

01162

11



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

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

**LAVADO DE SEDIMENTOS EN
EMBALSES AZOLVADOS**

TESIS

Como requisito para obtener el grado de

**Maestro en Ingeniería
(Ingeniería Civil - Hidráulica)**

EJEMPLAR UNICO

Presenta

FRANCISCO NÚÑEZ GONZÁLEZ

DIRECTOR DE TESIS

M.I. JOSÉ ANTONIO MAZA ÁLVAREZ



MÉXICO, D.F.

Enero 2003

1

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**TESIS
CON
FALLA DE
ORIGEN**

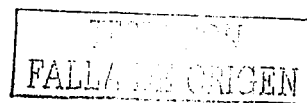
RESUMEN

Se presenta el estado del arte actual en la aplicación de la técnica de lavado hidráulico para el desazolve de embalses, así como un análisis de su desempeño a través de resultados obtenidos en una instalación experimental. El lavado hidráulico consiste en arrastrar el material depositado en el embalse haciendo uso del flujo generado al abrirse la descarga profunda de la presa. El nivel del agua en el embalse al aplicar la técnica es determinante en su eficacia, ya que si es abatido hasta vaciar el vaso, la técnica es significativamente más eficiente en la remoción de sedimento que al aplicarla con niveles de agua altos. Estas dos condiciones fueron analizadas en la instalación experimental. Para el lavado con niveles altos se estudió la geometría del cráter formado entorno a la descarga y se comparó con criterios teóricos, que demostraron ser bastante optimistas en cuanto al sedimento extraído. Se ajustó una función a los resultados experimentales para describir el alcance del lavado a partir de las características geométricas de la descarga, del sedimento y de las condiciones hidráulicas en el vaso. Las pruebas con abatimiento del nivel del agua verificaron que esta condición es significativamente más eficaz en el desazolve del vaso. Los criterios teóricos existentes para describir su alcance mostraron gran incertidumbre al ser comparados con los resultados experimentales, por lo que se plantea la necesidad de mayor investigación, sobre todo para conocer mejor la relación de los coeficientes involucrados con las características del sedimento.

ABSTRACT

The "state of the art" in the application of the reservoir flushing technique is presented, together with an analysis of its effectiveness at an experimental device. Flushing consists in the extraction of the deposited material in the reservoir by means of the flow generated when the bottom outlet is opened. Water level in the reservoir when flushing is carried out is significantly important for its effectiveness, when it's draw-down the technique is much more efficient to remove sediment than when applied with high water levels. Both conditions were analyzed in the experimental device. For the condition with high water levels in the reservoir, the geometry of the funnel-shaped crater developed in front of the outlet was studied, and it was compared with theoretical criteria found in literature, which showed a very optimistic tendency with respect to the amount of sediment extracted. A best-fit function was obtained to describe the effectiveness of local flushing as a function of the geometry of the outlet, sediment characteristics and hydraulic conditions in the reservoir. Experimental tests with water level draw-down verified that this condition is significantly more effective for reservoir desilting. Existing theoretical criteria to describe its effectiveness showed a great level of uncertainty when compared with the experimental results, so it is exposed the need for further research, specially to better understand the relation between the coefficients involved with the sediment characteristics.

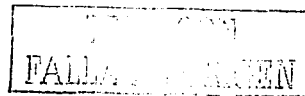
2



Palabras en dedicatoria

Por las labores diversas, cúmulo de esfuerzos –y en algunas cuantas ocasiones también satisfacciones– implicados en trabajos como el que en producto final representa la copia que el lector (o simple curioso que atisba por interés o despiste) frente a él ahora sostiene; por esas razones, decía, y para evitar se limite su uso al de cumplir con uno más de los requisitos de un largo trámite burocrático–si es que para otras cuestiones académicas o de conocimiento no es valioso–, acostúmbrase, pues, darle al trabajo de tesis una utilidad más amplia que permita hallarle mejor sentido al retazo de vida que en su elaboración se ha dejado. El más común uso alternativo (y quizás el más loable antes que cualquier otro uso doméstico como el de suprimir un vacío en algún estante) es ofrendarlo a quienes el autor en alta estima conserva, para honrarles y, con ello, darles muestra del alto valor en que los guarda, pues ya sea por dificultades expresivas en esas cuestiones de sentimiento o por la austeridad de obras o logros de importancia, no podría hacer patente de otra manera. Así, apelando a dicha práctica tradicional, deseo dedicar este trabajo de investigación–con sus aciertos y deficiencias, pero con ponderación a los primeros a pesar de su tan escasa abundancia–muy en especial a mis excelentísimos padres y a mis queridas hermanas. Y ya en uso–y sin abuso–de este recurso, valga también la dedicatoria para mis más allegados amigos (que son los más y ellos perfectamente saben de quien se trata sin necesidad de nombrarlos) quienes con fidelidad y hartas muestras de aprecio me han acompañado, e incluso consolado, a nuestro paso por estos caminos del ser.

¡Va por ellos y por que la marcha continúe!



Palabras de agradecimiento y reconocimiento

Deseo expresar mi agradecimiento y reconocimiento a las personas e instituciones que apoyaron la realización de este trabajo y a quienes colaboraron directa e indirectamente en alguna etapa de su elaboración. A su vez, quisiera agradecer a aquellos que simplemente estuvieron ahí y evitaron que los escollos hallados durante su manufactura fueran motivo de abatimiento en otros aspectos vitales. A pesar de lo exhaustivo de la lista, no se interprete que la cantidad mengüe la calidad y profundo sentir de lo expresado.

Agradezco al Instituto de Ingeniería de la UNAM y al servicio de Intercambio Académico del Gobierno Austríaco (Österreichische Austauschdienst) por el apoyo económico para la realización de la fase experimental de este trabajo de investigación en la República de Austria.

Al Institut für Wasserbau de la Universidad de Innsbruck y a todo el personal que lo integra por las facilidades brindadas durante mi estancia: en especial a Sandra, por su disposición y continua preocupación por lo que pudiera faltarme; a Walter, por su amistad (¡y excelentes lecciones de Skil!); a Tanja, por su amistad y compañía en el laboratorio; a Reinhold, por su simpatía y amena camaradería en perfecto e inentendible tirolés; a Gernot y Herbert, por su labor tan profesional en la construcción del modelo y su disposición a auxiliarme en cualquier dificultad en el laboratorio; a Ronnie, por su ayuda en la instalación de los sistemas de medición y su continua asesoría para su uso; al Profesor Schöberl y Robert por su atención a mis dudas en el laboratorio; a Hassan por su compañía en el cubículo; y muy en especial, a mi asesor en Austria, el Profesor Helmut Scheuerlein, cuyas ideas y amplia experiencia dieron origen a este trabajo y delinearón gran parte de su desarrollo, le agradezco también su confianza al aceptarme para trabajar bajo su asesoría y todas sus atenciones y apoyo durante mi estancia.

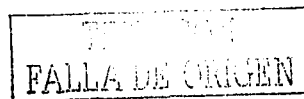
A su vez, agradezco a quienes estuvieron cerca de mí durante la realización del trabajo experimental en Austria: a mis excelentísimos amigos gallegos Sandra y Juan, por ser mi familia en Innsbruck y por ayudarme en la preparación de varias de las pruebas experimentales; muy en especial agradezco a mi gran amigo Philipp Gamper, quien en buena medida hizo posible mi estancia en IBK, y a su vez la hizo mucho más agradable; también agradezco a su familia, por hacerme sentir como en casa en cada una de las continuas visitas a su hogar.

Les agradezco a la UNAM y al Instituto de Ingeniería, por ser partícipes mayoritarios en el forjado de mi perfil profesional y humano; al Ing. Víctor Franco por su amistad y apoyo constante; al Ing. Maza por sus valiosísimos comentarios, correcciones y disposición para la construcción y el mejoramiento de este trabajo; al Dr. Gabriel Echávez, por su colaboración y asesoría en una línea de estudio que lamentablemente ya no pudo ser incluida en esta tesis; a todos mis compañeros en el Instituto de Ingeniería, en especial a Susana Mena, por su continua colaboración, y a Georges Govaere, cuyas críticas y comentarios siempre han tenido un efecto positivo.

Finalmente quisiera agradecer a mis sinodales por el tiempo que prestaron para revisar el trabajo y por sus importantes observaciones.

Si de las tesis, se murmura, /sólo agradecimientos y dedicatorias son leídos, ¡pues que algo quede/para que hagan censura quienes en su lectura/hasta aquí lleguen!

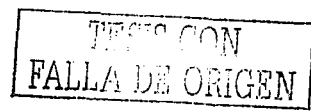
4



CONTENIDO

“LAVADO DE SEDIMENTOS EN EMBALSES AZOLVADOS”

ÍNDICE DE FIGURAS	5
ÍNDICE DE TABLAS	7
LISTA DE SÍMBOLOS	9
I INTRODUCCIÓN	13
II SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES	17
II.1 Descripción de los procesos de sedimentación en embalses	17
II.1.1 Distribución del sedimento dentro de un embalse	19
II.1.2 Análisis de la sedimentación en embalses	21
II.1.2.1 Determinación del aporte de sedimento	22
II.1.2.2 Eficiencia de atrape	23
II.1.2.3 Análisis de la distribución del sedimento dentro del embalse	24
II.2 Control del azolve en vasos	24
II.2.1 Soluciones indirectas	25
II.2.2 Soluciones de diseño	26
II.2.2.1 Selección de un sitio propicio para ubicar la presa	26
II.2.2.2 Elección de la capacidad adecuada para el volumen de azolves	28
II.2.2.3 Interceptar los sedimentos aguas arriba del embalse	28
II.2.2.4 Desvío de los sedimentos antes de su entrada al embalse	29
II.2.2.5 Tránsito del sedimento entrante a través del embalse	29
II.2.3 Soluciones directas	31
II.2.3.1 Extracción del sedimento sin hacer uso de energía externa	31
II.2.3.2 Extracción del sedimento aplicando energía externa	32



III	LAVADO DE SEDIMENTOS EN EMBALSES AZOLVADOS	35
	III.1 Procesos en el lavado hidráulico	36
	III.1.1 Lavado sin abatimiento del nivel del agua en el vaso	37
	III.1.1.1 Estimación de la eficiencia del lavado con niveles de agua altos	38
	III.1.2 Lavado con abatimiento del nivel del agua en el vaso	42
	III.1.2.1 Nivel de abatimiento efectivo para producir el lavado hidráulico	43
	III.1.2.2 Características del canal de lavado	45
	III.1.2.3 Cuantificación del sedimento lavado	46
	III.1.3 Características de la descarga de fondo	49
	III.1.4 Efectos secundarios	51
	III.2 Criterios para evaluar la viabilidad de un lavado hidráulico efectivo	52
	III.3 Eficiencia del lavado hidráulico	55
	III.3.1 Operaciones de lavado conjuntas y con flujos de avenidas	56
	III.4 Comentarios generales	56
IV	ESTUDIO DEL LAVADO DE EMBALSES EN MODELO HIDRÁULICO	59
	IV.1 Instalación experimental	61
	IV.1.1 Características del sedimento	63
	IV.1.2 Operación de la instalación y dispositivos de medición	64
	IV.1.2.1 Dispositivo para la medición de la superficie del depósito de sedimento en el embalse	65
	IV.1.3 Pruebas preliminares	65
	IV.1.4 Clasificación de las pruebas realizadas	70
	IV.2 Pruebas sin abatimiento del nivel del agua: Serie A	71
	IV.2.1 Pruebas del Tipo 1. Inicio con fondo plano	71
	IV.2.1.1 Procedimiento de realización de la prueba	72
	IV.2.1.2 Cálculos después de cada prueba	72
	IV.2.2 Pruebas del Tipo 2. Inicio con un cráter desarrollado	74
	IV.2.2.1 Procedimiento de realización de la prueba	74
	IV.2.3 Alcance del lavado teórico en la instalación experimental	75
	IV.2.4 Análisis dimensional para el alcance de lavado	76
	IV.2.5 Resultados experimentales y comparación con la aproximación teórica	78
	IV.2.5.1 Desarrollo del cráter	78
	IV.2.5.2 Ángulo de reposo del material	81

IV.2.5.3 Geometría del cráter y comparaciones de la efectividad del lavado	81
IV.2.5.4 Volúmenes de material lavado	87
IV.2.6 Comentarios y modificaciones al criterio de Scheuerlein	89
IV.2.6.1 Descarga con sección rectangular	100
IV.2.7 Comparación de criterios	101
IV.3 Pruebas con abatimiento del nivel del agua: Serie B	105
IV.3.1 Nivel de abatimiento efectivo	105
IV.3.2 Descripción de los procesos de lavado después de iniciado el transporte de sedimentos	107
IV.3.3 Características del canal de lavado	113
IV.3.4 Sedimento lavado	114
IV.3.4.1 Comparación con aproximaciones teóricas	116
IV.3.5 Aplicación del método de Maza-Cruickshank	119
IV.4 Resumen y aplicación de las experiencias en la instalación experimental	125
V CONCLUSIONES	129
REFERENCIAS	131
FOTOS	133

CONTENIDO

INDICE DE FIGURAS

Capítulo II

- II.1 Mecanismo de sedimentación en embalses, según Scheuerlein (1987)
- II.2 Patrones de depósito en la dirección longitudinal, de acuerdo con Shen (1999)
- II.3 Pérdida de capacidad debido a la sedimentación en un embalse, según Scheuerlein (1987)
- II.4 Curva de eficiencia de atrape según Brune (1953)
- II.5 Prevención de la sedimentación por medio del control de la erosión, según Scheuerlein (1987)
- II.6 Consideración de la sedimentación en la etapa de diseño, según Scheuerlein (1987)
- II.7 Prevención de la sedimentación en embalses por medio de estructuras de control auxiliares, según Scheuerlein (1987)
- II.8 Desvío de las avenidas con altas concentraciones de sedimento, según Scheuerlein (1987)
- II.9 Remoción de sedimentos por medio de sifonamiento, según Scheuerlein (1987)

Capítulo III

- III.1 Remoción de sedimentos en embalses azolvados por medio del lavado hidráulico
- III.2 Aproximación de White y Bettess (1984) para estimar el alcance de lavado local
- III.3 Patrón de flujo durante la operación de la descarga de fondo, de acuerdo con Scheuerlein (1993)
- III.4 Inicio de arrastre en sedimentos, según Hjulström (1977), en Scheuerlein (1993)
- III.5 Lavado hidráulico por la descarga de fondo en un embalse azolvado, de acuerdo con Scheuerlein (1993)
- III.6 Anchos del canal de lavado, según Atkinson (1996)
- III.7 Relación entre el parámetro $Q_o^{1.6} S_w^{1.2} / B^{0.6}$ y el gasto sólido para datos de campo colectados en China, según Lai y Shen (1996)
- III.8 Relación entre el parámetro $Q_o^{1.6} S_w^{1.2} / B^{0.6}$ y el gasto sólido para datos experimentales, según Lai y Shen (1996)

Capítulo IV

- IV.1 Esquema de la instalación experimental
- IV.2 Dimensiones de las descargas de fondo probadas
- IV.3 Características del sedimento usado en las pruebas
- IV.4 Ejes de referencia para las mediciones con el sensor electrónico
- IV.5 Curvas elevaciones-gasto para las tres descargas probadas
- IV.6 Curvas elevaciones-gasto referidas a la escala usada para medir la elevación del agua en el embalse
- IV.7 Coeficientes de descarga calculados a partir de los datos experimentales

- IV.8** Velocidades en las descargas de fondo obtenidas a partir de la ecuación de continuidad
- IV.9** Levantamiento del cráter para el Experimento 5
- IV.10** Alcance de lavado local teórica para los rangos de valores probados en el modelo
- IV.11** Configuración del cono de lavado para el Experimento 5
- IV.12** Comparación de la geometría del cono de lavado en planta con media circunferencia y una semielipse
- IV.13** Semiejes en una elipse
- IV.14** Esquema del patrón de flujo en la descarga de fondo supuesto a partir de los datos experimentales
- IV.15** Comparación entre valores experimentales y el criterio de Scheuerlein
- IV.16** Ajuste de funciones a los datos experimentales
- IV.17** Comparación de los volúmenes experimentales y teóricos de sedimento lavado
- IV.18** Esquema de la distribución de velocidades en el flujo de aproximación a la descarga sobre el cono de lavado, según Shen et al. (1993)
- IV.19** Comparación entre las áreas de los esferoides y el área del grupo de equipotenciales para la velocidad crítica.
- IV.20** Variación del semieje r_z del elipsoide, con respecto a la relación entre velocidades y diferentes criterios para calcular la velocidad crítica de arrastre del sedimento.
- IV.21** Curva ajustada a los puntos experimentales
- IV.22** Variación del semieje r_z del elipsoide para las tres descargas probadas, usando la $(V_{\beta})_c$ de Carstens
- IV.23** Variación de la relación entre los alcances de lavado para secciones rectangulares y cuadradas, con respecto a la relación de velocidades
- IV.24** Criterio de Scheuerlein para calcular el alcance del lavado al nivel y al frente de la descarga, descrito en función de números adimensionales
- IV.25** Criterio de Scheuerlein modificado para calcular el alcance del lavado al nivel y al frente de la descarga, descrito en función de números adimensionales
- IV.26** Variación del alcance del lavado al nivel y al frente de la descarga de acuerdo con la función ajustada a los valores experimentales (ec. 4.11)
- IV.27** Comparación entre los diferentes criterios para calcular el alcance de lavado, para un coeficiente de descarga C_d igual a 1
- IV.28** Perfiles de la variación del fondo debido a la erosión regresiva, con respecto al tiempo, para las pruebas con abatimiento del nivel del agua en el embalse
- IV.29** Esquema del desarrollo del proceso de lavado con abatimiento del nivel del agua, debido a erosión regresiva.
- IV.30** Anchos del canal de lavado medidos experimentalmente como una función del gasto de lavado, comparados con criterios teóricos
- IV.31** Comparación de los anchos de lavado experimentales y teóricos mediante relaciones adimensionales
- IV.32** Incremento de la degradación del depósito de sedimentos con respecto al tiempo
- IV.33** Prueba de larga duración con la medición de la degradación en un solo punto
- IV.34** Gasto sólido experimental de acuerdo con las características hidráulicas del flujo
- IV.35** Comparación entre el gasto sólido y las características del flujo a partir de datos de laboratorio según Lai y Shen (1996) y el análisis presente
- IV.36** Comparación entre el gasto sólido experimental y el calculado a partir del criterio de Takasu (1982)
- IV.37** Comparación entre el gasto sólido experimental y el calculado a partir del método de Maza-Cruickshank

ÍNDICE DE TABLAS

- IV.1 Resumen de los resultados experimentales
- IV.2 Radio parcial del alcance del lavado registrado experimentalmente
- IV.3 Condiciones hidráulicas y volúmenes de material lavado para las pruebas del tipo 1
- IV.4 Criterios para calcular la velocidad crítica para inicio de arrastre del sedimento
- IV.5 r_c calculada con diferentes criterios para la velocidad crítica del sedimento
- IV.6 Resultados para el ejemplo de Atkinson con los diferentes criterios de la Fig. IV.27 y
- $$\frac{H_o}{(S_s - 1)d_s} = 5.88 \times 10^4$$
- IV.7 Valores teóricos y calculados del nivel de aguas de lavado efectivo, *NALE*
- IV.8 Pruebas con abatimiento del nivel del agua. Serie B
- IV.9 Comparación de los resultados experimentales con el criterio de Takasu (1982) para calcular el gasto sólido durante el lavado.
- IV.10 Aplicación del método de Maza-Cruickshank a los resultados experimentales
- IV.11 Aplicación del método de Maza-Cruickshank a los resultados experimentales

ÍNDICE DE TABLAS

**LISTA DE LOS SÍMBOLOS MÁS IMPORTANTES
QUE APARECEN EN EL TEXTO**

- A*: área de la sección de la descarga de fondo
A_C: área de un círculo
A_E: área de una elipse
A_{ea}: área de la superficie de un esferoide alargado
A_{eo}: área de la superficie de un esferoide achatado
A_{es}: área de la superficie de un esferoide asimétrico
A_q: área de la sección de una descarga cuadrada
A_r: área de la sección de una descarga rectangular
A_S: área de la superficie que integra a las equipotenciales de la velocidad crítica del sedimento frente a la descarga
B: ancho del canal de lavado
C_d: coeficiente de descarga de la descarga de fondo en la ecuación de un orificio
D: diámetro nominal de la descarga de fondo
D_H: diámetro hidráulico de la sección de la descarga de fondo, igual a cuatro veces el área entre el perímetro mojado
E: coeficiente de erodibilidad en función de las propiedades del sedimento, en la ecuación para el gasto sólido de la Universidad Tsinghua
F_f: coeficiente en la fórmula de velocidad de caída de las partículas de la muestra
H_{EF}: altura máxima de la carga de agua sobre la descarga de fondo medida desde la base de la descarga, necesaria para que inicie el transporte de sedimentos y el lavado en su segunda etapa
H_S, h_S: espesor del depósito de sedimentos medido verticalmente desde su superficie hasta la base de la descarga de fondo
H₀: altura de la carga de agua sobre la descarga de fondo, medida desde la mitad de la altura de la descarga hasta la superficie libre del agua
K: coeficiente en la ecuación de Scheuerlein para calcular *H_{EF}*;
coeficiente que depende del material que forman el fondo y las orillas del cauce en la fórmula de Gluschkov para resistencia de las márgenes
NALE: Nivel de Aguas de Lavado Efectivo, que es la carga máxima de agua sobre la descarga de fondo necesaria para que inicie el transporte de sedimentos y el lavado en su segunda etapa
NAO: Nivel del Agua de Operación, que es la carga de agua sobre la descarga de fondo medida desde la base de la descarga
P: perímetro mojado de la sección de la descarga de fondo
R_h: radio hidráulico de la sección de la descarga de fondo
Q: gasto líquido en la descarga de fondo;
gasto líquido de lavado en el canal;
gasto líquido que pasa por la sección de un cauce
Q_{BT}: transporte total del fondo
Q_d: gasto dominante en el canal de lavado, que es el gasto líquido que al fluir en forma constante transporta en promedio el mismo volumen de sedimentos que el transportado por el canal en el mismo periodo de tiempo
Q_L: gasto líquido de lavado

LISTA DE SÍMBOLOS

- Q_s : gasto sólido de lavado
 Q_q : gasto líquido que pasa a través de una descarga con sección cuadrada
 Q_r : gasto líquido que pasa a través de una descarga con sección rectangular
 Q_w : gasto líquido constante en la descarga de fondo durante la acción de lavado local
 Q_o : gasto líquido en la descarga de fondo
 R_1, R_2 : radios de las circunferencias en la base y en la tapa, respectivamente, de un cono truncado;
 ejes mayores de las elipses en la base y en la tapa, respectivamente, de un cono truncado elíptico;
 S : pendiente del fondo en el canal de lavado
 S_j : pendiente de energía
 S_s : densidad relativa de las partículas de la muestra de sedimento igual a $S_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$
 S_w : pendiente de la superficie libre del agua
 V : velocidad del flujo de agua en la descarga
 V_c : velocidad media crítica de inicio de arrastre del sedimento
 V_R : capacidad original en el vaso, en la fórmula de eficiencia de atrape
 V_r : velocidad del flujo a una distancia r de la descarga de fondo;
 velocidad del flujo en una descarga con sección rectangular
 V_q : velocidad del flujo en una descarga con sección cuadrada
 V_S : volumen de sedimento que anualmente entra al vaso, en la fórmula de eficiencia de atrape;
 volumen de sedimento lavado durante la acción de lavado local;
 velocidad media en la superficie que integra a las equipotenciales de la velocidad crítica del sedimento frente a la descarga
 V_W : volumen de agua usado en la acción de lavado
 a : coeficiente que depende de las propiedades del sedimento y otros parámetros hidráulicos en la ecuación de la sección de un cauce en la teoría de régimen;
 semeje mayor de una elipse o elipsoide
 a_1, b_1, c_1 : semejes mayor y menor de la elipse menor en un cono truncado, y relación entre ellos
 a_2, b_2, c_2 : semejes mayor y menor de la elipse mayor en un cono truncado, y relación entre ellos
 b : exponente en la ecuación de la sección de un cauce en la teoría de régimen;
 semeje menor de una elipse o elipsoide
 c : cociente entre el semeje menor y el semeje mayor de una elipse
 d : tirante del agua
 d_m : diámetro medio de la muestra de sedimento
 $d_{máx}$: diámetro máximo en la muestra de sedimento, para el cálculo de la velocidad crítica con el criterio de Levi
 d_s : diámetro representativo de la muestra de sedimento
 d_{35} : diámetro del sedimento para el cual 35% de las partículas de la muestra son menores
 d_{50} : diámetro de las partículas en que el 50% del total de la muestra es menor que ese tamaño
 g : aceleración de la gravedad
 h : altura de la sección de la descarga de fondo rectangular o cuadrada, medida desde su base hasta su límite superior
 h_c : altura de un cono truncado;
 altura de la capa de sedimentos depositados en el vaso, medida a partir de la base de la descarga de fondo

