

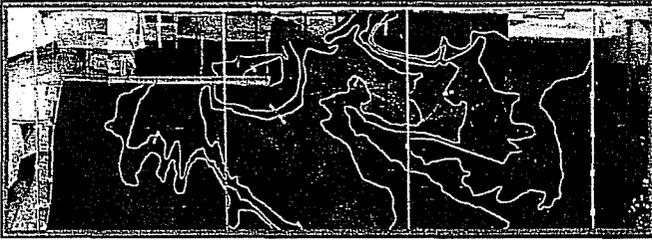


Ilustración 19. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre, proyecto hidroeléctrico Tuxpango, ensaye CD03.



El fenómeno que se presentó de la remoción durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre confirma las observaciones realizadas por Jihn-Sung y Hsieh en 1996.

Análisis de los resultados experimentales de remoción con flujo a superficie libre

Se requiere, como en el caso anterior, llevar a cabo un análisis de los datos obtenidos para llegar a una formulación que pueda dar como resultado algún criterio con el cual se pueda obtener el gasto sólido de la remoción, el área erosionada dentro del vaso y la cantidad de material transportado por la corriente.

La remoción de sedimentos para la condición de flujo a superficie libre depende tanto de la altura del agua en el embalse (H_a); la altura del sedimento en el embalse (H_s); el gasto de agua de entrada (Q_a); el gasto de sólidos removido (Q_s); el área erosionada (A_c); la longitud del cauce formado por la erosión (L_c), y el volumen total de sólidos removido (V_s).

Los cálculos realizados para establecer la siguiente formulación se hicieron siguiendo la misma teoría que para la condición anterior, por lo que se establecieron los siguientes parámetros adimensionales:

$$\frac{L_c Q_s}{H_s Q_s}, \frac{H_a}{H_s}, \frac{A_c}{L_c H_s}, \frac{A_c L_c}{V_s} \text{ y } \frac{Q_a}{Q_s}$$

De la representación gráfica en papel logarítmico de los grupos de parámetros que intervienen para calcular el gasto sólido de la remoción, el área erosionada dentro del vaso y la cantidad de material transportado por la corriente, se observa que tienen una distribución de potencia, por lo que se ha ajustado a una regresión lineal, obteniendo finalmente las expresiones siguientes (ilustraciones 20, 21 y 22):

$$\frac{H_a}{H_s} = 1.100515 \left[\frac{L_c Q_s}{H_s Q_a} \right]^{-0.091011} \quad (16)$$

$$\frac{A_c}{L_c H_s} = 11.843280 \left[\frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.154171} \quad (17)$$

$$\frac{A_c L_c}{V_s} = 102.104292 \left[\frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.222441} \quad (18)$$

Como el tamaño de la muestra es menor de treinta, se acepta que la distribución de errores se comporta como una distribución t de Student y considerando $v = n - 1$, y ya que $n = 18$, se tienen 17 grados de libertad, con lo que se obtienen los intervalos para los niveles de confianza señalados en los cuadros 14, 15 y 16 obtenidos a partir de la ecuación 10.

Los intervalos de confianza calculados anteriormente, con los que se estimaron los porcentajes de confiabilidad para cada una de las regresiones, se encuentran del orden de 94, 89, 83, 72 y 61%, respectivamente, para los niveles de confianza propuestos.

Ilustración 20. Representación gráfica de los parámetros adimensionales $(H_a/H_s) - (L_c Q_s/H_s Q_a)$.

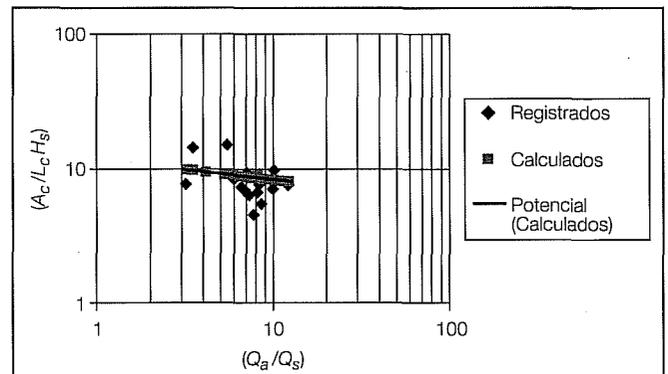
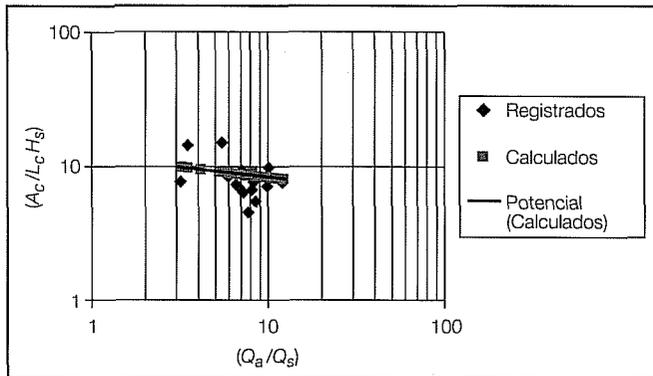


Ilustración 21. Representación gráfica de los parámetros adimensionales $(A_c/L_c H_s) - (Q_a/Q_s)$



Cuadro 14. Intervalos de confianza para $Y = \log (H_a/H_s)$.