LISTA DE SÍMBOLOS

k_o :	coeficiente función de las características del sedimento, para calcular el coeficiente de erodibilidad en la ecuación para el gasto sólido de la Universidad Tsinghua
l :	largo de la sección de la descarga de fondo rectangular, medido horizontalmente desde el límite de sus paredes verticales
m :	exponente que depende de las características del sedimento en la fórmula de Gluschkov para resistencia de las márgenes
n :	coeficiente de fricción en la fórmula de Manning
r :	radio parcial de alcance del lavado al nivel de la base de la descarga, que es la distancia horizontal desde las paredes de la descarga hasta el talud del cráter de lavado
r_c :	radio de alcance del lavado local al nivel de la base de la descarga, medido horizontalmente desde el centro de la descarga de fondo hacia el frente y hacia los lados
$r_{máx}$:	radio máximo de alcance del lavado local en la superficie del depósito de sedimentos, medido horizontalmente desde el centro de la sección de la descarga hasta el perímetro del cráter
$r_{c(x)}$:	radio de alcance del lavado local al nivel de la base de la descarga sobre el eje de referencia x , obtenido experimentalmente
$r_{c(y)}$:	radio de alcance del lavado local al nivel de la base de la descarga sobre el eje de referencia y , obtenido experimentalmente
r_x :	radio parcial de alcance del lavado local al nivel de la base de la descarga y a los costados, medido horizontalmente desde las paredes de la descarga de fondo hasta el talud del cráter de lavado
r_y :	radio parcial de alcance del lavado local al nivel de la base de la descarga y al frente, medido horizontalmente desde el frente de la descarga de fondo hasta el talud del cráter de lavado sobre la perpendicular
r_z :	máxima altura de la superficie de equipotenciales de la velocidad crítica del material, medida desde la base de la descarga de fondo
t :	tiempo
t_E :	eficiencia de atrape del vaso, en %, definido como el porcentaje del sedimento entrante que permanece en el vaso
t_e :	tiempo de equilibrio para el cual la degradación del sedimento en el fondo del canal de lavado progresa de manera uniforme
t_0 :	tiempo inicial que corresponde al momento en el cual dio inicio el arrastre de sedimentos después de abatirse el nivel del agua en el vaso
x, y, z :	ejes de referencia en la instalación experimental
z_0 :	altura de la degradación de los sedimentos en las inmediaciones del cráter, medida desde la superficie inicial del depósito de sedimentos hasta el nivel alcanzado en un tiempo t
α :	ángulo que forma el lecho con la horizontal, en la fórmula de velocidad crítica en el fondo de Carstens; coeficiente que depende de las características del material en la fórmula de resistencia al flujo de Cruickshank-Maza
β :	ángulo de reposo sumergido del material; coeficiente que depende de las propiedades del sedimento, en la fórmula de Engelund de transporte de sedimentos
γ_s :	peso específico del sedimento
ΔV_L :	pérdida anual de capacidad, en %, para la fórmula de eficiencia de atrape
μ_w :	viscosidad dinámica del agua
ν :	viscosidad cinemática del agua

LISTA DE SÍMBOLOS

ρ_s :	densidad del sedimento
ρ_w :	densidad del agua
σ_g :	desviación estándar geométrica de la muestra de sedimento
ω_{50} :	velocidad de caída de las partículas con diámetro d_{50}
V_{CC} :	volumen de un medio cono truncado, con base y tapa circulares
V_{EC} :	volumen de un medio cono truncado elíptico, es decir, con base y tapa elípticas

CON
FALLA DE ORIGEN

I

INTRODUCCIÓN

Uno de los principales problemas que los ingenieros hidráulicos tendrán que enfrentar cada vez con mayor incidencia en el futuro es el de la acumulación de sedimento en los embalses. Todo río transporta sedimentos en su cauce, ya sea en suspensión o arrastrados sobre el fondo, sobre todo durante avenidas; el material transportado se acumula progresivamente en los embalses, lo que origina una paulatina disminución en el volumen de almacenamiento y en el valor económico del proyecto por la reducción en la vida útil de la obra. Con el tiempo, y en función de la cantidad de sedimento aportado, los embalses pueden incluso quedar inhabilitados totalmente por la acumulación del material arrastrado por la corriente fluvial.

De acuerdo con White (2001), entre 0.5 y 1% de la capacidad total de almacenamiento de los grandes embalses en el mundo (aproximadamente 40 000) se pierde anualmente debido a la sedimentación. El número de embalses inhabilitados por la pérdida total de capacidad de almacenamiento aumenta continuamente. Por esto, y dada la cada vez mayor escasez de sitios propicios para la construcción de nuevas presas, así como por el impacto ecológico que generan, la rehabilitación de embalses azolvados y el control de la sedimentación han recibido importante atención en años recientes.

El problema puede ser abordado de manera preventiva, ya sea a partir de un adecuado control de la erosión en la cuenca o evitando que el sedimento entre al embalse al aplicar ciertos criterios al diseñar la presa. De manera correctiva el problema de sedimentación en vasos es tratado a través de la extracción directa del material sedimentado, para lo cual pueden usarse medios mecánicos o técnicas como el lavado hidráulico sin la necesidad de aplicar energía externa.

El lavado de sedimentos por la descarga de fondo ha sido empleado exitosamente en diversas partes del mundo. Basados en datos de campo y modelos hidráulicos en seis países, Paul y Dhillon (1988 en Lai y Shen [1996]) revisaron las experiencias de operaciones de lavado y encontraron que el lavado hidráulico es una técnica efectiva para remover los depósitos de sedimento, no sólo para embalses pequeños (menos de $100 \times 10^6 \text{ m}^3$ de capacidad) sino también para grandes vasos (hasta $10,000 \times 10^6 \text{ m}^3$ de capacidad).

El lavado hidráulico consiste en arrastrar el material depositado en el embalse haciendo uso del flujo producido por la descarga de agua. Su aplicación implica la existencia de

una toma profunda de gran capacidad, y para que verdaderamente sea efectiva, que sea posible "desperdiciar" una cantidad importante de agua, pues si el lavado se realiza con los niveles de agua ordinarios en el embalse su alcance es limitado, mientras que si el nivel es abatido lo suficiente, al grado de vaciar el embalse, la acción ha probado ser muy efectiva.

A pesar de que se han realizado numerosos estudios para investigar los procesos involucrados en el lavado de sedimentos en embalses, existe aún poca literatura al respecto, y los factores clave que tienen influencia sobre la eficiencia de las operaciones de lavado no han sido establecidos claramente. El propósito de este trabajo es presentar ciertos aspectos del estado del arte en la aplicación de la técnica de lavado hidráulico para el desazolve de embalses, y analizar algunas de las condiciones que tienen influencia sobre su eficiencia, a través de la verificación de hipótesis establecidas previamente antes de estudiar la técnica en una instalación experimental.

En la instalación experimental se representó un embalse azolvado donde el sedimento acumulado alcanzó a llegar hasta la cortina de la presa, y en el cual el patrón de depósito del material fue uniforme, es decir, que el nivel alcanzado por el depósito era el mismo en todo el embalse y por ello la superficie del depósito era horizontal. Se realizaron pruebas para simular acciones de lavado en las dos condiciones posibles con respecto al nivel del agua en el vaso: con niveles de agua altos y con abatimiento del nivel agua. Los resultados experimentales fueron comparados con hipótesis previas y aproximaciones teóricas para estimar la efectividad de la técnica; en especial se analizaron las dimensiones del cráter formado en la proximidad de la descarga al aplicar el lavado con niveles de agua altos, y las características generales del proceso cuando el nivel del agua es abatido permaneciendo una condición de flujo a presión a través de la descarga. En este último aspecto la investigación en el modelo se limitó a un análisis principalmente cualitativo.

El estudio y la aplicación del lavado hidráulico requiere del conocimiento previo de los procesos de sedimentación en embalses y los principales aspectos involucrados en esta problemática, por lo que en el segundo capítulo de este trabajo se presenta un panorama general sobre el fenómeno de sedimentación en embalses junto con la enumeración y breve descripción de las diferentes medidas existentes para controlarlo y reducirlo.

En el Capítulo III se describe la técnica de lavado hidráulico, los planteamientos generales para su aplicación y algunas de las aproximaciones teóricas desarrolladas para intentar describir el fenómeno. A su vez, se manifiesta la necesidad de evaluar la viabilidad técnica y económica del método para considerar su uso.

El Capítulo IV se enfoca a la investigación sobre los procesos involucrados en la técnica de lavado hidráulico en una instalación experimental. Se presentan ahí las características de la instalación, la descripción de las pruebas, los resultados obtenidos y su comparación con aproximaciones teóricas.

Finalmente, en el Capítulo V se presentan las conclusiones, con planteamientos generales sobre la técnica de lavado e interpretaciones prácticas a los resultados experimentales. Asimismo, se proponen futuras líneas de trabajo para el estudio de la técnica de lavado hidráulico.

La instalación experimental usada para las pruebas descritas en el Capítulo IV fue diseñada por el Profesor Helmut Scheuerlein y el autor de esta tesis, y fue construida por personal del laboratorio del Institut für Wasserbau de la Universidad de Innsbruck en la República de Austria. Las pruebas experimentales fueron realizadas por el autor bajo la asesoría del Profesor Scheuerlein, mientras que el análisis de los resultados lo realizó el autor, bajo la asesoría y apoyo del Profesor Helmut Scheuerlein en la Universidad de Innsbruck y el Profesor José Antonio Maza Álvarez en la Universidad Nacional Autónoma de México.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

II

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

La pérdida de capacidad debido al depósito de sedimentos es un efecto no deseado en la construcción de embalses. Las corrientes que llegan a los embalses contienen no sólo agua, sino también sedimentos, los cuales lentamente se acumulan en el vaso causando una continua reducción de su capacidad. A pesar de que en el diseño de una presa se considera una parte de la capacidad para almacenar dichos azolves, ese volumen necesariamente es rebasado en algún momento con la consiguiente disminución en la capacidad útil y la disponibilidad de agua.

La sedimentación ocurre en todos los embalses, sin embargo, de acuerdo con su localización geográfica, condiciones climáticas e hidrológicas, pueden presentarse variaciones substanciales en la cantidad y velocidad del aporte. A su vez, de acuerdo con las características físicas y operación del embalse la distribución del sedimento en el vaso puede ser muy diferente de uno a otro.

La sedimentación puede dejar inutilizado totalmente un embalse, sin embargo, a pesar de que la rehabilitación de vasos azolvados es muy costosa, ésta debe ser considerada ampliamente dado que la construcción de nuevas presas de almacenamiento implica mucho más altas inversiones económicas, además de que cada vez es mayor la escasez de sitios propicios para la construcción de nuevas cortinas.

La solución del problema de la sedimentación es compleja. No existen soluciones fáciles a la mano, pero pueden contarse diferentes medidas para controlar el problema a un nivel aceptable. Las diferentes soluciones disponibles no son aplicables en todos los casos con igual eficacia, por lo que debe estudiarse cada caso específico y determinar cuáles de ellas pueden ser tomadas en cuenta.

II.1 DESCRIPCIÓN DE LOS PROCESOS DE SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

La capacidad con que cuentan las corrientes fluviales para transportar sedimentos, principalmente durante avenidas, permite que anualmente grandes cantidades de material sean arrastradas hasta las planicies o las desembocaduras de los ríos en el mar. De acuerdo con las características físicas del material y su distribución

granulométrica, y con las características hidráulicas y la intensidad del flujo, el material puede ser transportado, ya sea sobre el fondo del cauce (como arrastre en la capa de fondo) o en suspensión (como transporte en suspensión, tanto del material del fondo como de lavado). Al interponerse obstrucciones, tales como presas o diques, en el curso de las corrientes naturales, el material arrastrado no puede continuar su avance aguas abajo del obstáculo, así que se acumula paulatinamente en el remanso producido por dichas obras.

La configuración del material acumulado depende de los procesos involucrados en la sedimentación del material, así como de las características de éste. Básicamente, debido al aumento del tirante y la disminución de la velocidad en la corriente al entrar en el embalse, la capacidad de transporte disminuye y el material se deposita siguiendo un patrón como el mostrado en la Fig. II.1. El material grueso transportado

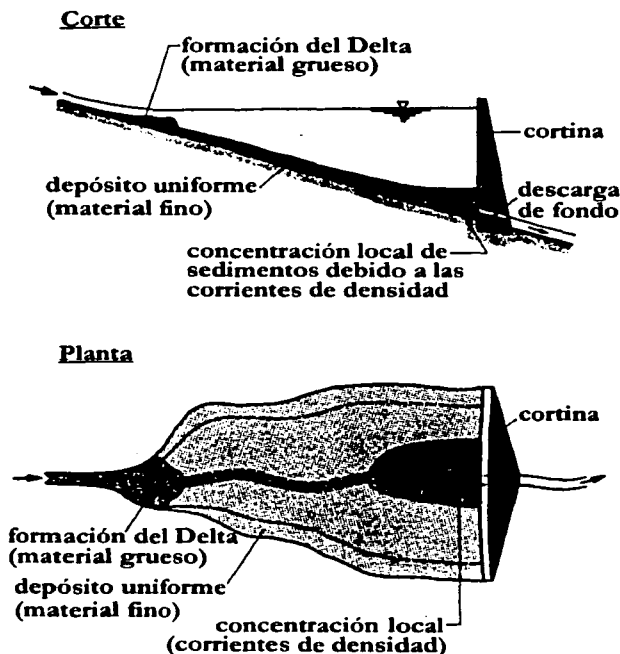


Fig. II.1 Mecanismo de sedimentación en embalses, según Scheuerlein (1987). Este es un esquema teórico, en embalses reales los patrones de depósito no necesariamente serían de esta manera.

en la capa de fondo del cauce se deposita en la "cola" del vaso, formando un *delta*, mientras que el material fino, transportado en suspensión, avanza dentro del vaso hasta depositarse casi uniformemente. En realidad el mecanismo de sedimentación es más complejo, por lo que la configuración y cantidad de sedimentos dentro de un embalse dependen de muchos otros factores relacionados con las características de la operación del embalse, el gasto entrante de agua y sedimento, de las propiedades del material, y de la geometría del vaso.

Un fenómeno que puede condicionar la distribución del material fino dentro de un embalse son las llamadas *corrientes de densidad*, mediante las cuales el sedimento avanza de manera compacta siguiendo el canal original del río en el fondo del embalse hasta depositarse cerca de la cortina. La formación de las corrientes de densidad requeriría de condiciones muy particulares, tales como un alto gradiente de densidad entre la mezcla de agua-sedimento en el afluente y el agua clara en el embalse, una pendiente pronunciada a la entrada del vaso y que el canal del cauce original en el fondo del embalse fuera poco sinuoso. El conocimiento de las condiciones precisas para la formación de las corrientes de densidad permitiría, con su detección, un control muy eficaz de la sedimentación en algunos embalses, pues si se comprendiera su comportamiento tal vez podrían extraerse antes de que el material que transportan lograra sedimentarse.

II.1.1 Distribución del sedimento dentro de un embalse

Desde el punto de vista práctico, uno de los aspectos más importantes en el estudio de la sedimentación en vasos es la determinación de la ubicación del material dentro del embalse, así como su evolución en el tiempo, ya que de esta forma es posible definir las zonas del vaso donde existirá una disminución de capacidad y así prever la magnitud del daño ocasionado en cuanto a la pérdida de volumen útil.

Para embalses amplios con su anchura lateral mucho mayor que el ancho total de la obra de descarga, lo más probable es que la distribución lateral del depósito de sedimento no sea uniforme. De igual forma, en los embalses con pendientes bajas (tipo de planicie), el depósito se presenta principalmente a la entrada del vaso, mientras que en aquéllos donde la pendiente es fuerte (tipo encañonado), el depósito ocurre cerca de la cortina.

De acuerdo con Shen (1999), longitudinalmente los patrones de depósito del sedimento en embalses pueden ser de dos tipos: *deltaico* y *en forma de cuña* (Fig. II.2). Normalmente el depósito *deltaico* consiste en cuatro partes: tramo frontal, conformación frontal, conformación superior y tramo trasero. En la mayoría de los embalses de almacenamiento que operan con niveles de agua relativamente altos

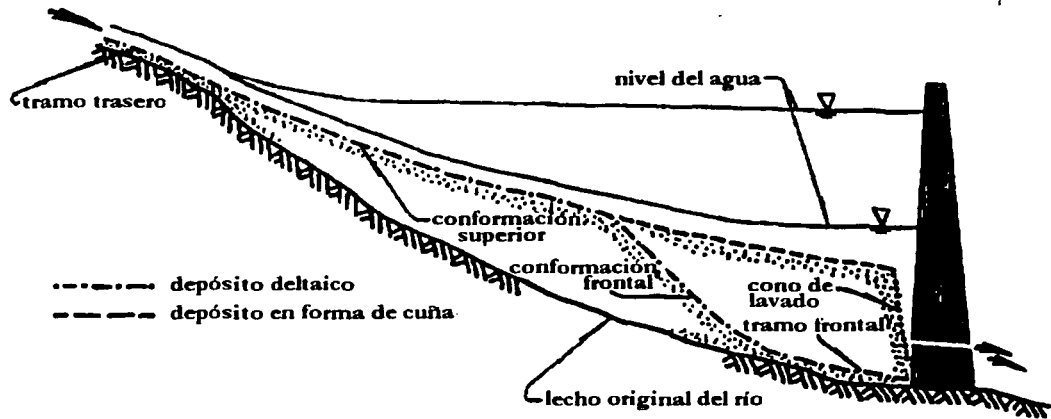


Fig. II.2 Patrones de depósito en la dirección longitudinal, de acuerdo con Shen (1999)

durante periodos largos, es posible que se presente un depósito deltaico. Si los depósitos de sedimento durante flujos con alta concentración de sedimento pueden alcanzar rápidamente el tramo más extremo aguas abajo, el patrón de depósito que usualmente resulta es del tipo *cuña*. También puede formarse un depósito en forma de cuña si el nivel del agua se abate periódicamente. Adicionalmente, los depósitos deltaicos pueden emigrar hacia la cortina y el patrón de depósito de todo el embalse se convertiría en uno del tipo *cuña*. De este modo, y considerando que según las características de las avenidas y la variación de los niveles de agua en el vaso, un delta puede avanzar hacia dentro del embalse, el patrón de depósito en forma de cuña puede ser, a la larga, el estado de equilibrio para ciertos embalses.

Desde el punto de vista económico, la configuración del depósito de sedimento dentro de un embalse se relaciona directamente con la pérdida de capacidad, como se muestra cualitativamente en la Fig. II.3. Según Scheuerlein (1987), comúnmente la cantidad de sedimento en suspensión es mayor que la del transportado en la capa de fondo por un factor de 5 o hasta más, lo cual es válido en ríos de planicie. Sin embargo, ya que el primero se relaciona normalmente con un depósito uniforme y el segundo con la formación de deltas, a pesar de que el material fino exceda al grueso, la formación de un delta, comparativamente, puede significar un impacto mucho más fuerte en la economía del embalse ya que afecta directamente a su capacidad útil (o la de control). Por el contrario, el material de suspensión depositado cubre ampliamente el volumen de diseño para contener azolves.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

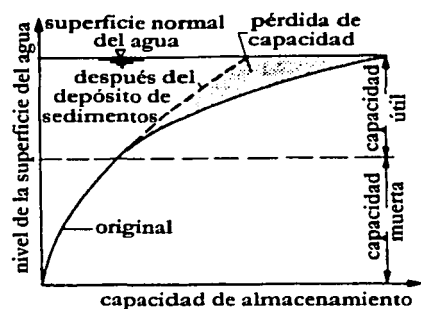
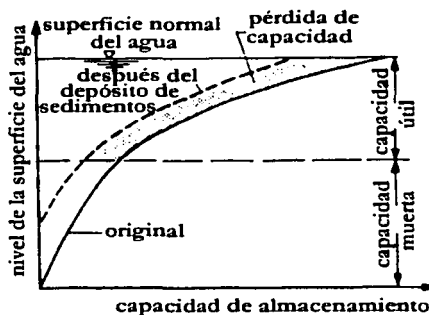
Delta**Depósito Uniforme**

Fig. II.3 Pérdida de capacidad debido a la sedimentación en un embalse, según Scheuerlein (1987)

Además de la importancia de la formación de deltas por el volumen que ocupan en el vaso, otro efecto no deseado es el causado hacia aguas arriba del río, pues en ocasiones el remanso propicia inundaciones sobre áreas en las que antes de la formación del delta no ocurrían. Asimismo, de acuerdo con Gracia (1997), existen casos en los que la incursión del material grueso (o incluso el fino) aguas abajo dentro del embalse es tan acentuada, que pone en riesgo las instalaciones en la cortina.

II.1.2 Análisis de la sedimentación en embalses

El problema de la sedimentación debe ser considerado desde la fase de diseño de un embalse, con el fin de decidir cuáles serán las dimensiones adecuadas de la capacidad a ser destinada a los azolves, así como el nivel de la obra de toma y las descargas, que definen la capacidad muerta en el vaso. De igual forma, en embalses ya construidos es necesario conocer el alcance del problema, para de esta manera decidir sobre las medidas preventivas o correctivas a tomar para que el vaso no interrumpa su funcionamiento.

El estudio de la sedimentación en embalses requiere de información referente al aporte de sedimentos al vaso y la cantidad de sedimento que puede quedar retenida en él, para con estos datos analizar los posibles patrones de sedimentación, la ubicación del sedimento, su compactación, así como las técnicas de desazolve viables.

II.1.2.1 Determinación del aporte de sedimento

Este es uno de los aspectos más importantes en el estudio de la sedimentación en embalses; sin embargo, es a su vez el más difícil de evaluar y donde se han logrado menos avances dada la complejidad inherente al estudio del transporte de sedimentos. Entre los diferentes procedimientos para determinar la cantidad de sedimento que entra a un vaso se encuentran los siguientes:

- **Medición directa del sedimento depositado en un embalse.** Ésta puede realizarse por medio de fotografías aéreas y levantamientos topográficos cuando el vaso se vacía. En el caso de que el sedimento esté constantemente sumergido se emplean levantamientos batimétricos. La frecuencia con que deben hacerse las mediciones de sedimento depositado depende del tipo de embalse y de la disponibilidad técnico-económica para realizarlas. De acuerdo con Gracia (1997), en Argentina los levantamientos se hacen cada vez que se estima se ha perdido el 5% de la capacidad, en Kenia al menos una vez al año, y en China antes y después de la época de avenidas. Para México lamentablemente no se encontraron datos al respecto, sin embargo, trabajos como el de Muñoz y Hernández (1990) sobre la medición de azolves en una presa del estado de Durango, dan muestra de la necesidad de un programa de seguimiento regular de la pérdida de capacidad en los embalses de nuestro país, sobre todo en aquellos localizados en zonas áridas.
- **Predicción del transporte de sedimentos y aforo.** Existe gran cantidad de métodos disponibles para poder estimar el transporte de fondo, tanto en la capa de fondo, como en suspensión; sin embargo, para el material fino denominado "de lavado" o "washload" la predicción es más difícil, ya que su concentración depende más de las características de la precipitación y de la respuesta de la cuenca, que de las características hidráulicas de la corriente. Por ello, para estimar el transporte total de sedimentos (transporte total del fondo más el transporte de lavado) se recomienda el aforo directo del material transportado en suspensión (transporte del fondo en suspensión más el transporte de lavado), que consiste en aforar de manera regular el material sólido que transporta una corriente durante cada año, o al menos durante la época de avenidas. En la práctica aún existen serias dificultades para hacer compatibles las mediciones de campo con los criterios para calcular la cantidad total de sedimento transportado, principalmente porque la precisión de los equipos de medición varía en rangos que van del 50 hasta el 100%. Aunque prevalece una clara tendencia a determinar relaciones entre el gasto y el transporte de sedimento en una corriente, esto en algunos casos ha sido satisfactorio, pero en otros no.
- **Criterios de predicción del aporte de sedimento.** Éstos han sido desarrollados para determinar el posible aporte de sedimento a partir de las características de la cuenca y del régimen de lluvias, sobre todo cuando no se dispone de

mediciones de transporte de sedimento o bien cuando éstas no son suficientes. Un criterio de este tipo es el presentado por Domínguez y Escalante (2002), quienes propusieron una metodología para estimar las características principales de los sedimentogramas en una corriente, a partir de la aplicación de modelos probabilísticos a las relaciones entre lluvia y producción de sedimento históricas. Desgraciadamente estos criterios no han sido suficientemente desarrollados, y los errores que pueden cometerse en el cálculo pueden llegar a ser muy grandes.