Nivel de confianza %	Z	+ ΔY	- ΔY
97.5	2.11	0.0443	- 0.0443
95	1.74	0.0365	- 0.0365
90	1.33	0.0279	- 0.0279
85	1.069	0.0224	- 0.0224
80	0.863	0.0181	- 0.0181

Cuadro 15. Intervalos de confianza para $Y = \log (A_c/L_c H_s)$.

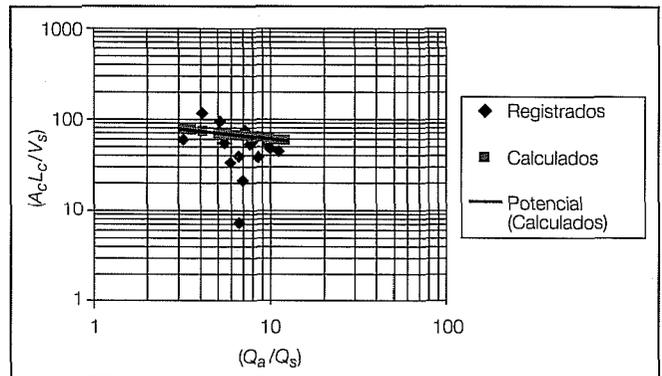
Nivel de confianza %	Z	+ ΔY	- ΔY
97.5	2.11	0.2562	- 0.2562
95	1.74	0.2113	- 0.2113
90	1.33	0.1615	- 0.1615
85	1.069	0.1298	- 0.1298
80	0.863	0.1048	- 0.1048

Cuadro 16. Intervalos de confianza para $Y = \log (A_c L_c / V_s)$.

Nivel de confianza %	t	+ ΔY	- ΔY
97.5	2.11	0.2636	- 0.2636
95	1.74	0.2174	- 0.2174
90	1.33	0.1661	- 0.1661
85	1.069	0.1335	- 0.1335
80	0.863	0.1078	- 0.1078

Al igual que para la condición de operación anterior, los porcentajes de confiabilidad registrados, para los intervalos de confianza propuestos, garantizan que las ecuaciones obtenidas a través de los ajustes realizados se pueden utilizar para calcular teóricamente el

Ilustración 22. Representación gráfica de los parámetros adimensionales $(A_c L_c / V_s) - (Q_a/Q_s)$



volumen total de sedimentos removidos, el área de influencia y el tiempo en que esto sucederá, si se aplicara el método de remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre.

Metodología propuesta para estimar la remoción hidráulica de sedimentos en condiciones de flujo a superficie libre

En el caso que se quiera hacer una estimación de la remoción hidráulica de sedimentos, considerando la condición de flujo superficie libre, la metodología a seguir sería la siguiente:

- a) Se supone que se conocen las variables de la altura del agua en el embalse (H_a), la altura del sedimento (H_s) y el gasto de agua a la entrada del embalse (Q_a), y se pretende encontrar el gasto sólido removido (Q_s), el área erosionada (A_c), y el volumen de sólidos removido (V_s).
- b) Se estima la longitud que se pretende alcanzar al efectuar la remoción de los sedimentos L_c ; en el caso de Tuxpango, por ejemplo, dicha longitud es la que se tiene entre la obra de toma y el desarenaador, sin embargo, si se quiere remover el volumen total de sedimentos de una presa se deberá considerar la longitud total del embalse.
- g) Se estima el gasto sólido removido Q_s con la ecuación 16 o gráficamente, con la ilustración 20. Se estima el área erosionada A_c con ayuda de la ecuación 17 o gráficamente, con la ilustración 21.
- h) Con la ecuación 18 o con la ilustración 22 se estima V_s .

Como se conoce Q_s es posible estimar el tiempo en el que se efectuará la remoción de sedimentos, ya que $t = V_s / Q_s$.

Aplicación al proyecto hidroeléctrico Tuxpango

De acuerdo con la formulación obtenida anteriormente, el tiempo de operación del canal desarenador para alcanzar un determinado nivel de azolve frente a la obra de toma actual se obtuvo de la forma siguiente: esta secuencia de aplicación se presenta al obtener el tiempo de desazolve del embalse, de tal manera que en la obra de toma actual se alcance el nivel del umbral (elevación 976.50 msnm), ya que se encuentra colmado de sedimento.

Información de campo:

- Ecurrimiento del río, $Q_a = 30.67 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Distancia entre la obra de toma y el desarenador, $\Delta L = 95 \text{ m}$.
- Elevación del agua, 981.90 msnm (NAMO).
- Elevación del azolve, 980 msnm.
- Elevación de la plantilla del desarenador, 974 msnm.