II.1.2.2 Eficiencia de atrape

Cuando se conoce la cantidad de sedimento que entra al vaso es posible calcular la sedimentación en el embalse con relación a la pérdida de capacidad por año debido a sedimentación, por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta V_L = V_S t_E \quad (2.1)$$

donde:

- ΔV_L : Pérdida anual de capacidad, en %
- V_S : Volumen de sedimento que anualmente entra al vaso, en $m^3/año$
- V_R : Capacidad original en el vaso en m^3
- t_E : Eficiencia de atrape del vaso, en %, definido como el porcentaje del sedimento entrante que permanece en el vaso (ver Fig. II.4).

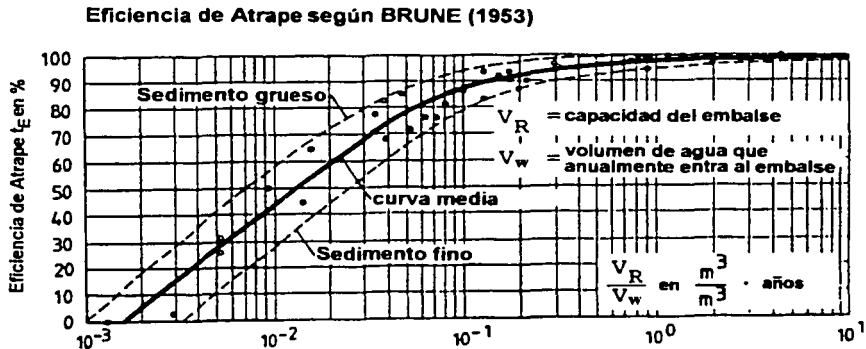
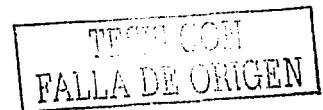


Fig. II.4 Curva de eficiencia de atrape según Brune (1953)

La eficiencia de atrape o eficiencia de retención de sedimentos en un vaso, t_E , representa el cociente entre la cantidad de sedimentos depositados y la cantidad total de material que llega al embalse. Entre los principales factores que afectan esta



relación o porcentaje se encuentran los siguientes: las características del sedimento, tales como velocidad de caída de las partículas, forma y viscosidad de la mezcla agua-sedimento; el tiempo de permanencia de los escurrimientos dentro del vaso, lo que se relaciona con la capacidad del vaso y la magnitud de las extracciones; los tipos de obras de toma, pues su tamaño y ubicación tiene gran influencia en la posible extracción del material sólido; la forma del vaso, la política de operación del embalse, su antigüedad y la formación de corrientes de densidad.

Existen diversos criterios empíricos para calcular la eficiencia de atrape, de los cuales los más empleados son los de Brown (1944), Churchill (1947) y Brune (1953). Éstos han sido desarrollados usando datos de embalses existentes; sin embargo, cada uno de los tres considera parámetros distintos. Actualmente se le da más crédito al criterio de Brune, mostrado en la Fig. II.4.

II.1.2.3 Análisis de la distribución del sedimento dentro del embalse

Existen diferentes criterios empíricos para determinar la ubicación del sedimento dentro del vaso, tales como el método área-reducción, el área-incremento y el trigonométrico. Dichos métodos requieren de poca información y son los más empleados en la práctica. Para material grueso también existen procedimientos empíricos y analíticos que permiten predecir la forma de los deltas; los primeros suelen utilizarse cuando se considera que el delta no tendrá mucha importancia, pero en caso contrario es más recomendable utilizar un método analítico (simulación) para determinar la evolución del delta en el vaso.

Para cada problema de sedimentación en embalses habrá diferentes soluciones técnicamente viables, por lo que es necesario que una vez que se conozcan las características del sedimento y se hayan analizado los patrones de depósito, se realice una evaluación, tanto técnica como económica, para decidir cuál es la solución más conveniente. Dicha evaluación no se restringe a los casos de embalses nuevos, sino también a los ya construidos que presenten problemas de azolvamiento.

II.2 CONTROL DEL AZOLVE EN VASOS

Las diferentes posibilidades para enfrentar el problema de azolve en embalses pueden clasificarse en: soluciones indirectas, soluciones de diseño y soluciones directas. Es importante notar que la mejor solución no está en la aplicación de una sola técnica, sino en su combinación de acuerdo con cada problema en particular.

II.2.1 Soluciones indirectas

La mayor parte de los autores aceptan que el procedimiento más efectivo para prevenir la sedimentación en embalses es el control de la erosión de los suelos en las cuencas y en los afluentes, ya que no existe ninguna cuenca donde no haya erosión, ni un solo río que no transporte sedimento. A mayor densidad de la cobertura vegetal en la cuenca, así como a mayor estabilidad en las márgenes y la pendiente del río, menor será el gasto sólido que llegue hasta el vaso (ver Fig. II.5a).

La erosión comienza como erosión laminar, más adelante procede como erosión en canalillos y finalmente termina en profundas cárcavas de erosión. La mejor forma de prevenir la erosión laminar sería la creación de una cubierta vegetal uniforme, lo cual,

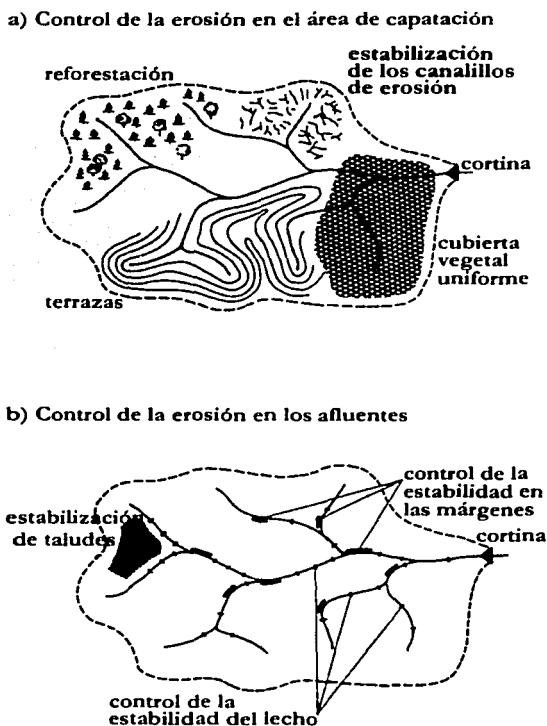


Fig. II.5 Prevención de la sedimentación por medio del control de la erosión, según Scheuerlein (1987)

sobre todo en cuencas grandes, nunca es fácil llevar a cabo. La erosión en canalillos puede ser controlada si se les estabiliza; sin embargo, cuando se tienen pendientes fuertes esta acción se dificulta y sólo es temporalmente efectiva. En ese caso, la conformación de terrazas es la única manera de controlar la erosión. Por otra parte, la reforestación de la cuenca es una de las mejores medidas reconocidas para mitigar la erosión. En cuencas grandes, con condiciones naturales pobres, la conservación de los suelos es una medida cuya aplicación requiere inversiones importantes y periodos de tiempo largos, sobre todo por la necesidad de reeducar a la población.

Además del sedimento aportado por la erosión que se produce en la cuenca, las corrientes fluviales también aportan material por sí mismas. Una importante cantidad del sedimento transportado por una corriente natural frecuentemente puede provenir de la degradación del lecho, la erosión lateral de las márgenes o deslizamientos de tierra debido a inestabilidad de los taludes. Entre las medidas para prevenir este tipo de erosión se encuentran la estabilización del lecho por medio de presas para retener azolves y la estabilización de las márgenes o de los taludes inestables con protección marginal (Fig. II.5b).

II.2.2 Soluciones de diseño

Este tipo de medidas no son aplicables únicamente a proyectos nuevos, pues también en embalses en operación es posible revisar y corregir el diseño de algunos aspectos que contribuyan a mitigar los problemas de azolve. Las principales soluciones de diseño para controlar el azolve en presas incluyen:

- a. Selección de un sitio propicio para ubicar la presa
- b. Elección de la capacidad adecuada para el volumen de azolves
- c. Interceptar los sedimentos aguas arriba del embalse
- d. Desvío de los sedimentos antes de su entrada al embalse
- e. Tránsito del sedimento entrante a través del embalse.

Cada una de estas medidas sólo son aplicables bajo ciertas condiciones específicas.

II.2.2.1 Selección de un sitio propicio para ubicar la presa

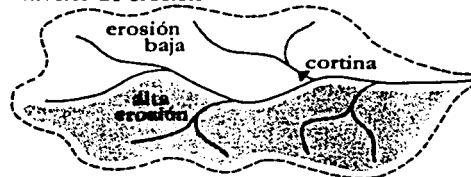
La elección de la sección para ubicar la cortina de un embalse la determinan, principalmente, las características geológicas y la topografía del sitio, sin embargo, la revisión de alternativas para minimizar el aporte de sedimentos puede ser un criterio adicional si los anteriores no son una restricción. Cuando es posible llevar a cabo una selección cuidadosa en el aspecto de la sedimentación desde el proceso de diseño, se pueden evitar serios problemas futuros.

Deben despreciarse los sitios donde el aporte de sedimentos sea alto, dando preferencia a las áreas de captación donde los niveles de erosión sean bajos (Fig.

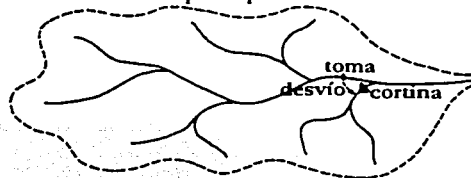
II.6a). En ciertos casos puede resultar favorable situar el embalse en un valle lateral y desviar el agua de la corriente principal hacia éste; con un diseño y operación adecuados de la presa de desvío es posible extraer gran cantidad del sedimento transportado por el río antes de que entre al embalse (Fig. II.6b). Otra posibilidad es la de preferir la construcción de varias presas pequeñas en los afluentes, en lugar de una sola presa de dimensiones mayores (Fig. II.6c), con lo cual pueden controlarse las zonas de mayor aporte de sedimento ya sea dejando pasar los flujos con grandes concentraciones de sedimento o simplemente no incluyéndolas en el sistema; sin embargo, debe tomarse en cuenta que el volumen muerto de la presa grande puede exceder la suma de los volúmenes muertos de las pequeñas y quizás hasta la suma de los volúmenes útiles, por lo que en este caso dicha solución no es adecuada y convendría más considerar el uso de presas para retener azolves.

Este tipo de solución es poco aplicable, pues como ya se mencionó, los sitios generalmente se eligen por otros criterios.

- a) Selección de un área de captación con bajos niveles de erosión



- b) Localización de la presa en un valle lateral, desvío del valle principal



- c) Varias presas pequeñas en lugar de una grande

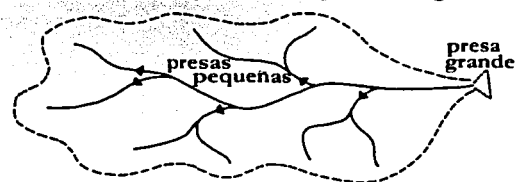


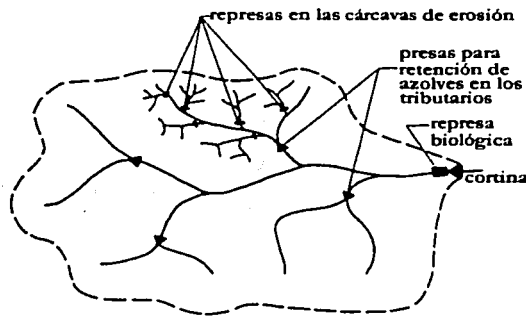
Fig. II.6 Consideración de la sedimentación en la etapa de diseño, según Scheuerlein (1987)

II.2.2.2 Elección de la capacidad adecuada para el volumen de azolves

La finalidad de los estudios de sedimentación en el embalse durante la fase de diseño es la de estimar la cantidad y probable ubicación del sedimento dentro del vaso, para así definir la capacidad que deberá reservarse para ese fin en el llamado volumen o capacidad de azolves. Dado que la acumulación de sedimento está relacionada con el aporte de material en el tiempo, la selección del volumen destinado a azolves se encuentra estrechamente ligada con la elección de la vida útil del embalse, entre mayor sea ésta la capacidad para almacenar azolve también se incrementa, aunque inevitablemente sin otro tipo de medidas de desazolve el embalse en algún momento se llenará de sedimento.

II.2.2.3 Interceptar los sedimentos aguas arriba del embalse

Por medio de estructuras auxiliares en los afluentes y en las áreas de captación de la cuenca, como las mostradas en la Fig. II.7, es posible interceptar principalmente el material grueso antes de que llegue al embalse. En los tributarios y en las cárcavas de erosión profundas pueden construirse pequeñas represas o presas para retención de azolves que permiten la sedimentación del material. Estas represas también son muy efectivas en la prevención de erosiones más profundas y en la reconstrucción del suelo en los valles, así como en el incremento de los niveles del agua. De acuerdo con la Comisión Internacional de Grandes Presas (1989), a pesar de su efectividad para retener azolves, estas estructuras no son económicas en cuanto al volumen que pudieran ahorrar en un embalse aguas abajo, sobre todo si se trata de un embalse grande, pues entre mayor sea el embalse menor será el costo por unidad de volumen almacenado. En México los resultados con este tipo de estructuras han sido favorables y la experiencia acumulada para su aplicación es amplia; Echávez et al. (2002) presentaron metodologías para el diseño de diques con la finalidad de estabilizar corrientes de montaña, los cuales evitan que por la erosión del cauce la corriente produzca mayor cantidad de sedimento.



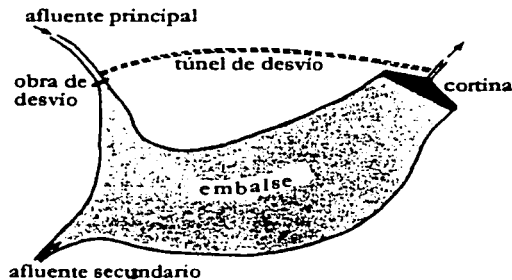
II.7 Prevención de la sedimentación en embalses por medio de estructuras de control auxiliares, según Scheuerlein (1987)

Otra manera de retener el sedimento antes de que penetre al embalse es por medio de "cortinas" vegetales a la entrada del vaso, con lo cual se logra estimular la formación del delta y el depósito incluso de material fino. En el embalse Houghshan en China se estima que con una "cortina" vegetal de 4 por 10 km el 90% del sedimento puede ser atrapado en la zona. Debe preverse que si la vegetación se desarrolla abundantemente se presentarán grandes pérdidas de agua debido al remanso que se produce aguas arriba y a la evapotranspiración de las plantas.

II.2.2.4 Desvío de los sedimentos antes de su entrada al embalse

En embalses con características topográficas particulares y condiciones hidrológicas favorables, una alternativa interesante -aunque costosa y muy poco frecuente- es la de desviar las avenidas con altas concentraciones de sedimento antes de que lleguen a entrar al vaso (Fig. II.8). En estos casos el esquema más favorable se presenta cuando el embalse se sitúa fuera del canal principal del río. Otra situación propicia ocurre cuando el embalse se sitúa en la zona de un meandro y es posible colocar el desvío uniendo los tramos del cauce más cercanos.

Ya que las obras para el desvío de avenidas deben ser capaces de absorber grandes avenidas para que sean efectivas, este tipo de soluciones suelen ser muy costosas y por ende son poco usuales. Los casos de aplicación son raros, en un embalse en Austria se usó un túnel de 1.1 km de largo para desviar los sedimentos, sin embargo, los altos costos de mantenimiento hicieron del sistema poco económico.



II.8 Desvío de las avenidas con altas concentraciones de sedimento, según Scheuerlein (1987)

II.2.2.5 Tránsito del sedimento entrante a través del embalse

Una vez que el sedimento ha entrado en el embalse y se deposita es difícil ponerlo nuevamente en movimiento, sobre todo si se trata de material cohesivo; por ello, es deseable evitar que logre depositarse y tratar de pasarlo por el embalse para extraerlo mientras continúe en suspensión.

Los principales aspectos necesarios para poder transitar sedimento a través del embalse y lograr su extracción con éxito son:

- a. La existencia de suficientes excedentes de agua para realizar el lavado de sedimentos.
- b. La posibilidad de vaciar el vaso rápidamente.
- c. Las obras de descarga deben tener la capacidad necesaria para permitir que el flujo que se produzca no propicie un excesivo depósito de material cohesivo.
- d. Es esencialmente importante para lograr una adecuada operación de la descarga que sea dirigida por operadores capacitados, ya que este es quizás el aspecto más crítico para lograr el éxito de las maniobras para la extracción de sedimento.

El tránsito de sedimento a través del embalse es muy efectivo cuando las maniobras se coordinan de acuerdo con las características de las avenidas. Las primeras avenidas después de largos periodos de estiaje generalmente contienen grandes concentraciones de sedimento, pues el material suelto en la cuenca es lavado con los escurrimientos iniciales y en los subsecuentes disminuye la cantidad de material que el agua encuentra a su paso. De igual forma, los primeros escurrimientos de una avenida encuentran mayor cantidad de material transportable que los subsecuentes, por lo que las concentraciones de sedimento tienden a ser mucho mayores durante la etapa de crecimiento de una avenida que durante su descenso. Conociendo estas características resulta favorable retrasar tanto como sea posible el almacenamiento de agua, para retener únicamente el agua que contenga relativamente poco material.

Un fenómeno muy favorable para transitar el sedimento a través del vaso es el de las llamadas *corrientes de densidad*. Bajo condiciones muy particulares la corriente cargada de sedimento que entra al vaso avanza sobre el fondo sin mezclarse con el agua clara almacenada, hasta alcanzar el límite de la cortina. En este caso, el flujo con altas concentraciones de sedimento puede ser drenado hacia aguas abajo a través de la obra de desfogue. Las corrientes de densidad ocurren sólo cuando el gasto que entra al embalse es considerable y puede penetrar con facilidad profundamente dentro del embalse. A su vez, debe existir una amplia diferencia de densidad entre el agua en la corriente entrante y el agua almacenada, lo que implica que la primera contenga una alta concentración de material en suspensión. Otras condiciones importantes para que se desarrollen las corrientes de densidad son que la pendiente del fondo del embalse sea pronunciada, que los tirantes de agua en el embalse sean profundos y que el canal en el fondo del vaso no divague y tienda a ser rectilíneo.

Ya que las condiciones necesarias para el desarrollo de las corrientes de densidad son muy particulares, es muy raro que se presenten en la práctica. En la mayoría de los casos es más común que el modo de transporte del sedimento a través del embalse sea en *suspensión turbulenta*, siguiendo una distribución de acuerdo con las ecuaciones de difusión. En estos casos también es posible lograr una considerable

FALLA CON
FALLA DE ORIGEN

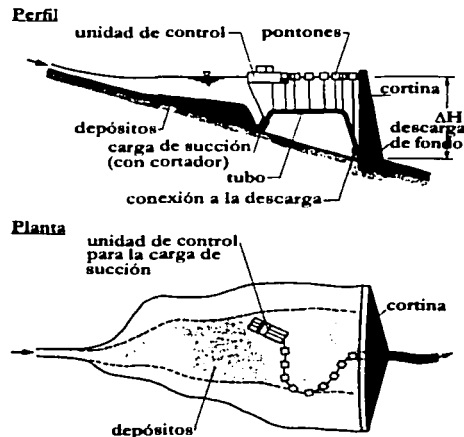
extracción de sedimento a través de la obra de desfogue, como lo demuestran las experiencias documentadas en varias partes del mundo.

II.2.3 Soluciones directas

Se consideran soluciones directas aquéllas en las que se remueve el sedimento que ya se encuentra depositado dentro del embalse, lo cual puede llevarse acabo ya sea sin hacer uso de energía externa o bien aplicando energía adicional por medio de excavación mecánica o dragado.

II.2.3.1 Extracción del sedimento sin hacer uso de energía externa

Dentro de este tipo de soluciones se encuentran el lavado hidráulico y el sifonamiento. El lavado consiste en la extracción del sedimento aprovechando la fuerza tractiva que produce el agua cuando se abre la descarga de fondo. Su eficiencia depende en gran medida del nivel de agua en el embalse, si éste se mantiene alto el alcance de la medida se limita únicamente a una zona junto a la descarga donde un cráter con forma de embudo se desarrolla en poco tiempo, terminando la extracción de sedimento cuando se alcanza un equilibrio relacionado con el ángulo de reposo del material. Para que el lavado sea verdaderamente eficiente es necesario que el nivel de agua en el embalse sea abatido considerablemente, para de esta forma originar la fuerza tractiva necesaria para que los depósitos sean erosionados y se desarrolle un canal que puede incluso llegar hasta el fondo del cauce original si la duración de la medida es suficiente. La técnica de lavado hidráulico es aplicada con diferentes grados de eficiencia en varias partes del mundo.



II.9 Remoción de sedimentos por medio de sifonamiento, según Scheuerlein (1987)

Otra técnica para remover material sin la necesidad de aplicar energía externa es el sifonamiento (Fig. II.9). En este caso se usa el gradiente de energía entre el nivel del agua en el embalse y el nivel de la obra de desfogue. Conectando un tubo flexible a la obra de desfogue se logra tener una carga de succión en el extremo superior de éste, con lo cual es posible extraer el material de igual forma a como lo haría una aspiradora. El tubo flexible puede ser transportado por todo el embalse, por lo que su alcance permite liberar de azolve grandes extensiones del vaso.

II.2.3.2 Extracción del sedimento aplicando energía externa

En este caso se utilizan equipos de excavación mecánica y dragas. Tradicionalmente se considera que la aplicación de estos equipos para el desazolve de vasos es muy costosa, más aun que la construcción de un nuevo embalse; sin embargo, el continuo incremento en la demanda de agua y la escasez de sitios para ubicar nuevos embalses, probablemente harán que este tipo de soluciones se utilice con mayor frecuencia.

Para la extracción de material con equipos mecánicos o de dragado, algunos de los aspectos técnicos importantes a considerar en la elección del dispositivo más apropiado incluyen: las características del material (tamaño, cohesivo o granular, grado de consolidación), tirantes en el embalse, limitaciones en cuanto a sitios para disponer el material extraído y la disponibilidad de agua que pueda desperdiciarse para la operación.

Entre los equipos usados para la excavación mecánica se cuentan los cortadores mecánicos, palas mecánicas, excavadoras de cadena y cucharones tipo almeja. Su principal ventaja es que no necesitan de agua adicional para extraer el material, por lo que la pérdida del líquido en el embalse es mínima. Sin embargo, la capacidad de estos equipos es limitada, y es necesario contar con una estación para descargar y transbordar el material extraído para ser llevado al sitio donde será desechado. Un efecto secundario es la contaminación del agua en el área de trabajo, pues el material fino depositado, al ponerse en movimiento permanece en suspensión por largo tiempo.

El dragado puede realizarse con las técnicas convencionales que utilizan dragas de succión y dragas con cortadores mecánicos. A diferencia de los equipos de excavación mecánica, las dragas de succión necesitan un alto consumo de agua y pierden eficiencia en suelos cohesivos. Estos dos aspectos son limitaciones importantes para el desazolve de vasos, pues en estos casos se trata de perder la menor cantidad de agua posible, además de que los sedimentos depositados pueden encontrarse altamente compactados si han permanecido largo tiempo en el embalse. Usando una draga con carga de succión ordinaria, sin equipo especial, la relación agua/sedimento (en volumen) del material excavado llega a ser de 7:1, que es más de lo que puede ser tolerado. Sin embargo, algunos fabricantes sostienen que con nuevos equipos, como dragas con rascadores submarinos, pueden dragarse suelos cohesivos y obtenerse relaciones agua/sedimento de 3:1, e incluso de 2:1 bajo condiciones favorables. Una ventaja importante de los sistemas de dragado es que no requieren de estaciones para

descargar y transbordar el sedimento, pues si la draga cuenta con la potencia suficiente para superar la cortina y la distancia requerida, una vez que el sedimento ha sido removido por la carga de succión ya no se detiene hasta llegar al río aguas abajo.