Para calcular el gasto sólido que arrastra el flujo a partir de la ecuación 17 es necesario establecer:

$H_a =$ elevación al NAMO – Elevación de la plantilla del desarenador

$$H_a = 7.9 \text{ m}$$

$H_s =$ elevación del azolve – Elevación de la plantilla del desarenador

$$H_s = 6.0 \text{ m}$$

El desnivel entre el umbral de la toma y la plantilla del desarenador corresponde a:

$\Delta z =$ elevación del umbral de la toma – Elevación de la plantilla del desarenador.

$$\Delta z = 2.5 \text{ m}$$

Con lo que se puede calcular la pendiente del cauce como el desnivel antes encontrado dividido entre la longitud existente entre el desarenador y la obra de toma actual:

$$S = \frac{\Delta z}{\Delta L} = 0.0263157$$

$$L_c = \frac{H_s}{S} = 228 \text{ m}$$

Finalmente, de la ecuación 16 se calcula Q_s :

$$Q_s = \left[\frac{H_a}{1.100515 H_s} \left(\frac{H_s Q_a}{L_c} \right)^{0.091011} \right]^{\frac{1}{0.091011}}$$

$$Q_s = 5.79088 \text{ m}^3/\text{s}$$

El segundo paso es calcular el área de influencia del material arrastrado. De la ecuación 17, el área de influencia es:

$$A_c = 11.8432801 (H_s L_c) \left[\frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.154171}$$

$$A_c = 12529.76885 \text{ m}^2$$

El tercer paso es calcular el volumen de sedimento arrastrado. A partir de la ecuación 18, el volumen total de sólidos removidos es:

$$V_s = \frac{A_c L_c}{102.1042924} \left[\frac{Q_s}{Q_a} \right]^{-0.222441}$$

$$V_s = 40539.11973 \text{ m}^3$$

Por último se calcula el tiempo de operación del canal desarenador con el cual se desazolve hasta el nivel deseado.

El tiempo de desazolve conociendo el volumen y el gasto de sólido:

$$t = \frac{V_s}{Q_s}$$

$$t = 7000.50902 \text{ s} = 1.944 \text{ h}$$

Por lo que el tiempo de operación del canal desarenador para lograr el desazolve del embalse hasta el nivel de la obra de toma actual (elevación 976.50 msnm) será de una hora 57 minutos.

Líneas de investigación propuestas

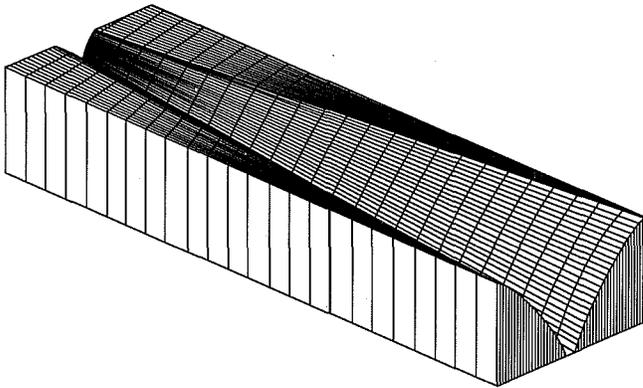
Flujo bidimensional

A la fecha, los modelos empleados para este tipo de estudios son básicamente unidimensionales y no hay evidencia de muchos modelos bidimensionales aplicados al proceso de remoción hidráulica de sedimentos;

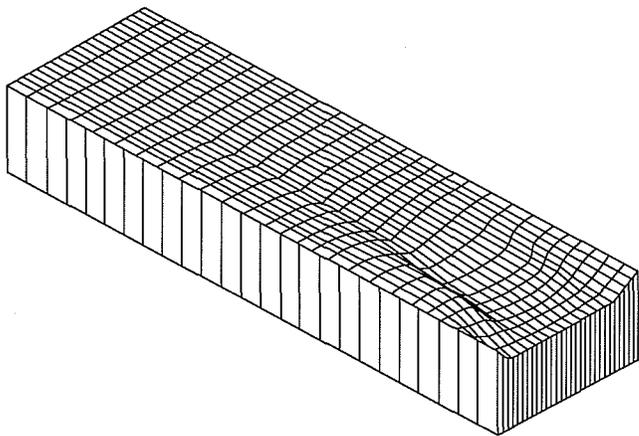
Bechteler y Nujic (1996) presentaron un modelo bidimensional (2D) para describir el flujo y los patrones de sedimentación en el área del embalse para un flujo que entra en él. Lai (1994) desarrolló un modelo bidimensional finito con flujo no permanente y un modelo de transporte de sedimentos para simular la formación de un canal de remoción durante el proceso de sedimentación.

La ilustración 23 muestra el desarrollo de un canal de remoción hidráulica con este modelo. Este es ciertamente una aproximación atractiva para la comprensión del fenómeno, aunque se requiere un desarrollo más amplio, el cual debe estudiarse con una formulación matemática más realista y comprobándose con estudios de modelos experimentales en los que la medición juega un papel preponderante.