Hasta hace algunos años había sido ignorado el desarrollo de la tecnología en dragado para su aplicación en el desazolve de embalses. El mínimo consumo de agua no había sido una prioridad importante en los nuevos equipos. Con el aumento de atención que el problema de azolve en vasos tendrá en el futuro próximo, la industria de dragado tendrá que dejar de ignorar este campo de aplicación y comenzar a reconocer sus demandas específicas como criterios para los nuevos desarrollos.

Otro tipo de métodos para remover sedimento son las que pueden ser denominadas técnicas especiales de dragado, entre las que se cuentan la aplicación de equipos como bombas neumáticas, bombas a chorro y bombas de aire. Según Scheuerlein (1987), de acuerdo con ciertos fabricantes, con este tipo de equipos ha sido posible alcanzar relaciones agua/sedimento (en volumen) de hasta 1:1.

TIENE CON
FALLA DE ORIGEN

III

LAVADO DE SEDIMENTOS EN EMBALSES AZOLVADOS

El procedimiento de lavado en un embalse se define como el proceso de remoción de sedimento a través de la erosión de los depósitos de material, producida por el flujo de agua que se genera por la apertura de la descarga de fondo. Algunos autores utilizan el término en inglés *flushing*, usado para designar el procedimiento de lavado, para referirse también al tránsito de flujos con altas concentraciones de sedimento a través del embalse y la obra de desfogue, también llamado *sluicing*. Por lo que en un sentido más amplio, se denomina lavado de un embalse a la acción y los procesos inducidos por la apertura de la descarga de fondo para liberar agua y sedimentos del vaso. La información incluida en este trabajo se refiere a la primera definición.

Atkinson (1996) y White (2001) presentaron compilaciones de experiencias exitosas y fallidas de lavado hidráulico, llevadas a cabo en embalses de diferentes países, como la India, Suiza, Austria, China, Nueva Zelanda, Costa Rica y Venezuela; pero aun a pesar de su uso extendido en diferentes partes del mundo con variados resultados, y de la atención especial que han recibido los procedimientos de lavado, aceptándose su aplicabilidad como medida efectiva para la remoción del sedimento depositado en embalses, actualmente existe poca literatura disponible al respecto. Se han realizado numerosas investigaciones para tratar los problemas del lavado de sedimento en embalses, pero desafortunadamente la mayoría de los resultados de estos estudios son presentados en reportes internos a los que no se tiene acceso fácilmente.

Invariablemente, la apertura de la obra de desfogue para realizar un lavado hidráulico de sedimentos en el embalse implica el desalojo de una cantidad importante de agua, sobre todo cuando la acción se acompaña con un abatimiento del nivel en el espejo de agua. El suficiente conocimiento de las técnicas de lavado permitiría al ingeniero hidráulico decidir si para cierto embalse en particular la aplicación de esta medida es superior a otras, tanto técnica como económicamente, y analizar los mecanismos que en ella se involucran para lograr una operación óptima, es decir, la máxima extracción posible de sedimento con el menor desalojo de agua.

En este capítulo se presentan ciertos aspectos del conocimiento actual en el lavado hidráulico de sedimentos en embalses, así como el planteamiento de la necesidad de analizar su viabilidad tanto técnica como económica, mostrando las características del proceso y las condiciones generales necesarias para considerar su aplicación.

III.1 PROCESOS EN EL LAVADO HIDRÁULICO

Aprovechando el potencial del agua embalsada, los sedimentos depositados dentro de un vaso de almacenamiento pueden ser extraídos por la descarga de fondo si se logra generar un flujo capaz de poner en suspensión y movimiento el material acumulado. Si la obra de desfogue es abierta con un nivel de aguas normal en el vaso, la capacidad erosiva de la corriente se limitará únicamente a una región en la vecindad de la descarga (Fig. III.1a); por el contrario, si la acción se combina con un considerable descenso en el nivel del agua en el vaso es posible producir la suficiente capacidad de transporte para extender el alcance de la remoción de sedimento a un área mayor dentro del vaso (Fig. III.1b).

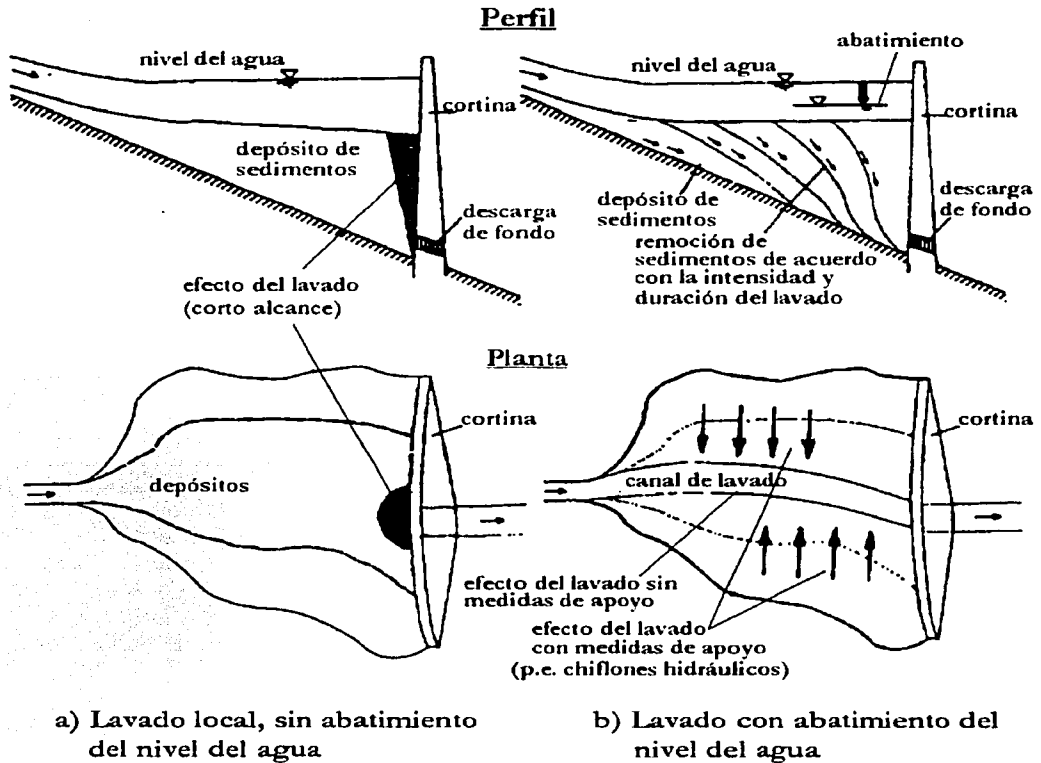


Fig. III.1 Remoción de sedimentos en embalses azolvados por medio del lavado hidráulico

Una condición intermedia entre las dos antes descritas, que implicaría un abatimiento parcial de los niveles de agua en el vaso, tendría un efecto poco o nada apreciable en la extracción de sedimentos. Sin embargo, tal práctica resultaría adecuada para erosionar los sedimentos en la parte alta del vaso, donde usualmente se forma el delta con sedimento grueso, y de esta forma acercarlo a la cortina para que ocupe el volumen muerto de la capacidad del embalse, o facilitar su extracción durante el lavado con niveles de agua bajos.

El efecto de los procedimientos de lavado puede ser muy diferente de un embalse a otro, ya que depende de diferentes parámetros específicos tales como la geometría del embalse y la obra de desfogue, las características del sedimento, la magnitud de los depósitos y su cercanía a la cortina, el gasto de agua y los tirantes de agua en el vaso. Por ello, el lavado hidráulico es efectivo sólo en ciertos embalses donde las condiciones particulares son favorables para el éxito de la medida.

A continuación se describirán los procesos involucrados en el lavado hidráulico de sedimentos en embalses, de acuerdo con los dos casos posibles en cuanto al nivel del agua en el embalse, pues la eficiencia de la medida depende significativamente de esta condición en el vaso.

III.1.1 Lavado sin abatimiento del nivel del agua en el vaso

Cuando en el embalse el patrón de depósito del sedimento es del tipo cuña (Fig. II.2) y existe un alto nivel de agua, al abrirse la descarga de fondo el efecto de la acción de lavado se limita únicamente a la zona inmediata a la toma, donde en poco tiempo después de la apertura del desfogue se desarrolla un cráter en forma de embudo que alcanza su estabilidad rápidamente (Fig. III.1a). De acuerdo con Lai y Shen (1996), en el embalse Sanmexia en China la formación del *cono de lavado* puede ocurrir en un intervalo de 10 a 20 minutos. Una vez que el cráter se ha formado y sus paredes alcanzan una pendiente que se aproxima al ángulo de reposo del material sumergido, el transporte de sedimentos ya no progresa más y el agua que continúa fluyendo por el desfogue es clara. En embalses con patrones de depósito deltaicos la formación del cono de lavado sólo ocurre si la conformación frontal del delta se encuentra cerca de la cortina.

En términos generales, la apertura de la obra de desfogue y la formación del cono de lavado puede servir para reducir la concentración de sedimento alrededor de la descarga de fondo o la obra de toma, y prevenir la abrasión de las estructuras hidráulicas por la acumulación de sedimento.

Generalmente la eficiencia del lavado hidráulico con el nivel de aguas normales en el vaso es sobrestimada. En realidad, sin el abatimiento del nivel del agua el alcance de la medida es muy limitado. Para evaluar esta limitación, Scheuerlein (1993) dedujo una expresión sencilla para estimar el alcance del lavado hidráulico con niveles de agua

altos, mientras que White y Bettess (1984, en Atkinson [1996]) presentaron una serie de curvas en forma gráfica con el mismo propósito. A continuación se describen ambos criterios.

III.1.1.1 Estimación de la eficiencia del lavado con niveles de agua altos

White y Bettess (1984, en Atkinson [1996]) estudiaron el lavado hidráulico sin abatimiento con la aplicación de un modelo sencillo de flujo no viscoso. La descarga fue considerada como un sumidero, mientras que el criterio para que se produjera el lavado efectivo fue que la velocidad en el flujo cerca del fondo debería exceder una velocidad mínima de 0.1 m/s. Sus resultados se reproducen en la Fig. III.2, donde se selecciona una de las curvas de acuerdo con la carga de agua sobre la descarga y al entrar con el gasto de agua en el eje de las abscisas se obtiene la distancia frente a la descarga hasta donde el flujo tendrá un efecto erosivo en el sedimento. Atkinson (1996) realizó una simulación con un modelo numérico en tres dimensiones, para confirmar los resultados de White y Bettess, y encontró que la Fig. III.2 es demasiado optimista en cuanto a sus estimaciones sobre el alcance de la acción de lavado sin abatimiento.

Otro criterio para determinar el alcance del lavado local o con niveles de agua altos es el presentado por Scheuerlein (1993), quien a través de una aproximación analítica simple, dedujo una ecuación para cuantificar las dimensiones del cono de lavado producido al abrir la descarga de fondo. El desarrollo seguido por Scheuerlein se presenta a continuación.

De acuerdo con la notación mostrada en la Figura III.3 y aplicando el principio de continuidad, el gasto Q_o que puede pasar a través de una descarga de fondo con sección circular es

$$Q_o = C_d \frac{D^2 \pi}{4} \sqrt{2gH_o} \quad (3.1)$$

donde C_d es un coeficiente que involucra todas las pérdidas de energía posibles, D es el diámetro de la descarga, H_o es la carga de presión sobre la descarga, y g es la aceleración de la gravedad.

Considerando que el flujo de aproximación a la descarga se desarrolla libremente y sin alteraciones, siguiendo un patrón como el mostrado en la Fig. III.3, las líneas de corriente junto a la descarga se dirigen radialmente hacia ella creando una curvatura con forma semiésferica en las líneas equipotenciales. Aplicando la ley de continuidad a una distancia r de la descarga, el flujo puede describirse de la siguiente forma

$$Q_r = Q_o = V_r \cdot \pi \cdot r^2 \quad (3.2)$$

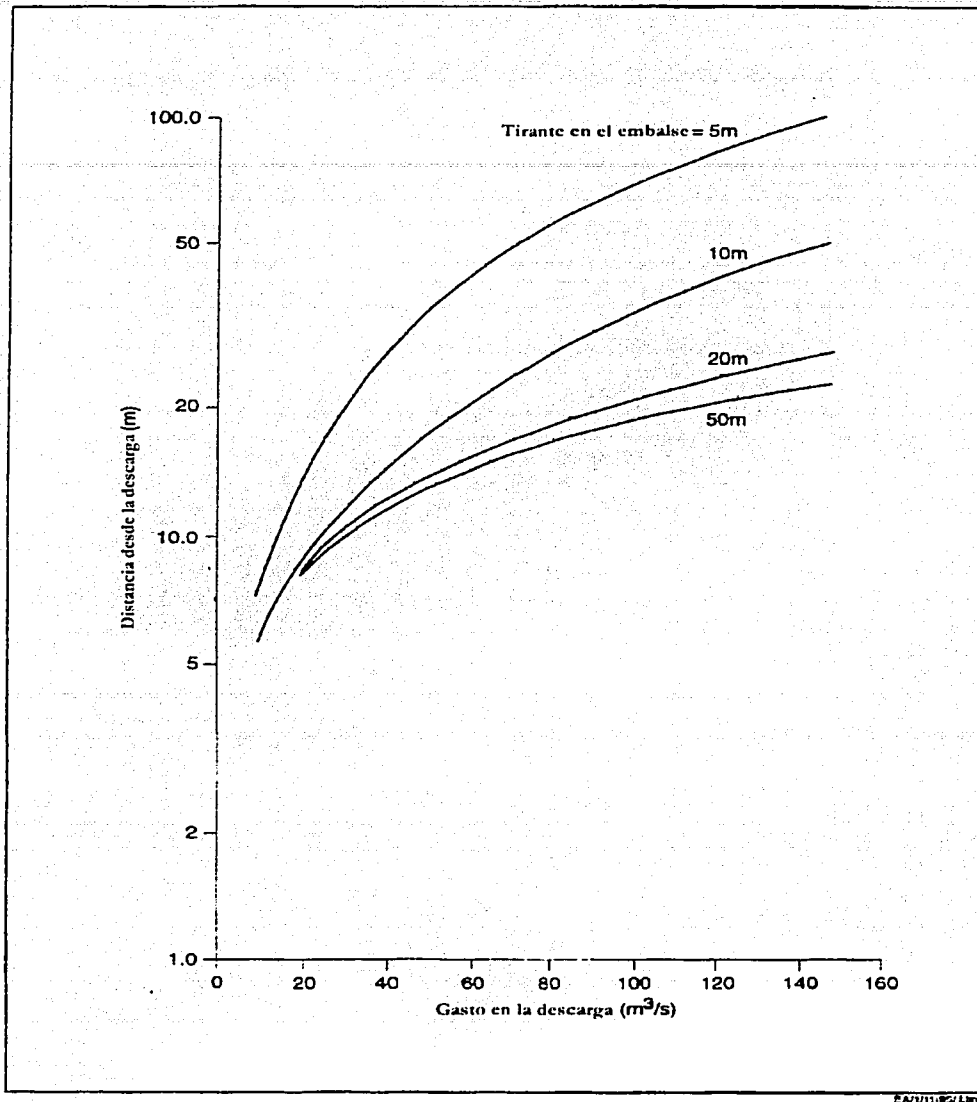


Fig. III.2 Aproximación de White y Bettess (1984) para estimar el alcance de lavado local

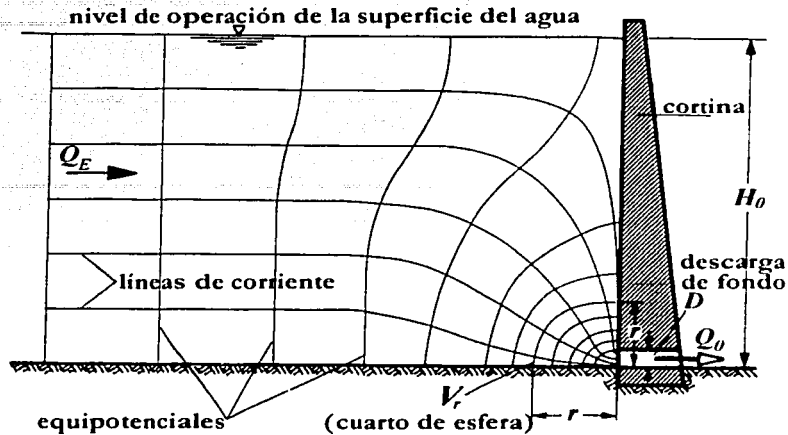


Fig. III.3 Patrón de flujo durante la operación de la descarga de fondo, de acuerdo con Scheuerlein (1993)

siendo V_r la velocidad del flujo a la distancia r de la descarga, y πr^2 la superficie de un cuarto de esfera, que representa la equipotencial para V_r . La distancia r y la velocidad V_r son parámetros inversamente proporcionales, conforme aumenta la distancia la velocidad disminuye.

Los sedimentos depositados, considerados dentro de una muestra que puede ser descrita por un diámetro representativo d_s , comenzarán a ser removidos cuando se exceda o alcance su límite de resistencia a ser arrastrados. En la literatura existen diversos criterios para describir el inicio de arrastre en sedimentos, usando por simplicidad el criterio de Hjulström mostrado en la Fig. III.4 como una función gráfica entre la velocidad de inicio de arrastre V_c y el diámetro del sedimento d_s , se puede escribir

$$V_c = f(d_s) \quad (3.3)$$

Substituyendo en (3.2) V_r por V_c y r por r_c , se tiene

$$Q_r = Q_o = V_c \cdot \pi \cdot r_c^2 \quad (3.4)$$

donde r_c representa la distancia crítica desde la descarga para que las partículas de diámetro d_s sean removidas y arrastradas por el flujo. r_c describe el alcance de la acción de lavado o la eficiencia del lavado.

Igualando (3.1) y (3.4) se obtiene el alcance del lavado para una partícula de tamaño d_s , como sigue

$$r_c = D \sqrt{\frac{C_d \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_0}}{4 V_c}} \quad (3.5)$$

La ecuación (3.5) describe claramente lo que se conoce a partir de la experiencia en modelos hidráulicos y acciones de lavado en prototipos. Dado que el exponente de H_0 es pequeño, el alcance de la acción de lavado depende mayormente de las dimensiones de la obra de desfogue que de las dimensiones del embalse. De igual forma, ya que r_c y H_0 son directamente proporcionales, el abatimiento parcial en el nivel del agua en el vaso no significa un incremento en el alcance del lavado.

De ambos criterios presentados puede deducirse que en el lavado hidráulico local en un embalse, es decir, aquel efectuado con los niveles de agua normales, el efecto en la extracción de sedimento es poco significativo, el volumen de almacenamiento recuperado es muy pequeño en relación con el volumen total del vaso. Así que a menos que la disminución en el nivel de agua del vaso sea considerable, el lavado con niveles altos se limita a la zona adyacente a la descarga. El abatimiento parcial tampoco tiene un efecto importante en la recuperación de volumen de almacenamiento, pero puede ser útil para remover el sedimento depositado en la cola del vaso y acercarlo a la cortina para facilitar su extracción si posteriormente se realiza el lavado con un abatimiento total de los niveles de agua.

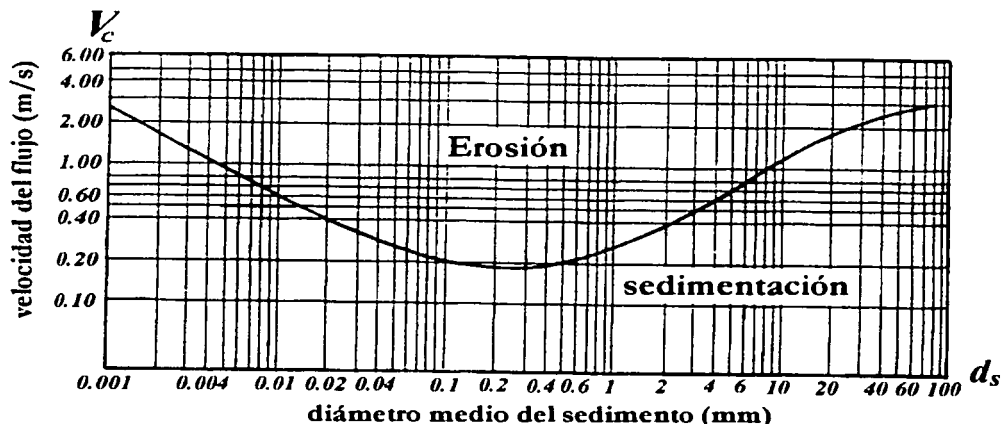


Fig. III.4 Inicio de arrastre en sedimentos, según Hjulström (1977), en Scheuerlein (1993)

III.1.2 Lavado con abatimiento del nivel del agua en el vaso

Una vez que en la etapa inicial de la acción de lavado se abre la descarga de fondo y ya no es posible extraer más sedimento, ya sea porque el cráter ha alcanzado su equilibrio o porque el depósito es de tipo deltaico y su conformación frontal se encuentra alejada de la cortina, sólo podrá lavarse más sedimento a través de la descarga si el nivel del agua en el embalse es abatido lo suficiente para generar la fuerza tractiva necesaria para iniciar su arrastre.

Durante el abatimiento del nivel del agua pueden ocurrir dos tipos de patrones de erosión: erosión progresiva y erosión regresiva. La primera avanza de aguas arriba hacia aguas abajo, y puede presentarse en la cola del vaso cuando al descender el nivel del agua las zonas de influencia del remanso se acortan y el material del delta o el sedimento que transporta el río es arrastrado hacia la cortina. Si el nivel del agua es abatido considerablemente, el ápice del cono de lavado o del delta es erosionado y se inicia una erosión regresiva que se propaga de aguas abajo hacia aguas arriba, con lo cual se propicia el desarrollo de un *canal de lavado* (Fig. III.1b). El proceso erosivo a través del canal es muy efectivo, y lo será más tanto cuanto menor sea el nivel del agua. Bajo condiciones favorables el canal de lavado puede incluso alcanzar el nivel del lecho original del río.

La erosión regresiva es muy eficiente en la remoción de los depósitos de sedimento en el embalse, sin embargo, ya que progresa en la dirección del flujo su componente lateral es más bien débil. Si la acción de lavado se combina con acciones auxiliares para la remoción del material, tales como chiflones de agua o el uso de trascavos, la eficiencia del lavado puede extenderse a todo el embalse.

La acción de lavado con abatimiento del nivel del agua puede no ser efectiva si la conformación frontal del depósito de sedimento no se encuentra cerca de la cortina. En ese caso el sedimento erosionado por el canal de lavado puede avanzar tan sólo hasta la zona de la capacidad muerta del embalse cerca de la cortina, y depositarse antes de que pueda ser drenado a través de la descarga.

Desde la primera etapa de la acción de lavado con altos niveles de agua en el embalse, la condición del flujo de lavado a través de la descarga de fondo es a presión (flujo en orificio). Si durante la segunda etapa, al abatirse el nivel de agua, la superficie libre del flujo de lavado desciende por debajo del nivel superior de la descarga de fondo, entonces el flujo de lavado es descargado en condiciones a superficie libre. De acuerdo con Shen (1999), bajo condiciones a superficie libre la eficiencia de lavado se incrementa considerablemente, lo que puede explicarse por el efecto inhibitor en el transporte de sedimentos que pueda ocasionar el remanso producido aguas arriba de la descarga bajo condiciones a presión.

III.1.2.1 Nivel de abatimiento efectivo para producir el lavado hidráulico

Si la capacidad de la descarga de fondo es suficiente para abatir el nivel del agua y vaciar el embalse, la erosión de los depósitos de sedimento inicia cuando el tirante de agua alcanza cierto nivel por encima de la acumulación de material, llamado *nivel de aguas de lavado efectivo*, *NALE* (Fig. III.5). La erosión comienza desde la capa superior de los depósitos provocada por alteraciones aleatorias, y una vez iniciada el desarrollo del canal de lavado progresa rápidamente.

Al introducir ciertas simplificaciones teóricas, Scheuerlein (1993) dedujo una ecuación para estimar el nivel de abatimiento efectivo para propiciar el inicio del lavado hidráulico. Para describir el proceso, Scheuerlein utilizó el esquema mostrado en la Fig. III.5, donde se representa de manera idealizada un embalse en el que la acumulación de sedimentos, de espesor H_s , ha llegado hasta la cortina, siguiendo un patrón de depósito horizontal. En el esquema se representa la condición en la cual la primera etapa del lavado ha sido ya verificada, y un cráter con forma de embudo se ha desarrollado alrededor de la descarga. El cráter se ha estabilizado a una distancia, entre el límite de su talud y la descarga de fondo, igual al máximo alcance del lavado, r_c , descrito por la ecuación (3.5). El talud del cráter corresponde al ángulo de reposo del material sedimentado sumergido, β .

Suponiendo que la superficie de los sedimentos es horizontal y que el flujo se aproxima uniformemente hacia el borde circular del cráter, Scheuerlein consideró que el gasto en el flujo de aproximación al cráter puede ser descrito de la siguiente forma de acuerdo con la notación de la Fig. III.5:

$$Q_E = V_E \cdot (H_{EF} - H_S) \left(r_c + \frac{H_S}{\tan\beta} \right) \cdot \pi \quad (3.6)$$

donde el término $(r_c + H_S / \tan\beta) \cdot \pi$ describe el perímetro de la mitad de una circunferencia que multiplicado por el tirante de agua $(H_{EF} - H_S)$, representa la superficie que integra las equipotenciales para V_E .

De manera similar a la ecuación (3.1), el gasto en la descarga de fondo de sección circular es

$$Q_o = C_d \frac{D^2 \pi}{4} \sqrt{2gH_{EF}} \quad (3.7)$$

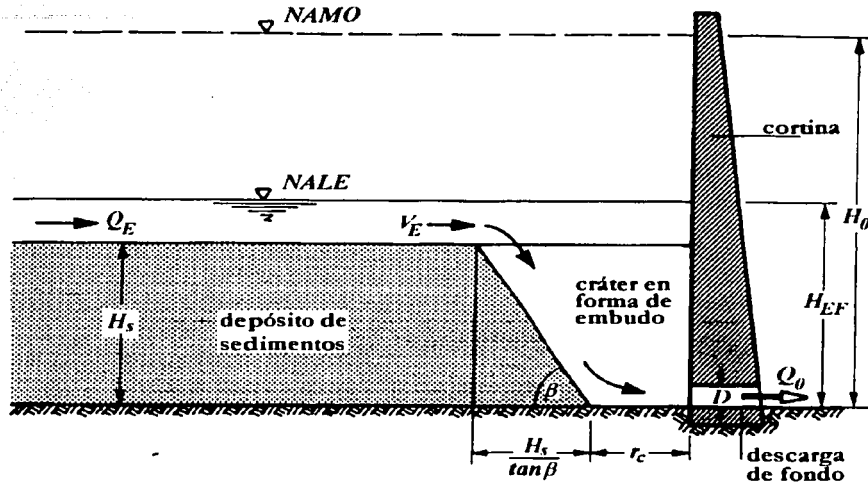


Fig. III.5 Lavado hidráulico por la descarga de fondo en un embalse azolvado, de acuerdo con Scheuerlein (1993)

Introduciendo un criterio de inicio de arrastre de sedimentos, como en la ecuación (3.3), $V_c = f(d_s)$, y haciendo $V_c = V_E$, al aplicarse el principio de continuidad e igualar (3.6) con (3.7) puede obtenerse la siguiente ecuación para el abatimiento necesario para el inicio de la erosión con la cual la segunda etapa del proceso de lavado se inicia:

$$H_{EF} = H_s + \frac{1}{2} \left(\frac{KD^2}{V_c} \right)^2 + \frac{KD^2}{V_c} \sqrt{H_s + \frac{1}{4} \left(\frac{KD^2}{V_c} \right)^2} \quad (3.8)$$

donde K es

$$K = \frac{C_d \sqrt{2g}}{4 \left(\frac{H_s}{\tan \beta} + r_c \right)} \quad (3.9)$$

y r_c representa la etapa final del lavado sin abatimiento del nivel de agua en el vaso, descrita por la ecuación (3.5), es decir, la distancia desde la descarga hasta el despiante del talud del cráter.

III.1.2.2 Características del canal de lavado

Principalmente en los embalses anchos con respecto a la anchura total de la descarga de fondo, durante las operaciones de lavado con abatimiento, con la erosión regresiva se desarrolla un canal de lavado casi recto. Mientras la erosión progresa el canal excava profundamente en el depósito de material, hasta que finalmente los depósitos adyacentes al nivel original van quedando expuestos. Si el abatimiento del agua continúa y la acción dura suficiente tiempo, el canal erosionado puede cavar a través de los depósitos hasta que llega al lecho original del río. Durante este proceso la anchura del fondo del canal no cambia significativamente, sin embargo, sus márgenes se encuentran sujetas a colapsos hasta que alcanzan una pendiente estable.

De acuerdo con la teoría de régimen en cauces, la sección de un canal varía en función del gasto transportado, cuando el canal está en régimen la sección y la pendiente están en equilibrio con el gasto, pero variaciones de éste hacen que el ancho y tirante se modifiquen en función de esos valores. El ancho del canal y el gasto se encuentran fuertemente correlacionados, por lo que para describir esta relación se han usado relaciones empíricas del tipo

$$B = a Q_d^b \tag{3.10}$$

donde B es el ancho del canal para el gasto dominante Q_d , a y b son coeficientes. Se ha encontrado que el valor de a está relacionado con las propiedades del sedimento y otros parámetros hidráulicos, mientras que el valor de b se aproxima a 0.5.

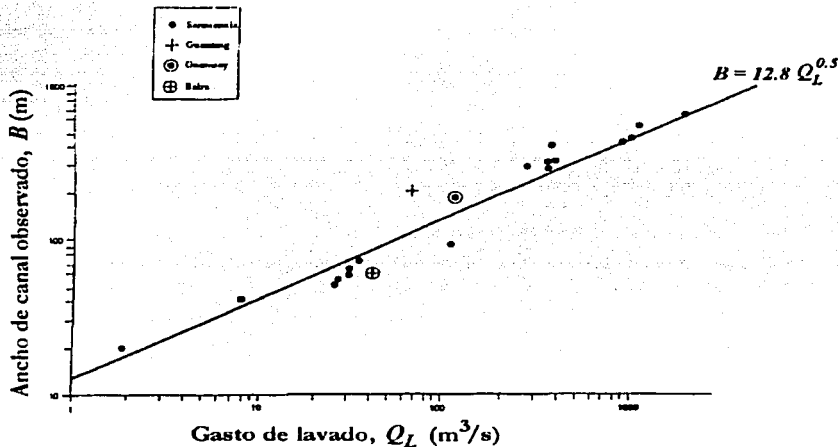


Fig. III.6 Anchos del canal de lavado, según Atkinson (1996)

Al considerar que el gasto dominante es igual al gasto de lavado, Q_L , que sería el disponible en el río al momento de efectuarse la acción más lo que drenan los sedimentos, Atkinson (1996) dedujo a partir de datos de campo y de laboratorio un valor para el coeficiente a igual a 12.8 (Fig. III.6); mientras que Takasu (1982, en Comisión Internacional de Grandes Presas [1989]), recomienda valores entre $5 \leq a \leq 7$. Comparativamente, para cauces con material granular, Lacey recomienda un valor de 4.83 para a , mientras que para Simons en cauces con márgenes de arena a vale 5.67 y b 0.512.

El principal inconveniente de este tipo de aproximaciones para definir las dimensiones del canal de lavado es que no consideran el transporte de sedimentos. La teoría de régimen se desarrolló para cauces estables, mientras que en los procesos de lavado no necesariamente se alcanza la estabilidad durante la duración de la acción.

III.1.2.3 Cuantificación del sedimento lavado

Al presentarse la erosión regresiva durante los procesos de lavado con abatimiento y desarrollarse un canal en los depósitos de sedimento, el valor del gasto sólido descargado por la obra de desfogue se encuentra estrechamente relacionado con las características hidráulicas en el canal. Diferentes autores han intentado aproximaciones para relacionar las condiciones de flujo en el canal de lavado con el gasto sólido desalojado por la obra de desfogue.

De acuerdo con la Comisión Internacional de Grandes Presas, ICOLD (1989), en Japón se ha utilizado una fórmula, presentada por Takasu (1982), para calcular la capacidad de transporte de sedimentos en embalses pequeños con material grueso. Se dice que la fórmula proporciona resultados conservadores y, ya que ha sido probada bajo condiciones en prototipo, debe ser más confiable que otras fórmulas para calcular el gasto sólido. Esta fórmula, llamada de Brown, es la siguiente

$$Q_s = 10g^{1/2} n^{3/2} Q_o^{3/2} S_f^{7/4} B^{-1/2} d_s^{-1} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \quad (3.11)$$

donde B es el ancho del canal de lavado en m; Q_s es el gasto sólido en m^3/s ; Q_o es el gasto líquido en m^3/s ; S_f es la pendiente de energía; d_s es el diámetro medio de la muestra de sedimento en m; g es la aceleración de la gravedad en m/s^2 ; n es el coeficiente de rugosidad de Manning en $s/m^{1/3}$; ρ es la densidad del agua en kg/m^3 , y ρ_s es la densidad del sedimento en kg/m^3 .

A partir de datos de laboratorio y de campo, en la Universidad Tsinghua en China (International Research and Training Centre on Erosion and Sedimentation (1985), en Atkinson [1996]) se encontró que el gasto sólido de lavado (Q_s) se encuentra fuertemente relacionado con el gasto líquido a través de la descarga (Q_o), la pendiente de la superficie libre del agua (S_w) y el ancho del canal de lavado (B). Con base en el

análisis dimensional de las variables involucradas, y suponiendo una condición de flujo uniforme durante el lavado, se encontró que el gasto de sedimento puede ser relacionado con la siguiente ecuación

$$Q_s = E \frac{Q_o^{1.6} S_w^{1.2}}{B^{0.6}} \quad (3.12)$$

donde B se mide en m, Q_s en T/s y Q_o en m³/s. E es un coeficiente, llamado de erodibilidad, que involucra las características del sedimento como sigue

$$E = \frac{\gamma_s \cdot k_o}{([s-1]g \cdot w \cdot n^{2.4})} \quad (3.13)$$

donde g es la aceleración de la gravedad; k_o es un coeficiente; n es el coeficiente de rugosidad de Manning; s es la gravedad específica del sedimento; w es la velocidad de caída de las partículas de la muestra de sedimento; γ_s es el peso específico del sedimento.

Los valores empíricos del coeficiente de erodibilidad E , de acuerdo con el tipo de sedimento son:

- 1600 para arcillas y limos
- 650 para otros sedimentos con tamaño medio menor que 0.1 mm
- 300 para sedimentos con tamaño medio mayor que 0.1 mm
- 180 para condiciones de lavado hidráulico con caudales bajos

La Fig. III.7 muestra el método de la Universidad Tsinghua y los datos de mediciones de campo en China en los que está basado. Las discrepancias entre los valores medidos y las predicciones de la ecuación (3.12) estuvieron comprendidas dentro de un rango de 0.5 a 2 en 87% de los casos, lo cual al tratar con procesos de transporte de sedimentos es un rango adecuado.

Aplicando la relación de la ecuación (3.12) a datos de laboratorio, como se muestra en la Fig. III.8, Lai y Shen (1996) encontraron que el gasto sólido es significativamente menor bajo condiciones de flujo a presión a través de la descarga que a superficie libre, lo que atribuyeron, principalmente, a que durante el flujo a presión se produce una mucho menor pendiente en la superficie libre del agua. Más que el flujo a presión, la causa en la disminución del gasto sólido es esta última. De acuerdo con Janssen (1999, en Shen [1999]) el método de la Universidad Tsinghua puede ser aplicado tanto a flujo permanente como no permanente.

Atkinson (1996) comparó el método con observaciones en embalses en la India, Estados Unidos y la ex-Unión Soviética. Encontró que la gran mayoría de las veces la ecuación (3.12) sobrestimaba el gasto sólido por un factor de tres, e incluso más cuando el lavado no se efectuaba anualmente, como es común en China, donde con la

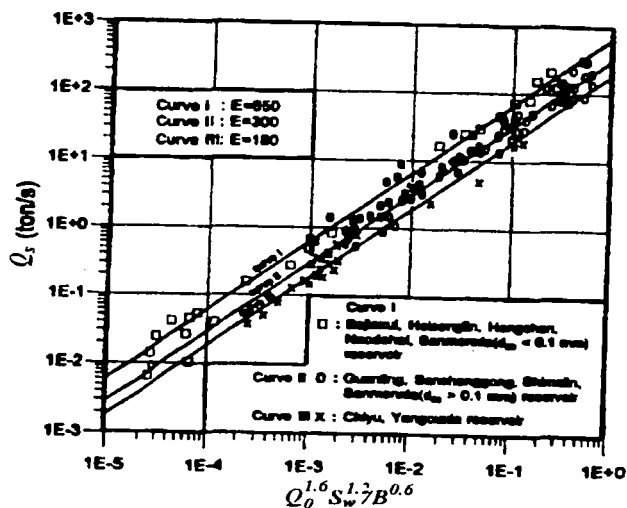


Fig. III.7 Relación entre el parámetro $Q_0^{1.6} S_w^{1.2} / B^{0.6}$ y el gasto sólido para datos de campo colectados en China, según Lai y Shen (1996)

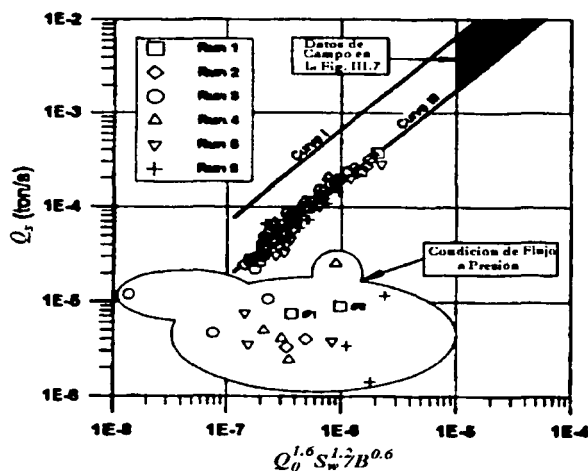


Fig. III.8 Relación entre el parámetro $Q_0^{1.6} S_w^{1.2} / B^{0.6}$ y el gasto sólido para datos experimentales, según Lai y Shen (1996)

práctica anual del lavado se logra una consolidación del material relativamente pequeña entre operaciones.

Ya que los datos usados para obtener el valor del coeficiente de erodibilidad fueron obtenidos de embalses en China, donde las operaciones de lavado y las características del sedimento pueden no ser representativas de otras regiones, Atkinson recomendó usar un factor de corrección cuando las condiciones difieran de las prevalecientes en China. Al aplicar el factor de corrección, los valores del coeficiente de erodibilidad E , quedan como sigue

- 530 para arcillas y limos
- 225 para otros sedimentos con tamaño medio menor que 0.1 mm
- 100 para sedimentos con tamaño medio mayor que 0.1 mm
- 60 para condiciones de lavado hidráulico con caudales bajos

Además de la posible influencia por el grado de consolidación de los materiales, Atkinson apuntó que el método puede generar sobrestimaciones cuando el sedimento es significativamente mayor que 0.1 mm, pues el coeficiente de erodibilidad presentado ofrece un valor único para todos los sedimentos mayores. Según Shen (1999), una razón más para que el gasto sólido calculado con la ecuación (3.12) sea considerablemente mayor al obtenido en la práctica, es que la extracción de material disminuye drásticamente si los depósitos de sedimento se encuentran lejos de la cortina o si contienen material cohesivo o cualquier otro material difícil de remover. A su vez, Shen agrega que si los periodos de tiempo de lavado son muy largos la eficiencia decrece significativamente.

Para un mejor entendimiento de los procesos de lavado es necesario conocer las características generales de la evolución del perfil del fondo. Diferentes autores han aplicado modelos numéricos para investigar los procesos del lavado hidráulico a largo plazo, sin embargo, la gran mayoría de éstos son unidimensionales. Aún es necesario un desarrollo adicional para que estos modelos puedan simular mejor las condiciones presentes en los procesos de lavado.

III.1.3 Características de la descarga de fondo

La existencia de por lo menos una obra de desfogue baja es la condición indispensable para aplicar el lavado hidráulico. El máximo abatimiento del nivel del agua en el embalse depende de la elevación de dicha obra, por lo que el diseño de un desagüe de fondo para la aplicación del lavado hidráulico se relaciona directamente con el **NAMINO** (Nivel de Aguas Mínimo de Operación) y con la elección del volumen muerto bajo este nivel. Aunque la descarga de fondo se encuentre tan baja como el lecho original del río, si la

obra de toma está a mayor nivel la capacidad que se recuperaría bajo ella no sería aprovechable.

La capacidad de la descarga de fondo debe ser la suficiente para permitir que el embalse pueda ser vaciado en poco tiempo (3 a 6 semanas), lo cual guarda relación estrecha con el comportamiento de los caudales en la corriente fluvial. De acuerdo con White (2001), una regla empírica común para el lavado exitoso de sedimentos establece que la capacidad de las descargas debe ser la suficiente para que por lo menos pase dos veces el gasto medio anual de entrada al vaso, a un abatimiento del espejo de agua de por lo menos 50% de la carga total. Sin embargo, esto depende también de la época en que se realice el lavado y del tamaño del embalse con respecto al gasto de ingreso anual. Si se pretende realizar el lavado durante la época de avenidas sería necesario que la descarga tuviera una capacidad mayor para evitar el riesgo de que el abatimiento se interrumpa por el ingreso de caudales altos.

La operación de las obras de descarga puede verse afectada por los sedimentos transportados, sobre todo cuando éstos van acompañados con basura y escombros. En esos casos las obras pueden quedar bloqueadas, lo que debe evitarse a toda costa, ya que su reapertura es complicada y costosa.

Otro problema potencial en las obras de descarga es la severa abrasión a la que se encuentran sujetas por las altas velocidades del flujo y la naturaleza abrasiva de los sedimentos o materiales mayores de 0.062 mm. De acuerdo con la Comisión Internacional de Grandes Presas (1989), los revestimientos de granito han sido usados exitosamente para prevenir la abrasión excesiva, mientras que los revestimientos epóxicos comienzan a usarse con mayor frecuencia. A su vez, la Comisión Internacional de Grandes Presas asegura que los revestimientos de acero normal no son muy efectivos para vencer los problemas de abrasión; sin embargo, los revestimientos de acero cubiertos con una capa de acero inoxidable han mostrado ser más eficientes. Ante desgastes subsecuentes, se aplican revestimientos de resina adicionales.

La consideración de la técnica de lavado no debe restringirse a embalses que cuentan ya con una obra de descarga de fondo. Atkinson (1996) presentó casos en los que por la construcción de obras para el lavado de sedimentos en embalses existentes lograron recuperarse volúmenes de almacenamiento importantes en el vaso. Por desgracia, al financiarse la construcción de un nuevo proyecto difícilmente se considera la conservación de manera sostenible de la capacidad del embalse. Mientras que los costos de construcción son inmediatos, los beneficios de una obra profunda para el lavado de sedimentos se ven reflejados muchos años después de construido el embalse, cuando el material depositado llega hasta la cercanía de la cortina. De acuerdo con White (2001) la rehabilitación de embalses existentes por medio de la introducción de obras para el lavado hidráulico, en especial en aquéllos que han perdido entre el 40% y el 60% de su capacidad original, resulta en suma atractivo ya que los costos son posiblemente del 10 al 30% del costo de nuevos embalses de capacidad similar.

FALLA DE ORIGEN

III.1.4 Efectos secundarios

No deben pasarse por alto las consecuencias adversas que el lavado hidráulico provoca, y que son efectos secundarios que deben incluirse dentro de las limitantes o aspectos a considerar al tener en cuenta el lavado como medida para el control del azolve en embalses.

Entre los efectos secundarios provocados por el lavado de embalses se cuentan los siguientes:

- los depósitos de sedimentos contienen materia orgánica que se degrada, lo que afecta la calidad del agua descargada, aumenta su turbidez y provoca olores desagradables
- los flujos con altas concentraciones de sedimento pueden ser dañinos para el ambiente, la fauna acuática y la agricultura
- el sedimento descargado puede provocar zonas de depósito en el cauce aguas abajo de la presa
- el vaciado de embalses y las operaciones de lavado pueden representar una gran amenaza para cualquiera que se encuentre dentro o cerca del lecho del río cuando la descarga de fondo es abierta, pues estas operaciones ocasionan un repentino incremento en el flujo en el río aguas abajo de la presa.

Entre los intereses que pueden verse afectados por las descargas de sedimentos se encuentran los siguientes:

- actividades recreativas, como la navegación
- obras de toma para abastecimiento de agua
- obras de toma para generación de energía (poco frecuentes en México)
- obras de toma para riego

Los impactos aguas abajo del embalse pueden ser mitigados sustancialmente si es posible diluir el flujo de lavado a una corta distancia de la presa, por ejemplo, con las descargas de las turbinas o en la confluencia con un río de caudal importante.

En el embalse Dashidaira en Japón (IEA, 2001) como medida de mitigación se recomendó realizar el lavado durante avenidas, cuando el gasto de agua de entrada es grande y permite que el gasto de sólidos por la descarga sea parecido al que se presentaría en condiciones naturales. Con ello se logró disminuir sustancialmente el impacto ambiental, aun cuando se extraen grandes volúmenes de sedimento.

Para prevenir a la población por las descargas de lavado, deben colocarse señales de advertencia en todas las áreas de riesgo y las operaciones deben siempre comenzar con descargas de aviso no peligrosas.

III.2 CRITERIOS PARA EVALUAR LA VIABILIDAD DE UN LAVADO HIDRÁULICO EFECTIVO

El lavado hidráulico de embalses es una técnica que permite recuperar importantes volúmenes de almacenamiento en embalses azolvados. Sin embargo, la técnica no es efectiva en todos los casos, pues el éxito de la medida varía de acuerdo con las condiciones particulares del vaso, las obras de descarga, el sedimento depositado, la cantidad de agua disponible para el lavado y las políticas de operación, entre otras.

Atkinson (1996) presentó algunos criterios cuantitativos para evaluar la factibilidad del lavado como técnica de desazolve en embalses. A continuación se describen y se discuten brevemente estos criterios:

- Balance de sedimento. Este criterio considera que la técnica de lavado es una medida efectiva en un embalse azolvado si la cantidad de sedimento que anualmente podría extraerse con el lavado hidráulico, es mayor que la cantidad de sedimento que se deposita en el embalse en un año; de este modo, después de varios años podría alcanzarse un equilibrio en el que el sedimento que llega al embalse sea igual al que es extraído con el lavado. Al relacionar ambas variables, la relación de balance de sedimento RBS es

$$RBS = \frac{Q_s T_L}{NM_{en} T_E} \quad (3.14)$$

donde Q_s es el gasto sólido de lavado, que, según Atkinson, se puede aproximar con la ec.(3.12); T_L es la duración del lavado; N es el intervalo entre operaciones de lavado en años; M_{en} es el gasto de sedimento que entra al embalse; y T_E es la eficiencia de atrape.

De acuerdo con Atkinson, valores bajos de RBS expresan una baja eficacia del lavado y el incremento paulatino del azolve en el vaso. Si $RBS > 1$ el lavado es efectivo y es de esperarse que a largo plazo se alcance un balance de sedimentos, es decir, que el sedimento lavado alcanzará un equilibrio con el sedimento que se deposita entre operaciones de lavado.

- Capacidad sustentable. Atkinson define la capacidad sustentable de un embalse como la capacidad de almacenamiento que puede mantenerse a largo plazo por medio del lavado hidráulico. Para evaluarla utiliza la relación de capacidad a largo plazo, RCL , que divide la capacidad sustentable entre la capacidad inicial del embalse:

$$RCL = \frac{\text{capacidad sustentable}}{\text{capacidad original}} \quad (3.15)$$

Para calcular la capacidad sustentable se considera la condición más extrema de azolve, para la cual el sedimento ha cubierto el embalse hasta el máximo nivel del agua en el vaso (NAMO). En esas condiciones, el volumen de almacenamiento máximo que podría recuperarse a través del lavado hidráulico sería la capacidad sustentable. Dicho volumen sería igual al contenido dentro del canal de lavado, que, como se describe en III.1.2.2, es función del gasto de agua, por lo que puede obtenerse al considerar una geometría simplificada, donde las secciones del canal son trapeciales y la pendiente a lo largo del canal se aproxima a la pendiente original del cauce. El ancho de la plantilla del canal se puede calcular con la ecuación (3.10), mientras que para las pendientes de los taludes Atkinson propone usar la siguiente ecuación atribuida a Migniot (1981):

$$\tan \alpha = 6.3 \rho_d^{4.7} \quad (3.16)$$

donde α es el ángulo del talud estable, y ρ_d es la densidad del material seco en t/m^3 . Atkinson (1996) encontró que los taludes calculados con la ec.(3.16) pueden tener errores con un factor de hasta 10, por lo que este método es poco confiable y sería preferible suponer las pendientes con base en la experiencia.

Atkinson consideró 0.5 como valor mínimo de RCL para que se considere que el criterio es parcialmente satisfactorio. Claramente, si RCL se aproxima a la unidad el criterio se cumple cabalmente. Un valor aceptable de RCL dependerá de los costos asociados con el lavado.