Ilustración 23. Resultados del modelo 2-D propuesto por Lai (1994).



a) Perfil del sedimento durante el proceso de remoción hidráulica



b) Líneas equipotenciales de la superficie libre de agua durante el proceso de remoción hidráulica

El modelo bidimensional finito (Lai, 1994) se plantea considerando lo siguiente:

Un sistema de ecuaciones hiperbólicas no lineales en el que:

$$\partial q / \partial t + \partial f(q) / \partial x + \partial g(q) / \partial y = b(q) \quad (19)$$

Vectores: $q = [h, hu, hv]^T$;

Fuente/sumidero: $b(q)$;

Vectores de flujo: $f(q) = [hu, hu^2 + gh^2 / 2, huv]^T$, en x ;

$g(q) = [hv, huv, hv^2 + gh^2 / 2]^T$, en y ;

donde:

q es flujo que entra al embalse que se expresa en función de la carga hidráulica en el embalse (h), la carga hidráulica en la dirección x (hu) y la carga hidráulica en la dirección y (hv).

$b(q)$ es la intensidad de la fuente o el sumidero que se considera para la modelación.

$f(q)$ es el vector que define la variación de la ecuación de la energía en la dirección x y $g(q)$ en la dirección y .

Integrando la ecuación 21 sobre Ω , por el teorema de la divergencia:

$$\iint_{\Omega} q_t dw = - \int_{\partial\Omega} F(q) n dL + \iint_{\Omega} b(q) dw \quad (20)$$

donde:

$$F(q) = [f(q), g(q)]^T$$

$F(q)$ es el vector que define la variación de la energía en ambas direcciones.

Discretizando la ecuación 21 se obtiene la ecuación básica para desarrollar el modelo de volumen finito:

$$A dq / dt = - \sum_{j=1}^m F_n^j(q) L^j + Ab(q) \quad (21)$$

donde:

A es el área de la sección transversal.

Indudablemente debe hacerse un esfuerzo importante para establecer este tipo de modelación matemática, calibrarla con la ayuda de modelos físicos, aplicarla y medirla en prototipos, haciendo pruebas de extracción con la instrumentación suficiente para lograr la retroalimentación requerida.

Análisis de riesgo

Debido que se requiere regular el agua para diferentes usos, se necesita acumularla durante las avenidas. Cuando el gasto pico de entrada del sedimento Q_s precede al gasto máximo de la avenida Q , lo ideal sería abrir las compuertas del desagüe de fondo para dejar pasar el pico del sedimento y cerrarlas antes de que pase el pico de la avenida, como se muestra en la ilustración 24.

El análisis de riesgo debería entonces plantearse en el sentido de investigar la probabilidad de la llegada del pico del sedimento con relación al de la avenida para una cierta condición de flujo dada.

La eficiencia de la remoción hidráulica de sedimentos depende también de la variación del tiempo del hidrograma de entrada con respecto al tiempo del de sedimentos. Para definir la políticas de operación correcta de los embalses, ambas necesidades deberán considerarse, cuestión que a la fecha no ha sido abordada adecuadamente en la literatura técnica.

Para un gran embalse, tal como el de Tres Gargantas en China y los que se tienen en México como La Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas, en Chiapas; Infiernillo y La Villita en Michoacán; Aguamilpa en Nayarit, y Zimapán, en Hidalgo, una serie de avenidas puede entrar al embalse en forma de trenes de avenidas, como se muestra en la ilustración 25, en la que la línea horizontal representa la capacidad del río o canal aguas abajo y se presentará un hidrograma de salida en el río si la capacidad mostrada con dicha línea horizontal es superada.

La función de un almacenamiento es regular las avenidas que se presenten, aunque puede establecerse como política de operación que puede dejarse pasar hacia aguas una parte de éstas una vez que el gasto pico ha sido regulado, de tal manera que el embalse sea capaz de regular la siguiente avenida.

De esta forma no es suficiente probar el caso para el paso de un solo tren de avenidas, ya que no se po-

Ilustración 24. Relación entre el gasto pico de la avenida y el gasto pico del sedimento.

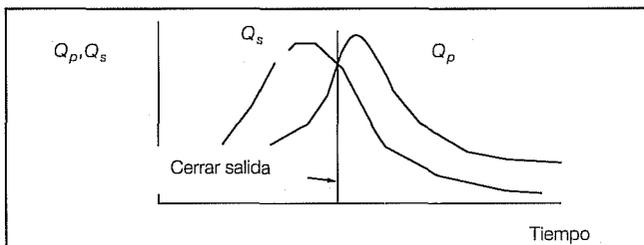
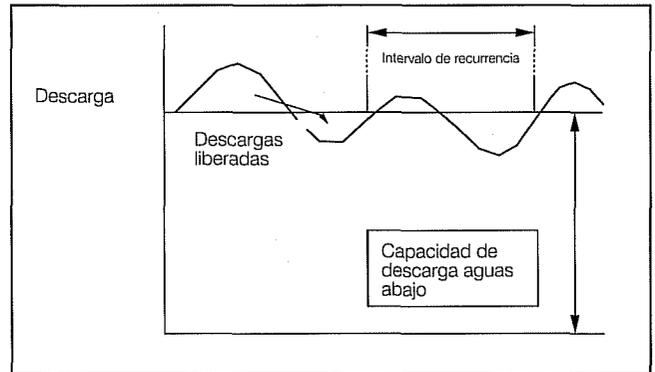