Al identificar las principales variables que condicionan el fracaso del lavado hidráulico en un embalse específico o su poca eficacia, se puede estudiar la posibilidad de actuar sobre alguna de las variables para propiciar el éxito de la medida. Atkinson (1996) presentó algunos criterios prácticos para valuar los factores que limitan la eficacia del lavado, que son los siguientes:

- Relación de abatimiento. La elevación de las instalaciones de descarga puede ser una limitante para el buen desempeño del lavado hidráulico. Para evaluar si la

elevación de la descarga es adecuada se puede utilizar la siguiente relación de abatimiento, donde las alturas del agua se miden sobre la base de la cortina:

$$DDR = 1 - \left(\frac{H_{lavado}}{H_{m\acute{a}x}} \right) \quad (3.17)$$

donde H_{lavado} es la altura del agua en el embalse durante el lavado y $H_{m\acute{a}x}$ es la máxima altura de agua en el embalse, ambas medidas sobre el nivel original del lecho. De acuerdo con Atkinson, si $DDR < 0.7$, es posible que el lavado sea ineficaz porque el abatimiento es insuficiente. Sin embargo, debe notarse que en embalses con niveles de agua máximos muy altos el valor mínimo de DDR deberá ser mucho mayor, para evitar que el criterio se satisfaga aún cuando el nivel de la descarga sea alto. Este criterio resulta ambiguo si no se considera el nivel de la obra de toma, por lo que debe notarse que aunque no se satisfaga el valor máximo propuesto por Atkinson, si la obra de toma es alta el nivel de abatimiento no tiene porque ser muy bajo en relación con el máximo nivel del agua.

- Flujo de lavado insuficiente. Los flujos de lavado pueden estar restringidos por varias razones:
 - las obras de descarga pueden ser muy pequeñas y restringir el gasto
 - el gasto en el río puede no ser el adecuado cuando se efectúa el lavado
 - la necesidad de retener el agua para necesidades futuras puede restringir la duración de la operación de lavado.

Para un gasto dado, el caudal sólido máximo de lavado se presenta en condiciones de abatimiento máximas, por lo que el cálculo de la relación del balance de sedimento (ec. 3.14) debe basarse en dicho valor y en la pendiente del lecho original. Si $RBS > 1$ existe una restricción por la capacidad insuficiente para lavar sedimento.

La cantidad de sedimento lavado durante el periodo de lavado, para un embalse específico, depende del gasto de lavado y de la duración de la medida. De la ec.(3.12), se puede demostrar que si el agua disponible para el lavado es limitada, es mejor usar gastos altos durante periodos de tiempo cortos que un gasto bajo por largo tiempo.

Atkinson comenta que de acuerdo con la experiencia, se sugiere usar un gasto de lavado de dos veces el gasto medio anual y que el volumen de agua usado para el lavado no sea menor que el 10% del escurrimiento medio anual.

- Relación de ancho del lavado. Si el canal de lavado desarrollado es muy angosto en comparación con el ancho del embalse, el lavado se restringirá sólo al interior de aquél. Atkinson define la relación de ancho del lavado como:

$$RAL = \frac{B}{B_{fondo}} \quad (3.18)$$

donde B se obtiene de la ec.(3.10) y B_{fondo} es un ancho representativo del fondo del embalse. Según Atkinson, se requiere que $RAL > 1$, es decir, que el ancho del canal teórico para las condiciones hidráulicas particulares es deseable que sea mayor al ancho del embalse, para que la erosión se extienda ampliamente en el vaso. Sin embargo, en la realidad sería muy difícil lograr que se cumplieran tales condiciones, por lo que es de esperarse que aún en embalses donde $RAL > 1$ el lavado sea una medida aplicable si se utilizan medidas adicionales para extender el área de lavado, tales como chorros de agua que permitan encauzar el material que queda fuera del canal hacia el flujo.

Atkinson presenta otras relaciones relativas al tamaño del sedimento y su distribución granulométrica.

Diferentes medidas pueden aplicarse para que el lavado sea efectivo en un embalse donde alguna de las relaciones anteriores muestre restricciones, como por ejemplo: valorarse la posibilidad de construir una obra de descarga a menor elevación; controlar los flujos de lavado a través del vertido en embalses aguas arriba o al seleccionar una época del año adecuada para contar con el gasto de lavado necesario; usar dispositivos externos para encauzar a la corriente el material depositado a los costados del canal de lavado, tales como chiflones de agua o equipo de excavación.

III.3 EFICIENCIA DEL LAVADO HIDRÁULICO

Sin importar si la acción de lavado es o no con abatimiento del nivel del agua en el embalse, siempre se pierde una cierta cantidad de agua en el lavado de cualquier cantidad de material por la descarga de fondo. Por ello, la eficiencia del lavado, desde el punto de vista de la pérdida de agua, es inversamente proporcional a la cantidad de agua usada al aplicar la medida.

Pueden distinguirse dos tipos de eficiencia en el lavado hidráulico: eficiencia hidráulica y eficiencia económica. La primera se define como la relación entre el volumen de sedimento removido y el volumen de agua "desperdiciado" en el proceso de lavado. De acuerdo con esto, puede ocurrir que el lavado con altos niveles de agua sea mucho más eficiente que el lavado con abatimiento si se considera toda el agua desalojada para vaciar el vaso. De esta forma, las condiciones para tener una alta eficiencia hidráulica en el lavado dependerán de los siguientes factores: la cercanía de los depósitos de sedimento a la cortina, el tirante de agua durante el proceso de lavado, y las

características del material depositado incluyendo la distribución granulométrica, la cohesión de las partículas y la resistencia al flujo del depósito de sedimento.

Por otra parte, un aspecto importante en la eficiencia del lavado radica en el origen del agua perdida y el uso que podría habersele dado si no hubiera sido extraída para el lavado. En ese caso, la eficiencia económica es alta cuando el valor del uso del agua desalojada no es alto, como es el caso de los flujos de avenidas que inevitablemente deben ser liberados para no poner en riesgo al embalse.

Tanto la eficiencia hidráulica como la económica deben ser evaluadas conjuntamente para determinar si la aplicación del lavado hidráulico es favorable frente a otro tipo de soluciones. En particular debe analizarse con detalle la pérdida de agua, con respecto al valor del llenado del almacenamiento a largo plazo y la pérdida de agua a corto plazo para los procesos de lavado.

III.3.1 Operaciones de lavado conjuntas y con flujos de avenidas

Una forma de aumentar la eficiencia económica se logra si las descargas de un embalse aguas arriba pueden ser utilizadas para lavar sedimentos de un embalse aguas abajo. De acuerdo con la Comisión Internacional de Grandes Presas (1989), un ejemplo de operaciones de este tipo se encuentra en los embalses Jiaojiazhuang que se encuentran a 2 km de distancia. El embalse aguas arriba es operado para que almacene únicamente flujos con bajo contenido de sedimento, mientras que el embalse aguas abajo atrapa gran parte de los sedimentos que fueron transitados. De cuando en cuando el agua liberada del embalse aguas arriba es usada para lavar sedimentos del embalse aguas abajo.

A su vez, la eficiencia económica puede incrementarse si los flujos de avenidas son usados para lavar sedimento. Si la función del embalse es la retención de volúmenes de avenidas debe considerarse la operación combinada del embalse para control de avenidas y el lavado de sedimento, con un análisis cuidadoso para investigar el arribo en el flujo del pico del hidrograma con altas concentraciones de sedimento y el pico del gasto de agua en la cuenca.

III.4 COMENTARIOS GENERALES

Debido a la complejidad de los procesos involucrados en las operaciones de lavado en diferentes embalses, es difícil dictar reglas exhaustivas que puedan ser aplicadas a la mayoría de ellos. Sin embargo, de acuerdo con Shen (1999), los siguientes puntos generales que resumen lo expresado por varios autores, pueden tenerse en cuenta:

1. El nivel del agua en el embalse debe ser abatido para aumentar la eficacia del lavado.
2. El lavado de sedimentos es más efectivo en embalses angostos que anchos.
3. En embalses anchos (o cuando el ancho lateral total de las obras de descarga sea mucho menor que el ancho del embalse) se forma un canal de lavado y se presenta erosión regresiva principalmente dentro del canal.
4. El ancho del canal puede anticiparse al aplicarse una relación del tipo de las usadas en la teoría de régimen en función del gasto que fluye por el canal, como la mostrada en la Fig. III.5.

Para poder considerar el lavado hidráulico como una medida factible deben analizarse los siguientes aspectos:

- a. Los depósitos de sedimento deben estar próximos a la cortina.
- b. El nivel de abatimiento mínimo necesario puede estimarse con el criterio de Scheuerlein (1993); como límite máximo debe tenerse en cuenta que el abatimiento no puede exceder el nivel original del flujo normal en el río. Para lograr abatir el nivel del agua hasta estos límites la obra de desfogue debe tener la capacidad hidráulica adecuada.
- c. Si una de las funciones principales del embalse es el control de avenidas, debe investigarse la posibilidad de lavar simultáneamente sedimento con las aguas de avenidas, abriendo la descarga para permitir el paso de flujos con altas concentraciones de sedimento.
- d. Ya que la erosión regresiva se presenta normalmente dentro del canal de lavado, la eficacia del lavado es función de la relación entre el ancho del canal y el ancho del embalse.
- e. La pérdida de agua debe investigarse detalladamente comparando el valor del llenado a largo plazo del embalse con la rápida pérdida del agua para el lavado.
- f. En el mejor de los casos el flujo de lavado removerá la acumulación de material sobre una línea imaginaria entre la cola del embalse o tramo trasero del delta y la base de la descarga de fondo.

TIENE CON
FALLA DE ORIGEN

IV

ESTUDIO DEL LAVADO DE EMBALSES EN MODELO HIDRÁULICO

Con la finalidad de analizar las características principales de la técnica de lavado hidráulico en embalses azolvados y obtener algunas conclusiones generales acerca de la interacción entre las diferentes variables involucradas en el proceso, el autor de este trabajo realizó diversas pruebas experimentales en un modelo físico, representando no un modelo a escala para un embalse específico en campo, sino un embalse azolvado hipotético donde se supone que la acumulación de sedimento ha llegado hasta la cortina. La consideración más importante para el diseño del modelo y las pruebas experimentales fue la de poder comparar el comportamiento físico experimental con aproximaciones teóricas al fenómeno registradas en la literatura, especialmente con las presentadas por Scheuerlein (1993) para estimar la eficacia de la acción de lavado, así como el nivel de abatimiento mínimo necesario.

La instalación experimental fue construida en el laboratorio de hidráulica del Institut für Wasserbau de la Universidad de Innsbruck, Austria, por personal de dicha institución; con ella se simuló un vaso rectangular hipotético, con un depósito de sedimentos cuyo frente hubiese llegado hasta la cortina y su acumulación hubiese sido regular a lo largo del fondo del embalse, de tal forma que su superficie fuera horizontal a cierta elevación sobre la descarga de fondo. Este patrón de depósito representa únicamente una suposición teórica. En los embalses reales tal distribución de los sedimentos depositados no necesariamente ocurre de esa forma, ya que de acuerdo con el tamaño del material y la geometría del vaso varía la configuración del depósito.

Dos fueron los principales aspectos de la acción de lavado estudiados en el modelo: su alcance con relación a la cantidad de sedimento lavado para un nivel de agua alto y constante en el vaso, y las principales características de la acción cuando el nivel del agua es abatido. Para el primer caso los experimentos fueron diseñados de tal forma que fuera posible medir las dimensiones del cráter en forma de embudo desarrollado en la vecindad de la descarga de fondo, para diferentes niveles de agua y para tres diferentes tamaños de la descarga. En el segundo caso los experimentos se realizaron para analizar la eficacia del lavado de acuerdo con las dimensiones de la descarga de fondo y un gasto constante entrando al vaso.

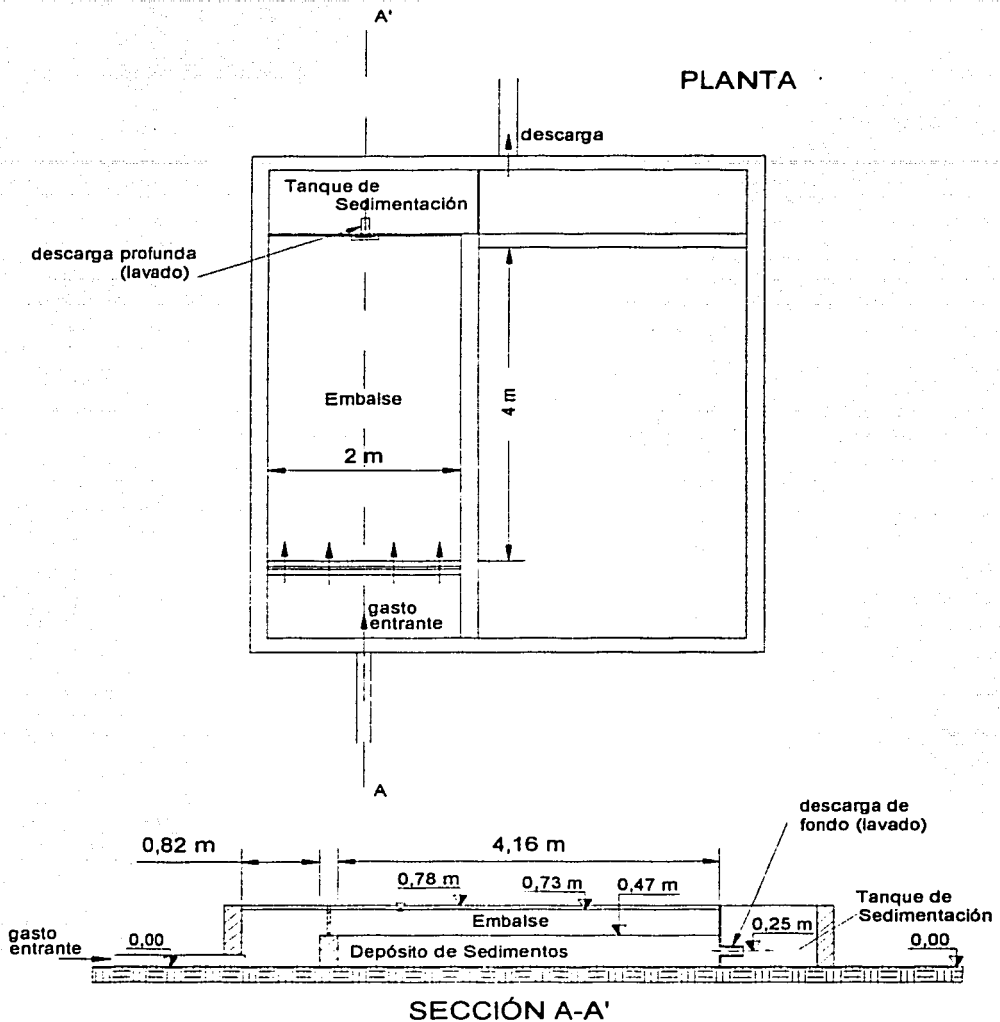


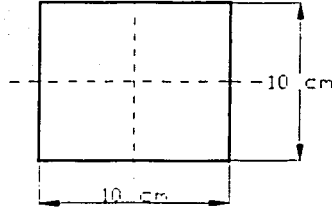
Fig. IV.1 Esquema de la instalación experimental

Una mejor comprensión del lavado hidráulico es útil para la toma de decisiones cuando se comparan diferentes métodos para la rehabilitación de embalses azoivados. Con una buena estimación de la cantidad de material que podría ser lavado de acuerdo con las características del embalse, y de la eficiencia con respecto al agua utilizada en la acción, sería más sencillo llevar a cabo un análisis de factibilidad técnica y económica preciso para decidir si una acción de lavado en particular es provechosa y conveniente en comparación con otras técnicas de rehabilitación. Por esto, uno de los principales objetivos del estudio en la instalación experimental fue el de obtener conclusiones generales acerca de la eficiencia del lavado y la precisión para predecir su alcance a partir de las aproximaciones teóricas disponibles.

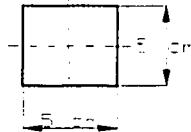
IV.1 INSTALACIÓN EXPERIMENTAL

La Fig. IV.1 muestra un esquema del diseño final de la instalación experimental usada para las pruebas, y una imagen del mismo puede verse en la Foto 1. Diferentes aspectos fueron tomados en cuenta para el diseño de la instalación, tales como el espacio, el caudal y el sedimento disponibles en el laboratorio, las variables a ser comparadas en el análisis teórico y los dispositivos de medición a ser usados. Los principales factores considerados en el diseño final fueron tanto el espacio como el sedimento disponible. En busca de una manera más simple y rápida para la construcción de la instalación, se utilizó una ya existente en el laboratorio, a la cual sólo le fueron realizadas algunas modificaciones para adaptarla a las necesidades requeridas para la investigación.

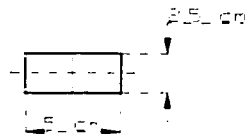
Para la elección del ancho del embalse simulado se consideró que la zona donde los efectos de la acción de lavado están presentes es sólo una fracción del ancho total del vaso, de tal forma que un ancho adecuado sería representativo también de prototipos más anchos en relación con las dimensiones de la descarga de fondo. Con la suposición anterior, y de acuerdo con el tipo y cantidades disponibles de sedimento, se decidió construir el embalse modelado con un área de 2 x 4 m y una profundidad del depósito de material sobre el centro en la vertical de la sección de la descarga de aproximadamente 25 cm. Para tales condiciones las descargas elegidas fueron de sección cuadrada con dimensiones de 5 x 5 y 10 x 10 cm. Un tercer tamaño para la descarga fue de 2.5 x 5 cm, obtenido con la abertura parcial de la descarga de 5 x 5. La Fig. IV.2 muestra las dimensiones de las tres descargas de fondo probadas. La elevación de las descargas sobre el fondo del embalse fue calculada de acuerdo con la capacidad hidráulica de las instalaciones para prevenir que la descarga quedara ahogada aguas abajo de la cortina con el paso de los gastos máximos a ser probados.



Diámetro Nominal $D = 10 \text{ cm}$
Área $A = 100 \text{ cm}^2$
Perímetro Mojado $P = 40 \text{ cm}$
Radio Hidráulico A/P $R_h = 2.5 \text{ cm}$
Diámetro Hidráulico $4R_h$ $D_H = 10 \text{ cm}$



Diámetro Nominal $D = 5 \text{ cm}$
Área $A = 25 \text{ cm}^2$
Perímetro Mojado $P = 20 \text{ cm}$
Radio Hidráulico A/P $R_h = 1.25 \text{ cm}$
Diámetro Hidráulico $4R_h$ $D_H = 5 \text{ cm}$



Diámetro Nominal $D = 2.5 \text{ cm}$
Área $A = 12.5 \text{ cm}^2$
Perímetro Mojado $P = 15 \text{ cm}$
Radio Hidráulico A/P $R_h = 0.83 \text{ cm}$
Diámetro Hidráulico $4R_h$ $D_H = 3.33 \text{ cm}$

Fig. IV.2 Dimensiones de las descargas de fondo probadas

La instalación se construyó con tabiques y concreto, con excepción del muro frontal donde se fijaron las descargas, hecho de un polímero de 2 cm de espesor. Las descargas de fondo fueron hechas de plástico, sus esquinas se suavizaron en la zona de acceso del agua, como se muestra en las Fotos 2 y 3. En la Foto 4 puede observarse el arreglo sencillo para la compuerta usada para la operación de las descargas. Este sistema permitió realizar una apertura rápida para el inicio de la acción de lavado.

Un arreglo adicional incorporado después de realizarse pruebas preliminares fue una placa rectangular de madera con un corte rectangular menor al centro. Esta placa fue colocada verticalmente a dos metros del muro frontal donde se encuentra la descarga, con su parte superior al mismo nivel que la superficie de los sedimentos. La finalidad de esta placa fue la de concentrar el flujo del agua al centro del vaso, como sucedería en un embalse real donde el flujo entrante reconoce el viejo lecho del río al centro del vaso.

IV.1.1 Características del sedimento

Las características físicas del sedimento seleccionado para las pruebas se muestran en la Fig. IV.3. El uso de material fino, dentro del rango de los limos, es decir, menor que 0.062 mm, introduciría efectos no representativos de las condiciones reales, ya que 0.062 mm es el tamaño máximo que puede tener una partícula para caer dentro del agua siguiendo la ley de Stokes. Por otro lado, el uso de material más grueso no permitiría aproximarse a la representación de las condiciones reales en prototipos al escalar los resultados. Por ello se consideró que el material seleccionado, con un diámetro medio de 0.88 mm, si bien se clasifica como arena gruesa, era apropiado para las pruebas.

Fueron necesarios aproximadamente 3 m³ de arena para llenar el depósito de la instalación. Más de la mitad del sedimento fue vaciada de sacos nuevos y el resto se obtuvo de material almacenado usado anteriormente en otros modelos. Este material tuvo que ser cribado para extraer el material grueso y obtener una curva de distribución granulométrica similar a la del material de los sacos. Con la finalidad de ahorrar material, cierto volumen del modelo que se esperaba no sería afectado por la erosión del lavado, fue llenado con tabiques.

Para atrapar el sedimento lavado durante los experimentos se instaló una malla fina en lo que fue diseñado como un tanque de sedimentación, situado en la parte en que el flujo de lavado descargaba y justo antes de donde se encontraba la descarga al sistema de recirculación del laboratorio, como se aprecia en la Foto 6.

QUARZSAND 0,06-2,2 mm

d_i (mm)	%	d_i (mm)	Porcentaje	$d_{i,i}$ (mm)	p_i	$d_{i,i} \cdot p_i / 100$
< 0.063	1	0.063	1			
0.063 - 0.5	26	0.5	27	0.28	26	0.0728
0.5 - 1	39	1	66	0.75	39	0.2925
1 - 2.24	32	2.24	98	1.62	32	0.5184
> 2.24	2					

$$d_m = 0.884 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0.75 \text{ mm}$$

Densidad Relativa $S_s = 2.7$

Ángulo de Reposo sumergido $\beta = 35^\circ$

Desviación estándar geométrica

con una distribución log-normal $\sigma_g = 1.77$

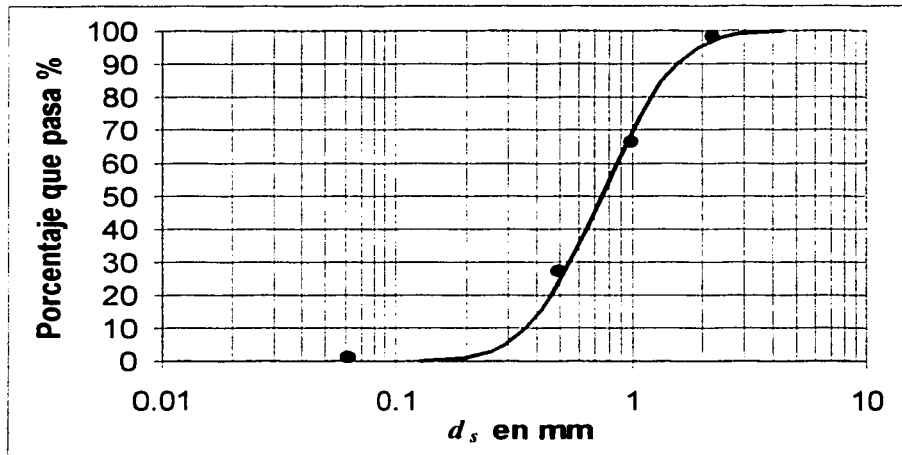


Fig. IV.3 Características del sedimento usado en las pruebas

IV.1.2 Operación de la instalación y dispositivos de medición

La alimentación de agua se realizó por medio de un tubo de 20 cm de diámetro conectado al sistema de bombeo del laboratorio. El gasto entraba directamente a un depósito de 2 x 0.8 m detrás del embalse, y antes de llegar a éste el flujo era tranquilizado por medio de una celosía de ladrillos. Antes de entrar a la instalación el gasto podía ser regulado por medio de un dispositivo electrónico, y a la salida el gasto descargado podía ser medido con un vertedor triangular en el caso de las descargas de fondo menores, y con un vertedor rectangular cuando se probó el tamaño de descarga mayor. El gasto para las diferentes pruebas varió desde poco menos de 1 l/s para la

descarga menor, hasta 25 l/s para la mayor. Los niveles de agua en el embalse podían ser medidos con una escala fija en el muro frontal que representaría la cortina.

Para poder limpiar el agua contaminada con materia orgánica acumulada en el sedimento antes del inicio de las pruebas, se cortaron dos ranuras a manera de vertedores sobre el muro frontal para permitir que el agua derramara sobre éste y tener una descarga sin la necesidad de abrir la compuerta. También se instaló una válvula pequeña en la base del muro frontal para drenar el embalse cuando fuera necesario. Cuando se requería abatir el nivel del agua en el embalse sin la necesidad de abrir la descarga de fondo o la válvula, se usó una bomba portátil en el depósito anterior al embalse.

IV.1.2.1 Dispositivo para la medición de la superficie del depósito de sedimento en el embalse

Uno de los principales parámetros medidos en las pruebas experimentales fue la variación de la forma de los depósitos de sedimento de acuerdo con las condiciones probadas. Para este fin, se usó un dispositivo electrónico, "DISTANCE PRO I", desarrollado en el Institut für Wasserbau de la Universidad de Innsbruck (Foto 7). Este dispositivo funciona con un sensor óptico electrónico, el cual emite pulsos de radiación infrarroja que se reflejan en la superficie a ser medida. Sin tocar la superficie el sensor puede medir la diferencia entre distancias verticales con una precisión de incluso fracciones de milímetro. Este dispositivo puede ser usado ya sea para la medición del nivel de la superficie libre del agua, como para medir la variación de la superficie del fondo de acuerdo con los niveles de referencia que se le indiquen.

La Fig. IV.4 muestra los ejes de referencia usados en la instalación para las mediciones hechas con el sensor electrónico. El dispositivo podía ser deslizado a lo largo de los ejes de referencia x y y (Fig. IV.4) con la ayuda de dos rieles instalados en los muros perimetrales del embalse.

IV.1.3 Pruebas preliminares

Las pruebas preliminares realizadas para revisar los principales aspectos en el funcionamiento del embalse simulado incluyeron el trazo de la curva elevaciones-gasto de salida para las tres diferentes descargas a ser probadas, así como los coeficientes de descarga representativos de las pérdidas de energía en cada una de ellas.

La Fig. IV.5 muestra las curvas elevaciones-gasto ajustadas a los datos experimentales para las tres descargas. H_0 es la carga de agua medida desde la mitad de la altura de la descarga hasta la superficie libre del agua. En la Fig. IV.6 pueden observarse los rangos del gasto a través de las descargas relacionados con el nivel del agua medido en la escala situada en el muro frontal del embalse, con la superficie del depósito de arena y con la elevación máxima posible de la superficie del agua en el depósito.

EJES DE REFERENCIA

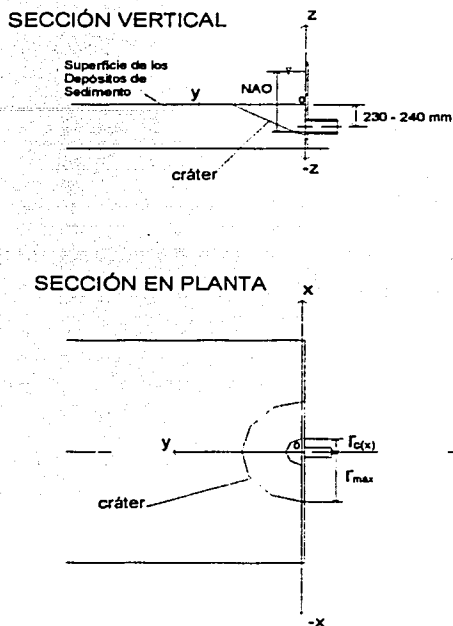


Fig. IV.4 Ejes de referencia para las mediciones con el sensor electrónico

En la Fig. IV.7 aparecen los coeficientes de descarga encontrados con los datos experimentales para cada descarga probada. Los coeficientes de descarga, C_d , se calcularon aplicando la ecuación general de un orificio:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH_o} \quad (4.1)$$

donde A es el área del orificio, H_o la carga de agua sobre el orificio medida desde su centro, Q el gasto y g la aceleración de la gravedad.

Con fines comparativos en la Fig. IV.8 fueron dibujadas las curvas para el rango de velocidades en cada una de las descargas de acuerdo con la carga de agua en el embalse. Estas velocidades fueron calculadas por medio de la ecuación de continuidad aplicada a los gastos de las curvas en la Fig. IV.5.

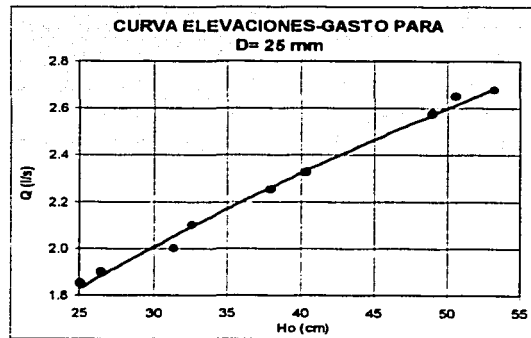
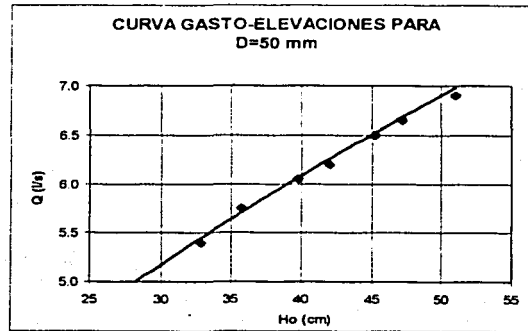
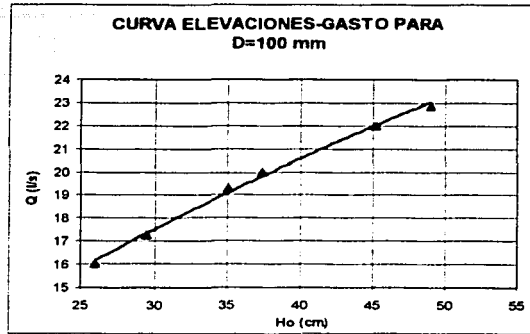


Fig. IV.5 Curvas elevaciones-gasto para las tres descargas probadas

FALLA DE ORIGEN
 CON

68

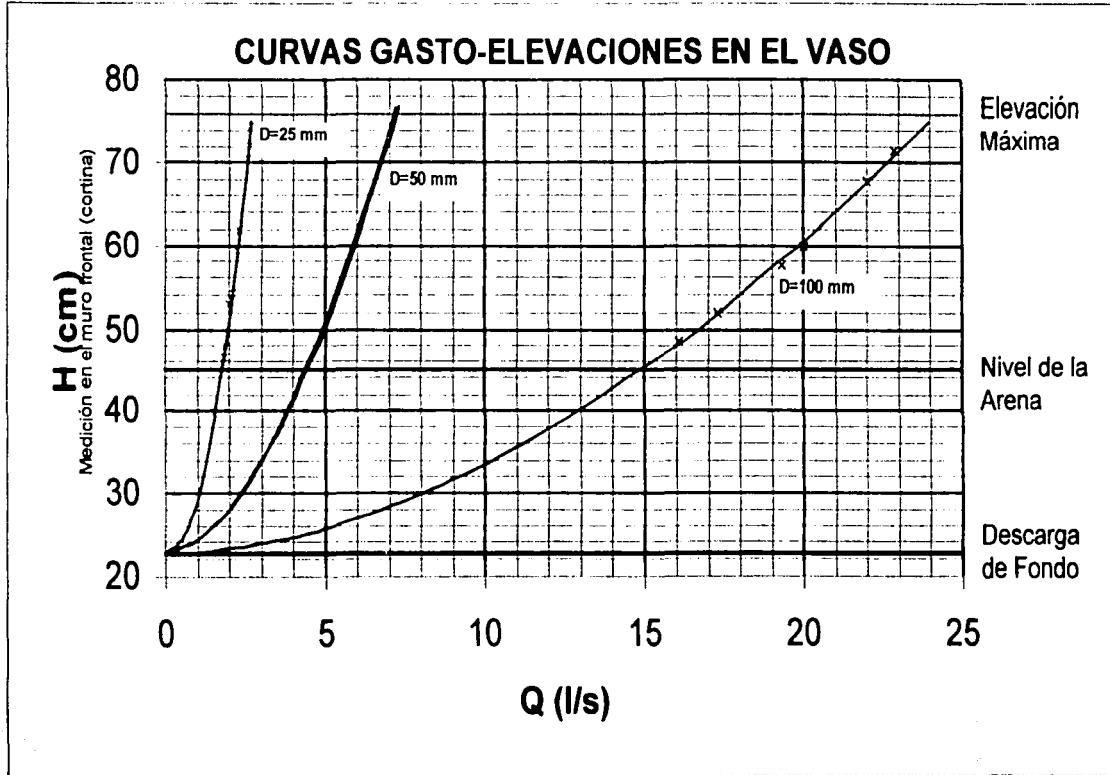


Fig. IV.6 Curvas elevaciones-gasto referidas a la escala usada para medir la elevación del agua en el embalse

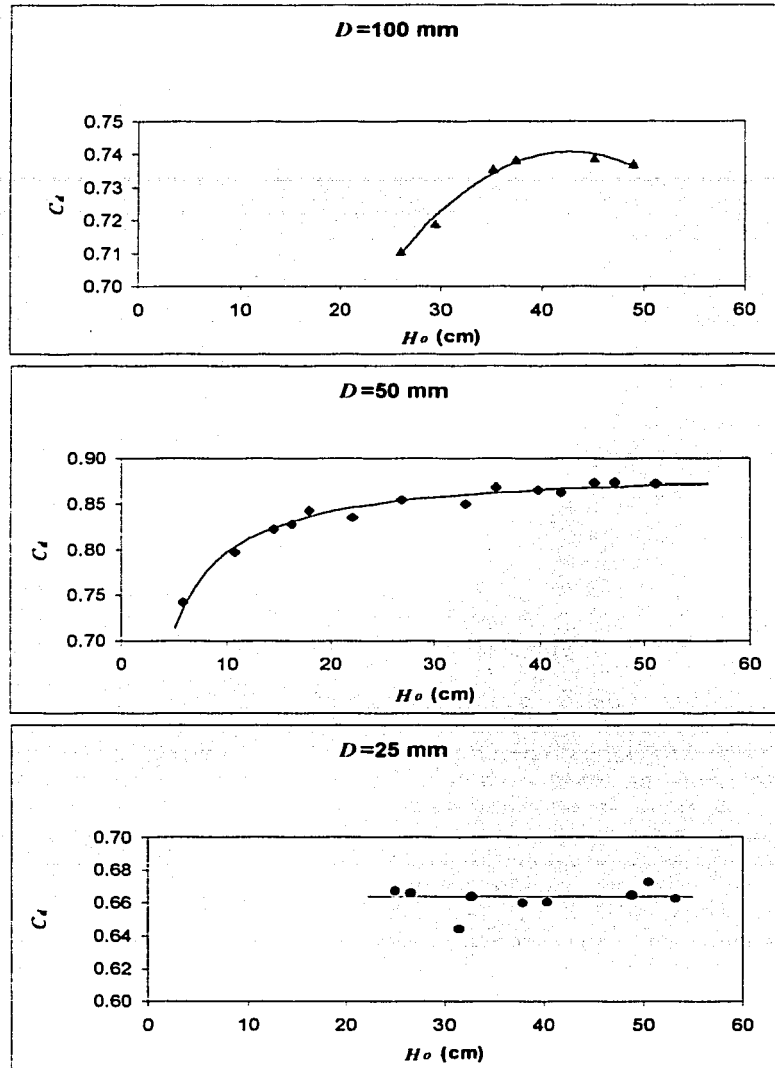


Fig. IV.7 Coeficientes de descarga calculados a partir de los datos experimentales

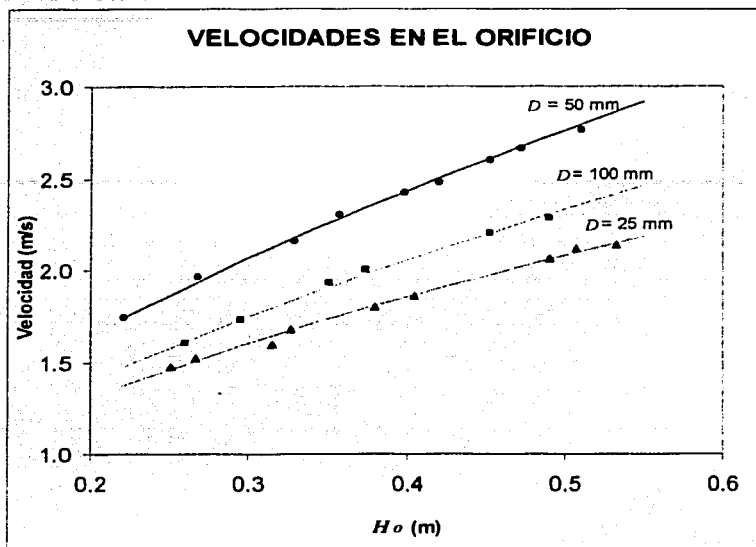


Fig. IV.8 Velocidades en las descargas de fondo obtenidas a partir de la ecuación de continuidad

IV.1.4 Clasificación de las pruebas realizadas

Como fue descrito por Scheuerlein (1993), el lavado de un embalse sin abatimiento en el nivel del agua se limita a la formación de un cráter con forma de embudo, cuyas dimensiones dependen principalmente de las dimensiones de la descarga. Uno de los principales objetivos del primer grupo de pruebas experimentales realizadas fue el de analizar la influencia que tienen en el tamaño del cráter, algunas de las variables involucradas. Después de la formación del cráter, no es posible arrastrar más sedimento a través de la descarga a menos que el nivel del agua sea abatido lo suficiente como para permitir que el flujo erosione la superficie de los sedimentos. El segundo grupo de pruebas experimentales fue enfocado al análisis de los procesos de lavado cuando el nivel del agua en el embalse era abatido.

De acuerdo con estos dos principales aspectos del lavado hidráulico a ser estudiados, las pruebas realizadas en el modelo se clasificaron de la siguiente manera:

- **SERIE A.** Lavado hidráulico sin abatimiento del nivel del agua en el embalse
 1. Condiciones iniciales con fondo plano

2. Condiciones iniciales a partir de un cráter de lavado ya desarrollado y un Nivel del Agua de Operación (*NAO*) mayor que el último probado.
- **SERIE B.** Lavado hidráulico con abatimiento del nivel del agua en el embalse.

IV.2 PRUEBAS SIN ABATIMIENTO DEL NIVEL DEL AGUA: SERIE A

Este tipo de pruebas se llevaron a cabo para evaluar la efectividad del lavado con respecto a las dimensiones del cráter desarrollado, cuando el *NAO* (Nivel del Agua de Operación en el embalse, como se muestra en la Fig. IV.4) permanece constante. Ya que se esperaba que con el aumento del *NAO* se desarrollaría un cráter mayor, los experimentos se realizaron de tal forma que se pudiera variar el *NAO* sin la necesidad de iniciar una nueva prueba otra vez con un fondo plano. De acuerdo con esta variación en las condiciones iniciales de una prueba para cierto *NAO*, las pruebas fueron clasificadas en dos tipos:

1. Pruebas iniciadas a partir de un fondo plano, con un cierto Nivel del Agua de Operación.
2. Pruebas seguidas después de 1, comenzando con el cráter desarrollado y con un *NAO* mayor que el anterior.

IV.2.1 Pruebas del Tipo 1. Inicio con fondo plano

En las pruebas del tipo 1 se midieron las siguientes variables:

- ***NAO*.** Es el nivel del agua en el embalse justo en el momento en que la compuerta es abierta, medido desde la base de la descarga hasta la superficie libre del agua.
- **Tiempo de desarrollo del cráter.** Es el tiempo transcurrido entre la apertura rápida de la descarga de fondo y el momento en el cual el desarrollo del cráter ha terminado.
- **Gasto entrante.** El gasto constante que entra al embalse durante la prueba.
- **Peso del material lavado.** Es el peso del material desalojado por la descarga durante la formación del cráter y que se colecta en el tanque de sedimentación (este dato sólo se tomó como referencia, ya que al no ser posible secar el material después de las pruebas, su valor no fue representativo).
- **Configuración del cráter.** El levantamiento de la forma del cráter al final de la prueba se realiza a lo largo de los ejes mostrados en la Fig. IV.4 y en algunos otros puntos intermedios.

IV.2.1.1 Procedimiento de realización de la prueba

Antes de iniciar las pruebas, la superficie de arena en el fondo del embalse era aplanada con la ayuda de dos rieles fijos en los muros laterales del embalse y con una placa metálica que era movida sobre los rieles a lo largo del embalse. El nivel de la arena se situaba aproximadamente a una altura entre 23 y 24 cm sobre el centro de la descarga de fondo (variaba según la descarga probada), como se muestra en la Fig. IV.4, aunque este nivel podía variar ligeramente de acuerdo con el asentamiento del material cuando se humedecía por la entrada de agua. Antes de la prueba se realizaba un rápido levantamiento para calcular un valor promedio de la elevación del depósito de arena.

Posteriormente, el embalse era llenado lentamente con agua hasta un nivel menor que el del *NAO* a ser probado. En función de la curva elevaciones-gasto correspondiente a la descarga a ser probada, como aparece en la Fig. IV.6, el gasto entrante era fijado al que correspondía con un nivel de agua constante igual al *NAO* seleccionado. Una vez que la carga de agua alcanzaba el *NAO* requerido, la descarga era abierta para iniciar la prueba. Debido a las dificultades para fijar de manera exacta el gasto requerido para cierto *NAO* y para abrir la descarga justo cuando el nivel del agua se encontraba a la elevación requerida, el valor del *NAO* era registrado al inicio de la prueba, es decir, cuando la compuerta era abierta, y al final de la prueba, cuando el desarrollo principal del cráter había terminado. Este valor podía variar ligeramente, de acuerdo con la estabilización del gasto saliente y el valor de la carga de agua. El nivel del agua era siempre medido en la escala fija colocada en el muro frontal del embalse, a 85 cm del eje *x*.

El tiempo de desarrollo del cráter era registrado a partir de la rápida apertura de la descarga de fondo, hasta que no se percibía movimiento significativo de los sedimentos dentro del cráter, momento en que la prueba se daba por terminada. En ese instante el gasto se disminuía hasta cero y se cerraba la descarga de fondo. Posteriormente se realizaba el levantamiento del cráter con el dispositivo electrónico, a lo largo de los ejes *x* y *y*, y en otros tantos puntos intermedios. Los puntos de medición se encontraban más cercanos uno del otro (con una separación de 1 cm) cerca de la descarga y en las regiones limítrofes con el límite exterior del cráter. Finalmente, la arena colectada en el tanque de sedimentación era extraída y pesada, aunque este último dato no se consideró representativo de la prueba porque no era posible esperar a que el material estuviera seco para pesarlo.

IV.2.1.2 Cálculos después de cada prueba

En la Fig. IV.9 se muestran las gráficas del levantamiento del cráter para una de las pruebas Tipo 1. En esta figura también aparecen algunas de las variables medidas y los cálculos realizados para el análisis de los datos experimentales. Estos cálculos fueron los siguientes:

EXPERIMENTO 5

$D = 50 \text{ mm}$
 $NAO = 303 \text{ mm}$

Gasto $Q = 5 \text{ l/s}$
 Tiempo $t = 30 \text{ s}$

Volumen de agua usada en el lavado $V_w = Q \cdot t = 150 \text{ l}$

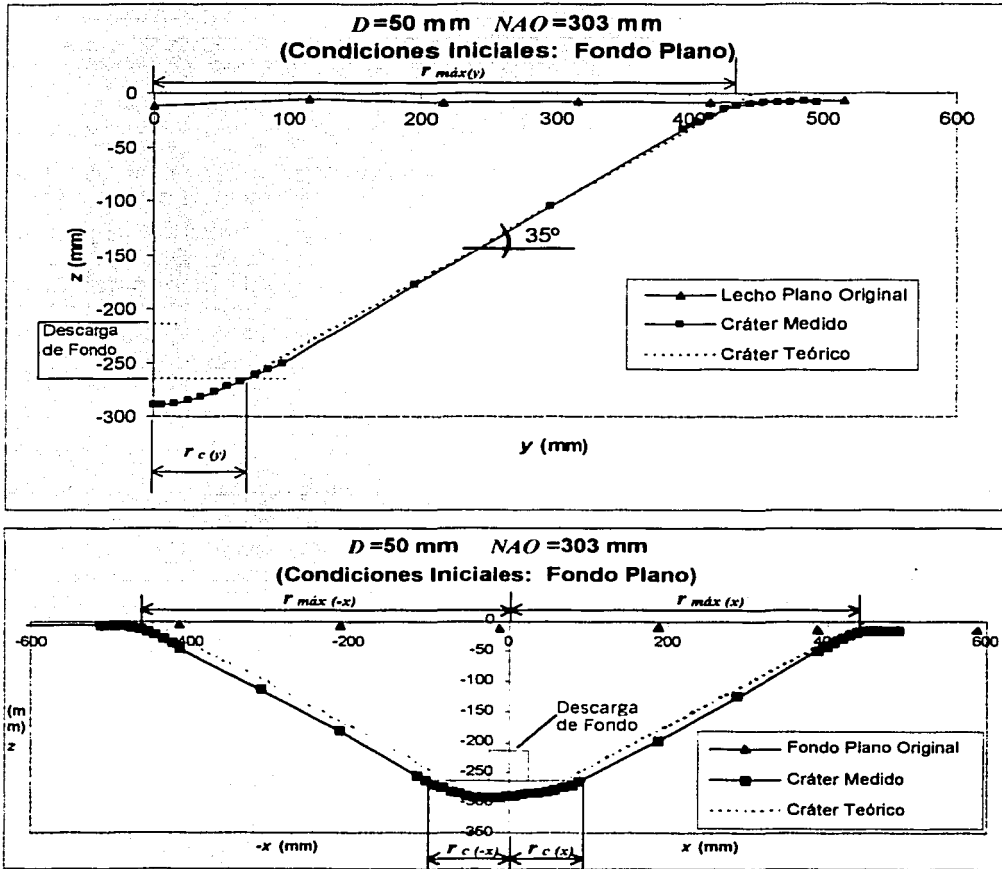


Fig. IV.9 Levantamiento del cráter para el Experimento 5

- El radio máximo en la superficie del cráter, r_{max} , fue obtenido para los ejes x y y al encontrar en las gráficas del levantamiento del cráter los puntos en los cuales su perfil es igual al de la superficie plana de los sedimentos, es decir, aquellos puntos en el límite del cráter donde no ocurrieron desplazamientos de material durante la prueba.
- Los radios $r_{c(x)}$, $r_{c(-x)}$ y $r_{c(y)}$ (ver Fig. IV.9), representativos del alcance de la acción de lavado, fueron medidos a lo largo de los ejes x y y al encontrar en las gráficas del levantamiento del cráter los puntos en los cuales la extensión del plano horizontal de la base de la descarga se encuentra con la superficie de la arena en el cráter.
- El volumen de agua extraída durante el desarrollo del cráter se calculó multiplicando el tiempo requerido para su formación por el gasto que salía por la descarga.

IV.2.2 Pruebas del Tipo 2. Inicio con un cráter desarrollado

Este tipo de pruebas siempre fue realizado después de concluida alguna prueba del Tipo 1. Por lo que, como ya existía un cráter desarrollado, el siguiente *NAO* a ser probado debía ser más elevado para tener algún movimiento de sedimento en el cráter. En estas pruebas se midieron casi las mismas variables que en las pruebas del Tipo 1, y tan sólo el peso del material evacuado no fue tomado en cuenta, ya que el material evacuado sólo era una porción mínima del volumen total del cono.

IV.2.2.1 Procedimiento de realización de la prueba

El procedimiento fue similar al de las pruebas Tipo 1. De acuerdo con la curva gastos-elevaciones para la descarga probada, el gasto entrante era aumentado hasta aquél que correspondía a un nivel de agua constante igual al *NAO* a ser probado. Una vez que el nivel del agua alcanzaba el *NAO* requerido, la descarga de fondo se abría para comenzar la prueba. En ese momento se registraba el *NAO* inicial y el tiempo era medido hasta que no era apreciable ningún movimiento significativo de sedimento en el cráter. Cuando esto sucedía se medía el *NAO* final, posteriormente se reducía el gasto entrante hasta cero y finalmente se cerraba la descarga. Por último se hacía el levantamiento del cráter a lo largo de los ejes y y x , y en algunos otros puntos intermedios.

Los cálculos después de cada prueba fueron los mismos que los realizados para las pruebas Tipo 1, eliminando tan sólo el cálculo del volumen de agua usado.