Ilustración 25. Trenes de avenidas entrando al embalse y salidas del mismo.



drían representar todos los posibles casos que pueden suceder durante la vida útil de los embalses.

Obviamente aquí hay dos tipos de problemas a resolver: uno es la ocurrencia de trenes de avenidas y el otro es el relacionado con el evento extremo en sí.

El planteamiento desarrollado por Shiau (1997) para el caso de sequías puede establecerse para eventos de trenes de avenidas considerando flujos máximos como sigue:

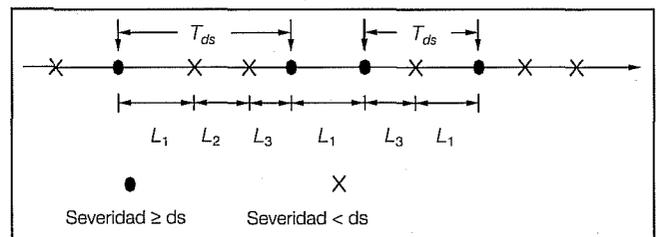
1. Eventos de flujos máximos.

Este tipo de eventos están definidos como una serie de trenes de avenidas que son mayores que el flujo que puede descargar la presa aguas abajo sin causar daños. Dos importantes características de los trenes de avenidas son la duración del tren de avenidas, que es una entrada continua sobre el nivel de truncamiento, y el volumen acumulativo total, que es el que se presenta por encima de dicho nivel de truncamiento.

2. Periodo de retorno.

El periodo de retorno o recurrencia para un tren de avenidas se define como el tiempo promedio entre la ocurrencia de dos eventos (tren de avenidas) que

Ilustración 26. Definición de periodo de retorno entre trenes de avenidas.



exceden cierto volumen. El periodo de retorno es entonces el tiempo promedio que transcurre para que se presente un tren de avenidas que iguala o excede un cierto valor del volumen de las avenidas.

Supóngase que ocurren trenes de avenidas con un volumen igual o mayor que ds en cualquier época del año; sea N_{ds} el número de avenidas que ocurren hasta el siguiente evento con un volumen igual o mayor que un ds dado. Entonces T_{ds} es el intervalo de tiempo entre estos dos eventos sucesivos como se muestra en la ilustración 26; entonces la relación puede ser escrita como:

$$T_{ds} = \sum_{i=1}^{N_{ds}} L_i \quad (22)$$

donde:

- L_i = periodo de tiempo entre dos eventos sucesivos.
- N_{ds} = el número de avenidas que ocurren hasta el siguiente evento con un volumen igual o mayor que un ds dado.
- T_{ds} = tiempo entre dos trenes de avenidas con magnitud igual o mayor que ds .

De acuerdo con la definición, el periodo de retorno de un evento con volumen igual o mayor que ds es el valor esperado de T_{ds} , por lo que:

$$E(T_{ds}) = E\left(\sum_{i=1}^{N_{ds}} L_i\right) = E(N_{ds}) E(L_i) \quad (23)$$

El intervalo de tiempo L_i se supone que tenga la misma distribución de probabilidad, entonces la ecuación anterior se simplifica a:

$$E(T_{ds}) = E(N_{ds}) E(L) \quad (24)$$

Sea $F_{\Delta s}(ds)$ la función de distribución acumulada del volumen del flujo. La probabilidad de un evento con igual volumen o mayor que ds es $1 - F_{\Delta s}(ds)$.

Si un evento con igual o mayor volumen que ds ocurriera, el N_{ds} ésimo evento tiene las mismas propiedades que implican que hay $N_{ds} - 1$ eventos con volumen mayor que ds . Por lo tanto, N_{ds} tiene una distribución de probabilidad geométrica con parámetro $1 - F_{\Delta s}(ds)$, y la probabilidad de la función de masa es:

$$P(N_{ds} = n) = F_{DS}(ds)^{n-1} [1 - F_{DS}(ds)], \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (25)$$

El valor esperado de N_{ds} es:

$$E(N_{ds}) = 1 / [1 - F_{DS}(ds)] \quad (26)$$

Por lo tanto, el periodo de retorno de un tren de avenidas con volumen igual o mayor que ds queda expresado como:

$$E(T_{ds}) = E(N_{ds}) E(L) = E(L) / [1 - F_{DS}(ds)] \quad (27)$$

La definición del periodo de retorno revela la relación entre el volumen del evento y el correspondiente periodo de retorno de los trenes de avenidas. Sin embargo, esta relación no involucra otros factores que intervienen en los eventos como duración de las avenidas, gastos pico, etcétera. Si la unión de la distribución de probabilidades de la duración de la avenida y de los volúmenes se conoce, entonces la ecuación 27 puede ser usada para determinar el volumen correspondiente para un periodo de retorno específico de la avenida y estimar las probabilidades, así como las propiedades estadísticas de la duración de las avenidas para esos eventos específicos.

Este análisis se puede aplicar a trenes de avenidas, en cuyo caso el volumen total de las avenidas es la suma de las avenidas parciales (como las presas de La Angostura y Malpaso, en las que se ha encontrado que son mucho más sensibles a trenes de avenidas con duraciones de cincuenta o sesenta días) (Marengo, 2000).

Para un análisis integral se debería considerar en la investigación el riesgo de cerrar las compuertas del desagüe de fondo cuando los hidrogramas de los dos eventos se presentan desfasados, como se muestra en la ilustración 24.

Adicionalmente, el ingeniero proyectista debe considerar en su análisis otros factores tales como deslizamientos de laderas en embalses y los posibles daños a las estructuras que se operan como compuertas, pilas, rápidas, etcétera.

Desde el punto de vista ecológico, se deberán considerar aspectos como la turbidez en el gasto de descarga que se ocasiona durante la remoción hidráulica.

Soluciones posibles aplicables a México

Definitivamente existen embalses con problemas severos y graves de pérdida de capacidad en diferentes presas en México y el mundo; las posibles soluciones propuestas en este escrito consideran que la remoción hidráulica de sedimentos tiene que hacerse a superficie libre para que sea efectiva, así una de las posibles soluciones, como se experimentó para el embalse de Tuxpango, es hacer una estructura controlada con base en compuertas que permitan efectuar la remoción; el defecto de esta solución es que sólo permitirá desazolvar el embalse hasta el nivel del piso de la estructura de control.

Si se quiere recuperar la capacidad de regulación de los embalses, una posible solución es excavar un túnel de gran dimensión (10 a 15 metros), en el que se construya un tapón de concreto, considerando las inyecciones necesarias para evitar el flaqueamiento del agua de la presa, y controlar el flujo con compuertas de desagüe de fondo desde la superficie por medio de lumbreras.

En el proceso constructivo se excavaría el túnel desde aguas abajo hacia aguas arriba, se construiría el tapón de concreto y la estructura de control una vez que se pase por debajo de la pantalla de cierre hidráulico y se continuaría excavando hacia aguas arriba hasta dejar un pequeño tapón de roca, el cual sería volado una vez que el túnel y la estructura de control quedaran completamente terminados. Se requeriría entonces abrir las compuertas y esperar a que se empezara a producir el transporte de sedimentos hacia aguas abajo, hasta que se estableciera completamente el flujo y se produjera la remoción de sedimentos en el embalse en forma importante.

La problemática de la turbidez hacia aguas abajo de las presas se podría resolver por medio de la construcción de pequeños diques fusibles (de tierra y roca) construidos sobre el río que, necesariamente, se van a ir degradando a medida que las avenidas pasan sobre ellos y la corriente de agua los destruya.

En los embalses que están contaminados –como es el caso de Tuxpango– deberá tenerse especial cuidado con el impacto ambiental hacia aguas abajo; podría hacerse un estudio con ecuaciones de difusión para conocer cómo viajan los contaminantes en el río.

Conclusiones

Las principales conclusiones que se desprenden de este estudio son:

Para el modelo físico del proyecto hidroeléctrico Huites:

- En todos los ensayos realizados, al aplicar la remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado, se forma un cono estable muy pequeño de remoción.
- Las pruebas realizadas indican que existe una condición crítica del tiempo de operación (2' 57"), y que al alcanzar este momento no se removerá más sedimento.
- Se registró que para esta condición de operación se puede remover sedimento con una carga de sólo cuatro veces el diámetro del desagüe de fondo, a partir del nivel del umbral de dicho desagüe, y que rebasando este nivel de sedimento, el desa-

güe de fondo se tapaná y, por consiguiente, no existirá remoción alguna.

- De acuerdo con las observaciones en el modelo, en la condición de flujo presurizado, se puede decir que el volumen total de sedimento removido es muy reducido, comparado con el volumen total de sedimento que se puede acumular en el embalse, sin embargo, si se necesita remover el sedimento que se encuentra en la vecindad de la obra de toma únicamente, este método será el adecuado y no se presentará ningún problema si se tiene el cuidado de no permitir que el nivel del sedimento rebase la elevación máxima de operación, lo cual se lograría operando el desagüe de fondo periódicamente (por lo menos una vez al mes).

Para el modelo del proyecto hidroeléctrico Tuxpango se puede concluir que:

- Al aplicar la remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre se formó un canal de remoción a lo largo del vaso del embalse que es muy efectivo en cuanto a remoción de sedimentos.
- Se encontró que para esta condición de operación, el arrastre de sedimento es continuo, es decir, se presenta durante todo el tiempo de operación ensayado, y el volumen total de sedimento removido es mucho mayor que en el caso anterior (flujo presurizado), por lo que esta condición de operación se recomienda cuando es necesario remover el sedimento alejado de la cortina de la presa y se busca recuperar la capacidad de regulación de la misma.
- De acuerdo con los resultados experimentales, para las dos condiciones de operación (flujo presurizado y superficie libre) se ha formulado una metodología para calcular el gasto sólido, el área de influencia de la remoción, el volumen de sedimento removido y el tiempo de operación, aplicables en prototipo.
- La utilidad del procedimiento propuesto permite establecer la conveniencia de aplicar la remoción hidráulica en embalses con características semejantes a las estudiadas, ya que permite conocer teóricamente el volumen total de sedimentos que serán removidos y el tiempo de operación necesario. Aunque no se dispone de información de campo para comprobar tales resultados, se estima que, por lo general del procedimiento, éste puede aplicarse a prototipo.
- Debido al grado de sedimentación que presenta el embalse proyecto hidroeléctrico Tuxpango, es necesario estudiar la evolución del desazolve con otro esquema del desarenador, que bien podría ser una

escotadura en la margen izquierda o la aplicación de un túnel desarenador, considerando sus costos y posibles beneficios en el mediano y largo plazos.

- Otro paso es establecer técnicas de simulación numérica generalizadas, como es el caso de las ecuaciones de difusión para analizar el problema del manejo de sedimentos contaminados en embalses y probar estas técnicas con datos de campo y laboratorio.

Recomendaciones

- Investigar el impacto ambiental que ocasionará la remoción hidráulica y poder determinar un plan de manejo del sedimento removido. Se requiere, además, establecer la capacidad del río aguas debajo de la presa, en caso de que el flujo de agua-sedimento sea descargado a éste.
- Llevar a cabo periódicamente la remoción de sedimentos para evitar grandes acumulaciones dentro de los embalses, con lo cual se complicaría su extracción. Por ejemplo, al alcanzar la elevación máxima de operación encontrada para la condición de flujo presurizado sería imposible remover el sedimento.
- Realizar una investigación más extensa, esto es, aplicando los modelos bidimensionales y un mayor número de ensayos para caracterizar los modelos de una mejor manera y que puedan usarse con éxito en prototipos, los cuales sean factibles de validar al considerar diferentes condiciones de operación, y distintos tipos de sedimento y grados de compactación tanto para la condición de flujo presurizado como para la de superficie libre. Esto, sin duda, enriquecerá la investigación.
- En caso de un proyecto nuevo, para la condición de operación de flujo presurizado, estudiar diferentes medidas del diámetro del desagüe de fondo, ya que la altura de remoción depende de éste y así poder utilizarlo (además de vaciar los embalses en caso necesario) también para la remoción de sedimentos.
- Deben continuarse los esfuerzos encaminados a la investigación para construir mejores bases que permitan establecer un procedimiento general con el que se pueda conocer la eficiencia de la remoción hidráulica de sedimentos.
- Se deben hacer serios esfuerzos para estimar los costos de soluciones atractivas que permitan recuperar la infraestructura hidráulica que el país posee; las medidas propuestas en este escrito se juzgan muy económicas, ya que, por ejemplo, un túnel de las dimensiones indicadas líneas arriba (10 a 15 metros) puede llegar a costar entre 20 y 25 millones

de dólares; incluyendo concretos, tratamientos e inyecciones y las compuertas de desagüe de fondo. El costo es de alrededor de siete millones de dólares más, lo que significa un total de 32 a 35 millones de dólares. Dragar por medios mecánicos tiene un costo que oscila entre cinco y siete dólares por metro cúbico; recuperar un embalse de 500 millones de metros cúbicos representaría una erogación del orden de 2,500 a 3,500 millones de dólares, que es sin duda muy alta (cuatro o cinco veces mayor que el costo de una presa nueva) y que no resuelve el problema de fondo, pues los embalses se vuelven a azolver.

Recibido: 11/08/2000.

Aprobado: 13/10/2000.

Bibliografía

- Albertson, M.L., A. Malinas y R. Hotchkiss (editores), *Proceedings of the International Conference on Reservoir Sedimentation*, Fort Collins, Colorado, 1996.
- Atkinson (editor), "Looking a little flushed", *International Water Power & Dam Construction*, febrero, vol. 2, núm. 3, 1998, pp. 30-33.
- Barragán, B.M. del C., "Remoción de sedimentos en embalses con la ayuda de la modelación física", tesis de maestría en ingeniería hidráulica, Facultad de Ingeniería de la UNAM, México, 2000, pp. 1-14.
- Bechteler, W. y M. Nujic, M. "Predicting reservoirs sedimentation with 2D model FLOODSIM", en el volumen I de Albertson, 1996.
- Campos, A. Daniel, *Dimensionamiento de la capacidad para sedimentos en los embalses*, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1980, 187 pp.
- Fan, J. y L. Morris Gregory, "Reservoir sedimentation I: Delta and density current deposits", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 118, núm. 3, 1992a, pp. 354-369.
- Fan, J. y L. Morris Gregory, "Reservoir sedimentation II: Reservoir desiltation and long-term", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 118, núm. 3, 1992b, pp. 370-385.
- Guido Aguilar, S., *Socavación al pie de las cubetas de lanzamiento formulación teórica*, tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1992, pp. 27-39.
- Harrison, L.L., L. Wing y T. Scott, "Developing an effective plan for managing sediment at hydro projects", *Hydro Review*, mayo, 1997, pp. 56-63.
- Hassanzadeh, Y., "The removal of reservoir sediment", *Official Journal of the Water International*, vol. 20, 1995, pp. 151-154.
- Hsieh Wen, S. "Flushing sediment trough reservoirs", *Journal of Hydraulic Research, Special Issue on Fluvial Hydraulics*, vol. 37, 1999, pp. 743-757.

- IRTECS, "Lecture notes of training course on reservoir sedimentation", *International and Training Center on Erosion and Sedimentation*, Beijing, 1985.
- Jihn-Sung, L. y W. Hsieh Shen, "Flushing sediment through reservoirs", *Journal of Hydraulic Research*, vol. 34, núm. 2, 1996, pp. 237-255.
- Lai, J.S., *Hydraulic flushing for reservoir desiltation*, disertación presentada en la Universidad de California en Berkeley, para cumplir parcialmente con los requisitos necesarios para obtener el grado de doctor en filosofía, California, 1994, pp. 35-45.
- Mahmod, K., "Reservoir sedimentation: impact, extent, and mitigation", *World Bank Technical Paper Number 71*, The International Bank for Reconstruction and Development, 1987, pp. 78-93.
- Marengo, H. "Consideraciones de riesgo de falla en presas mexicanas", *Revista de Ingeniería Civil*, vol. 356, México, 1998, pp. 22-39.
- Marengo, H., *Actualización del estudio hidrológico de las presas del Sistema Grijalva (La Angostura, Chicoasen, Malpaso y Peñitas, Chiapas)*, informe interno, Comisión Federal de Electricidad, México, 2000, pp. 25.
- Paul, C.T. y G.S. Dhillon, "Sluice dimensioning for desilting reservoirs", *International Water Power & Dam Construction*, vol. 40, núm. 5, 1988, pp. 40-44.
- Rehbinder, G., "Sediment removal with a siphon at critical flux", *Journal of Hydraulic Research*, vol. 32, núm. 6, 1994, pp. 845-860.
- Roovers, M., "The removal, treatment and use of sediment from reservoirs", *International Water Power & Dam Construction*, vol. 41, núm. 3, 1989, pp. 45-48.
- Shiau, Jeng-Tzong, *stochastics analysis and optimal reservoir operation during drought periods*, disertación presentada en la Universidad de California en Berkeley, para cumplir parcialmente con los requisitos necesarios para obtener el grado de doctor en filosofía, California, 1997.
- Solís, A. y J. Camargo, *Proyecto hidroeléctrico Huites, funcionamiento hidráulico de la obra de toma de generación*, informe interno de la Comisión Federal de Electricidad, Laboratorio de Hidráulica, México, 1994, pp. 35.
- Vorob'ev, A.S., "Flushing of reservoirs as a means of increasing the operating efficiency of hydroelectric stations", *Hydrotechnical construction*, 1982, pp. 517-521.
- Wen, S., S. Hsieh, J. Lai y D. Zhao, *Hydraulic desiltation for noncohesive sediment*, Congress of Hydraulic Engineering '93, When Shen, S.T. Su y Feng Wen (editores), vol. 1, 1993, pp. 119-124.
- Yoon Y., N., "The state and the perspective of the direct sediment removal methods from reservoirs", *International Journal of Sediment Research*, vol. 7, núm. 2, 1992.

Abstract

Marengo Mogollón, H., "Hydraulic sediment remotion in physical models", *Hydraulic Engineering in Mexico*, pages 99-124, vol. XVI, January-March, 2001.

Sediment remotion in reservoirs has received an increased attention worldwide because of the difficulty of building new dams. This paper shows the application of some flushing techniques in two hydraulic experimental models that were used in order to estimate the efficiency in sediment remotion, as well as feasible solutions to be applied in our country.

Key words: hydraulic remotion (flushing), hydraulic models, remotion efficiency, economic solutions proposal.

Dirección institucional del autor:

Humberto Marengo Mogollón
Correo electrónico: hmarengo@cfe.gob.mx

Comisión Federal de Electricidad
Subdirección de Construcción
Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos
Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos
Río Mississippi 71, piso 11, colonia Cuauhtémoc,
06500 México, D.F.
Teléfono (01) 55 25 57 69
Fax (01) 52 07 02 87