IV.2.3 Alcance del lavado teórico en la instalación experimental

El alcance del lavado sin abatimiento del nivel de agua, o radio de alcance de lavado local, se evaluó en el modelo de acuerdo con la magnitud del radio de erosión en la vecindad de la descarga de fondo. Para comparar los resultados experimentales con la aproximación analítica simplificada de Scheuerlein (1993) desarrollada para la estimación del alcance de la acción de lavado sin el abatimiento del nivel del agua, se aplicó la ecuación teórica presentada por este autor a las condiciones probadas en laboratorio. Dicha ecuación se describe en III.1.1.1.

La aproximación de Scheuerlein fue desarrollada para descargas de sección circular. Por lo que, ya que las descargas probadas en el laboratorio fueron de sección rectangular, la ec. (3.5) fue modificada de la siguiente manera: el desarrollo analítico de Scheuerlein se basa en la ecuación general para el gasto que pasa a través de un orificio (ec. 4.1); si en esa ecuación el área, A , se cambia por el área de un cuadrado de lado D , siguiendo el mismo procedimiento descrito en III.1.1.1, la ecuación (3.5) puede ser escrita para descargas cuadradas como

$$r_c = D \sqrt{\frac{C_d \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_o}}{\pi V_c}} \quad (4.2)$$

y para rectangulares

$$r_c = \sqrt{\frac{C_d \cdot h \cdot l \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_o}}{\pi V_c}} \quad (4.3)$$

donde C_d es un coeficiente que involucra todas las posibles pérdidas de energía; D es la base de una descarga cuadrada; H_o es la carga de presión sobre la descarga; V_c es la velocidad crítica de inicio de arrastre del sedimento obtenida con alguno de los criterios existentes en la literatura; g es la aceleración de la gravedad; h y l son la altura y la base de una descarga rectangular, respectivamente, y r_c es el radio de alcance de la acción de lavado local en la base del cono.

Para el modelo de laboratorio los parámetros involucrados en las ecuaciones 4.2 y 4.3 son:

- r_c es la variable dependiente, medida en los ejes x y y para cada prueba.
- D es un parámetro con valor constante en las diferentes pruebas, igual a 0.025, 0.05 y 0.10 m.
- g se consideró constante e igual a 9.81 m/s².
- H_o es igual al Nivel del Agua de Operación, NAO , y es la variable independiente modificada de una prueba a otra, variando de 30 a 60 cm.

- V_c depende del diámetro medio del sedimento probado. En la Fig. IV.3 se presenta la curva granulométrica y el cálculo del diámetro medio d_m para el sedimento usado en el modelo. De esta manera, ya que el diámetro medio es $d_m = 0.884$ mm, y usando el criterio de Hjulström para inicio de arrastre, como propone Scheuerlein, se encuentra que el valor aproximado para la velocidad de inicio de arrastre de este material es:

$$V_c = 0.26 \text{ m/s}$$

- C_d se encontró usando los resultados obtenidos para calcular la curva elevaciones-gastos y aplicando la ecuación general de un orificio (ec. 4.1). La Fig. IV.7 presenta la variación del coeficiente de descarga encontrado experimentalmente con respecto a diferentes valores de H_o para las tres descargas probadas. Para simplificar la sustitución del C_d en (4.2) como una función de H_o , se ajustaron curvas a los datos experimentales. De este modo, para las tres descargas el C_d puede ser calculado con:

$$C_d = -1.113H_o^2 + 0.951H_o + 0.537, \text{ para } D = 100 \text{ mm}; \quad (4.4)$$

$$C_d = 0.89(0.989)^{\frac{1}{H_o}}, \quad \text{para } D = 50 \text{ mm}; \text{ y} \quad (4.5)$$

$$C_d = 0.664, \quad \text{para } D = 25 \text{ mm}, \quad (4.6)$$

donde los valores de H_o se introducen en metros.

La Fig. IV.10 muestra los valores teóricos calculados para r_c al aplicar la ecuación (4.2) a los rangos de D y H_o a los que se limitó el embalse experimental.

IV.2.4 Análisis dimensional para el alcance de lavado

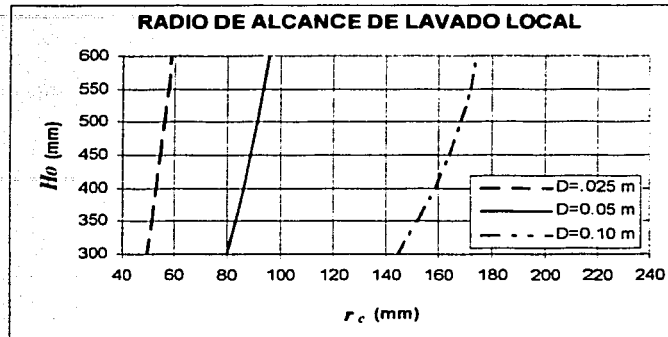
Las principales variables con un efecto importante en el valor último del radio de alcance del lavado hidráulico local pueden resumirse como sigue:

$$r_c = f(D_H, h, l, NAO, V, V_c, C_d, d_s, g, \rho_s, \rho_w, \mu_w) \quad (4.7)$$

donde:

- C_d : coeficiente de descarga de la descarga de fondo
- D_H : diámetro hidráulico de la descarga, igual a cuatro veces el área entre el perímetro mojado (Fig. IV.2)
- NAO : Nivel del Agua de Operación, que es la carga de agua sobre la descarga de fondo
- V : velocidad del agua en la descarga
- V_c : velocidad crítica de inicio de arrastre del diámetro representativo de sedimento

PRECIS CON
FALLA DE ORIGEN



Para $D = 0.025$ m

NAO mm	C_d	r_c ec(4.2) (mm)
300	0.664	49.65
350	0.664	51.60
400	0.664	53.35
450	0.664	54.95
500	0.664	56.42
550	0.664	57.78
600	0.664	59.05

Para $D = 0.05$ m

NAO mm	C_d	r_c ec(4.2) (mm)
300	0.855	79.68
350	0.860	83.06
400	0.864	86.08
450	0.867	88.80
500	0.870	91.30
550	0.871	93.60
600	0.873	95.75

Para $D = 0.10$ m

NAO mm	C_d	r_c ec(4.2) (mm)
300	0.705	144.73
350	0.722	152.21
400	0.734	158.61
450	0.739	164.00
500	0.740	168.40
550	0.734	171.84
600	0.723	174.31

Fig. IV.10 Alcance de lavado local teórica para los rangos de valores probados en el modelo

- d_s : diámetro representativo de la muestra de sedimento; (para el análisis de los datos se seleccionó el diámetro medio, d_m)
- g : aceleración de la gravedad
- h : altura de la descarga, medida desde su base hasta su límite superior (Fig. IV.14)
- l : largo de la descarga, medido desde el límite de sus paredes verticales (Fig. IV.14)
- r_c : distancia crítica de alcance del lavado
- μ_w : viscosidad dinámica del agua
- ρ_s : densidad del sedimento
- ρ_w : densidad del agua

Aplicando el teorema π las variables pueden reducirse a la siguiente relación:

$$\frac{r_c}{NAO} = f\left(\frac{VD_h \rho_w}{\mu_w}, \frac{V_c}{\sqrt{gNAO}}, \frac{V}{V_c}, \frac{NAO}{D_H}, \frac{d_s}{D_H}, \frac{h}{l}, \frac{NAO}{d_s}, \frac{\rho_s}{\rho_w}, C_d\right) \quad (4.8)$$

O también, de acuerdo con la experiencia de otros autores al estudiar procesos de transporte de sedimentos y al combinar de manera distinta las variables, queda:

$$\frac{r_c}{D_H} = f \left(Re = \frac{VD_H \rho_w}{\mu_w}, \frac{V_c}{\sqrt{2gNAO}}, \frac{V}{V_c}, \frac{NAO}{(S_s - 1)d_s}, \frac{h}{l}, C_d \right) \quad (4.9)$$

donde S_s es la densidad relativa de las partículas igual a $S_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$, $S_s - 1$ es la densidad relativa de las partículas dentro del agua obtenida de $S_s - 1 = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$.

IV.2.5 Resultados experimentales y comparación con la aproximación teórica

En la Tabla IV.1 se resumen los resultados experimentales obtenidos para todas las pruebas de la Serie A. Su numeración corresponde al orden en que fueron realizadas. Aunque se hizo una distinción sobre el tipo de pruebas de acuerdo con sus condiciones iniciales, es decir, si fueron del Tipo 1 o 2, no se observaron grandes variaciones para las pruebas realizadas para un valor del NAO similar pero con diferentes condiciones iniciales, 1 o 2. Para algunos casos, con las condiciones iniciales en 2 y un ligero incremento del NAO , no se logró tener un desarrollo adicional del cráter o transporte de sedimento alguno dentro de éste. Lo anterior puede atribuirse a un efecto de acorazamiento en la base del cráter, donde las partículas de mayor tamaño podían acumularse y no ser movidas con un ligero incremento de las fuerzas erosivas relacionadas directamente con el nivel del agua. El sedimento comenzaría a ser removido hasta que un mayor incremento del NAO hiciera que el flujo fuera lo suficientemente fuerte para desestabilizar al material más grueso de la muestra de sedimento.

El diámetro representativo de la descarga de fondo usado para el análisis de los datos experimentales fue el denominado diámetro hidráulico, D_H , como se define en la Fig. IV.2. Para las descargas con forma cuadrada, o sea, aquéllas con diámetro nominal, D , de 10 y 5 cm, D_H es igual a D , pero para el de forma rectangular y $D=2.5$ cm existe una ligera variación. Con el uso del diámetro hidráulico en lugar del diámetro nominal se describe mejor la capacidad de la descarga para propósitos de comparación con los otros tamaños.

Las velocidades usadas para calcular el número de Reynolds fueron las obtenidas al aplicar la ecuación de continuidad como en la gráfica mostrada en la Fig. IV.8.

IV.2.5.1 Desarrollo del cráter

La descarga de agua con altas concentraciones de sedimento comenzaba justo en el momento en que se abría la compuerta que simulaba la descarga de fondo de la presa,

CON
FALLA DE ORIGEN

esto es, cuando el nivel del agua en el embalse, NAO , llegaba a ser el deseado para la prueba por realizarse. Casi desde el primer instante podía observarse la incipiente formación del cono de lavado de manera simétrica y con sección horizontal similar a media circunferencia. En los primeros momentos el cráter se desarrollaba con gran rapidez, para enseguida desacelerar paulatinamente el avance de su formación hasta que en los últimos instantes, poco antes de alcanzarse el equilibrio, el avance del sedimento hacia la descarga era más bien lento; por ello era posible observar que la concentración de sedimento en la descarga era muy alta al inicio, para después de unos instantes descender drásticamente. En la Fig. IV.11 se muestra un esquema de la configuración final del cono de lavado al alcanzarse el equilibrio. Para su realización se utilizaron los datos del Experimento 5 y se usó un programa de computadora para obtener una interpolación en los puntos no registrados en las mediciones.

Como puede observarse en la Tabla IV.1, los tiempos registrados para el desarrollo del cono de lavado variaron entre 27 y 50 segundos, sin observarse ninguna aparente relación entre el tiempo de desarrollo y las dimensiones de la descarga, pues para las tres dimensiones estudiadas se encontraron rangos de tiempo similares. Ya que la velocidad de desarrollo del cráter depende directamente de la velocidad de desalojo de material por la descarga, el cráter se desarrolla más rápido cuando el caudal en la descarga es mayor; sin embargo, refiriéndose a la ec. 4.2, como para un mismo diámetro en la descarga a mayor velocidad (es decir, mayor H_0) también aumenta r_c , entonces con velocidades del flujo altas en la descarga la evolución del cráter será más rápida. Pero en ese caso, al aumentar r_c , el punto de equilibrio donde las partículas ya no tendrán movimiento estará a mayor distancia, así que el tiempo total para finalizar el desarrollo del cráter no tendrá grandes variaciones con respecto al tiempo requerido con más bajas velocidades en el desfogue. Puede esperarse que los tiempos para la formación del cono de lavado en un embalse no variarán demasiado para diferentes niveles de agua.

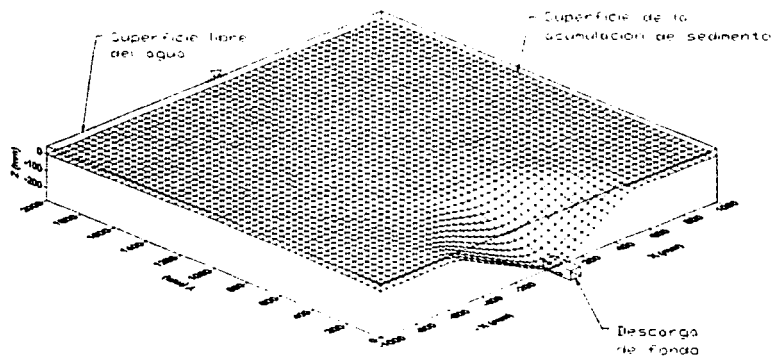


Fig. IV.11 Configuración del cono de lavado para el Experimento 5

IV ESTUDIO DEL LAVADO DE EMBALSES EN MODELO HIDRÁULICO

Exp. No.	Tipo de Prueba	D_H (mm)	NAO (mm)	Q (l/s)	t (s)	Re	Radio de alcance del lavado (mm)					Radio superficial del cono (mm)				
							$r_{ca}=b_1$	$r_{ca}=a_1$	$r_{ca}=a_1$	$a_{promedio}$	b_1/a_1	$r_{máx(s)}=b_2$	$r_{máx(s)}=a_2$	$r_{máx(s)}=a_2$	$a_{promedio}$	b_2/a_2
1	2	50	401	5.86	----	114881	66	94	88.5	91.25	0.723	460	465	465	465	0.99
2	2	50	453	6.31	----	123632	75	96	100	98	0.765	470	480	485	482.5	0.97
3	2	50	560	7.16	----	140301	83	106	119.6	112.78	0.736	475	488	492	490	0.97
4	1	50	560	7.16	50	140301	84	96	----	96	0.875	480	488	----	488	0.98
5	1	50	303	4.94	30	96809	69	91	99	95	0.726	435	445	460	452.5	0.96
6	2	50	383	5.70	----	111730	72	89	99	94	0.766	430	438	460	449	0.96
7	2	50	435	6.15	----	120658	73	97	109	103	0.709	430	475	495	485	0.89
8	1	50	292	4.83	27	94619	60	74	91	82.5	0.727	450	465	467	466	0.97
9	2	50	298	4.89	----	95818	63	82	97	89.5	0.704	456	475	477	476	0.96
10	2	50	303	4.94	----	96809	65	81	93	87	0.747	450	470	482	476	0.95
11	2	50	547	7.06	----	138358	70	95	107	101	0.693	485	478	490	484	1.00
12	2	50	568	7.22	----	141486	77	95	111	103	0.748	446	465	496	480.5	0.93
13	1	50	424	6.06	33	118812	65	83	95.5	89.25	0.728	470	480	502	491	0.96
14	2	50	431	6.12	----	119989	70	85	97	91	0.769	487	480	495	487.5	1.00
15	2	50	455	6.32	----	123960	73.5	89	104	96.5	0.762	490	488	500	494	0.99
16	2	50	520	6.85	----	134256	74	94	107.5	100.75	0.734	495	490	500	495	1.00
17	1	50	388	5.74	35	112612	63	89	97	93	0.677	453	455	467	461	0.98
18	1	33.33	286	1.91	45	50002	17	22.5	46	34.25	0.496	406	425	455	440	0.92
19	2	33.33	293	1.94	----	50647	21.5	39.5	54	46.75	0.460	416	428	460	444	0.94
20	2	33.33	475	2.50	----	65275	28	51	57.5	54.25	0.516	446	450	472	461	0.97
21	2	33.33	503	2.57	----	67251	28	51.5	59	55.25	0.507	450	455	475	465	0.97
22	2	33.33	538	2.66	----	69645	33.5	54	66.5	60.25	0.556	455	458	480	469	0.97
23	1	33.33	401	2.29	30	59749	26.5	52	62	57	0.465	420	430	440	435	0.97
24	2	33.33	420	2.34	----	61214	27.5	55.5	63	59.25	0.464	422	435	442	438.5	0.96
25	2	33.33	450	2.43	----	63461	34	57.5	70.5	64	0.531	426	438	443	440.5	0.97
26	1	33.33	352	2.13	45	55798	21.74	45.33	40	42.665	0.510	412	420	437	428.5	0.96
27	1	100	440	20.28	45	198805	116	138	160	149	0.779	540	570	580	575	0.94
28	1	100	555	23.43	40	229754	118.5	155	165	160	0.741	566	585	590	587.5	0.96
29	2	100	575	23.95	----	234805	127	156.5	176	166.25	0.764	568	590	593	591.5	0.96
30	1	100	368	18.09	33	177337	119.6	150.8	147.7	149.25	0.801	536	575	600	587.5	0.91
31	2	100	468	21.08	----	206675	127.2	161.7	167	164.35	0.774	546	578	602	590	0.93
32	2	100	502	22.02	----	215925	112.5	149	172	160.5	0.701	560	595	603	599	0.93
33	2	100	566	23.72	----	232543	126.3	162.3	174.3	168.3	0.750	570	598	608	603	0.95

Tabla IV.1 Resumen de los resultados experimentales

Utilizando semejanza dinámica con la ley de Froude, la escala de tiempos con respecto a la escala de longitudes al utilizar un mismo fluido en prototipo y modelo es $T_e = L_e^{1/2}$; si consideramos que el modelo hidráulico representa un prototipo a una escala de longitudes $L_e = 100$ (que representaría una cortina de aproximadamente 50 m de altura en el prototipo), la escala de tiempos sería igual a $T_e = 10$. Ya que el tiempo en el prototipo, T_p , se relaciona con el tiempo en el modelo, T_m , de la siguiente forma: $T_p = T_m * T_e$, con el tiempo de 50 segundos que se registró para el desarrollo del cráter en el modelo, se tendría en prototipo un tiempo igual a 8 minutos, que es del orden de tiempo de entre 10 y 20 minutos requerido para la formación del cono de lavado en el embalse Sanmexia en China, de acuerdo con Lai y Shen (1996). Los cálculos anteriores sirven sólo a manera de ejemplo cualitativo, pues rigurosamente la escala de tiempos de transporte de sedimentos es diferente de la escala de tiempos de flujo.

IV.2.5.2 Ángulo de reposo del material

Con respecto al ángulo formado por el material en las laderas del cráter, en todos los perfiles de los experimentos realizados se pudo observar que como se indica en la literatura, la mayoría de las pendientes se aproximaron al ángulo de reposo del material sumergido, en este caso igual a 35° , siendo éste el máximo valor como límite donde el material se encontraba en el umbral de estabilidad. Cualquier inestabilidad en las laderas del embudo podía crear deslizamientos en las pendientes, si estos deslizamientos no alcanzaban a llegar hasta donde la acción de lavado tenía un efecto erosivo, el ángulo de las laderas era menor que 35° .

IV.2.5.3 Geometría del cráter y comparaciones de la efectividad de lavado

De acuerdo con los resultados experimentales que se muestran en la Tabla IV.1, se encontró que la forma de la base y la superficie del cráter se aproxima a media elipse, como se observa en la Fig. IV.12 donde la imagen de uno de los conos de lavado desarrollados en los experimentos se compara con una media circunferencia.

En la forma de la superficie del material se pueden distinguir dos curvas en el plano horizontal, una al nivel de la superficie horizontal del sedimento y otra al nivel de la descarga. La forma de la primera se aproxima a media circunferencia, ya que las longitudes de los semiejes a y b de la elipse, definidos en la Fig. IV.13, tienden a ser iguales. Esto se aprecia mejor en la última columna de la Tabla IV.1, donde la relación b/a tiende a ser igual a uno. En dicha tabla, ya que no siempre se encontró una simetría exacta con respecto al eje y , es decir, para los valores de a sobre el eje x , se usó un valor promedio para el cálculo de la relación. Para la semielipse formada al nivel de la descarga, la cual describe el alcance de la acción de lavado r_c , los valores de b/a son menores que uno hasta en un 50%, como se observa en la columna de b/a_1 en la Tabla IV.1. La diferencia en la forma entre ambas curvas se debe a que el incremento de a con respecto al eje z es igual al de b , la diferencia entre ambos se vuelve más insignificante con valores de z altos, por lo que b_2/a_2 tiende a 1. Ya que z representa el nivel de la superficie de sedimentos, puede esperarse que con el incremento del nivel

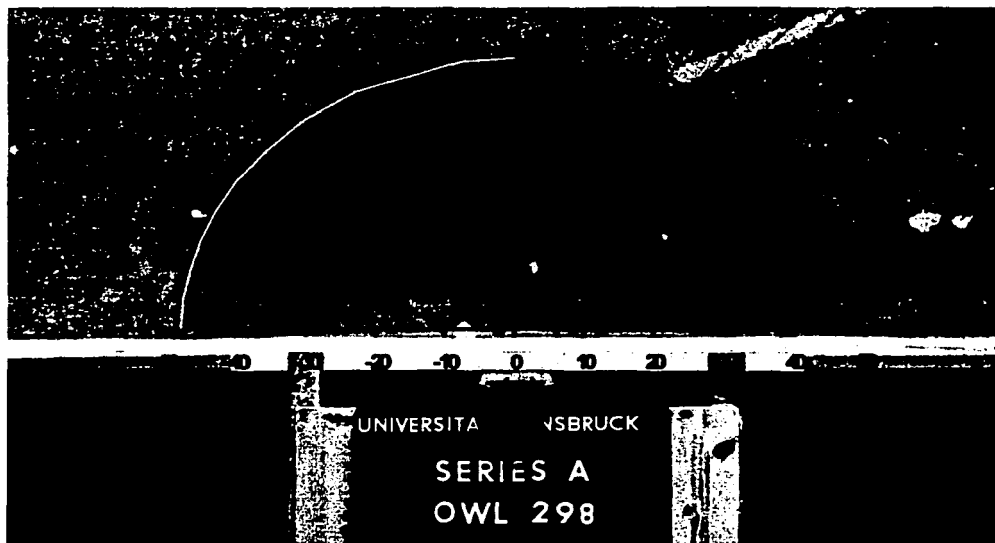


Fig. IV.12 Comparación de la geometría del cono de lavado en planta con media circunferencia y una semielipse

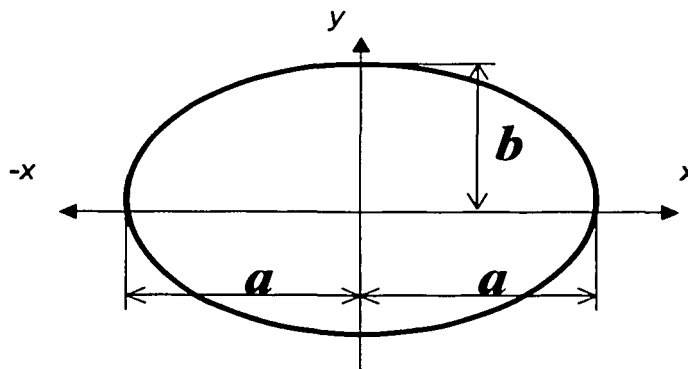


Fig. IV.13 Semiejes en una elipse

del fondo de la arena también la forma de la curva exterior tenderá a ser ya no la de una semielipse sino la de una media circunferencia.

A partir de un análisis más detallado de los resultados experimentales, se encontró que los valores r_x y r_y , como se definen en la sección en planta de la descarga en la Fig. IV.14, tendieron a ser muy similares en cada prueba. Estas variables se muestran en la Tabla IV.2; los valores de r_x se obtuvieron al restar al valor promedio de $r_{c(v)}$ el valor correspondiente de $l/2$, que es la mitad de la base de la descarga como se muestra en la Fig. IV.14. r_y tomó los mismos valores que $r_{c(v)}$. De esta forma, y definiendo como

Prueba No.	D (mm)	NAO (mm)	r_x (mm)	r_y (mm)	r_y/r_x	Promedio $r = \left(\frac{r_x + r_y}{2} \right)$ (mm)	Experimental $r_c = r + \left(\frac{l}{2} \right)$ (mm)	Teórico (Scheuerlein) r_c (mm)	$\frac{r_c \text{ Teórico}}{r_c \text{ Experimental}}$
1	50	401	66.25	66	1.00	66.1	91.1	86.1	0.95
2	50	453	73	75	1.03	74	99	89.0	0.90
3	50	560	87.78	83	0.95	85.4	110.4	94.0	0.85
4	50	560	71	84	1.18	77.5	102.5	94.0	0.92
5	50	303	70	69	0.99	69.5	94.5	79.9	0.85
6	50	383	69	72	1.04	70.5	95.5	85.1	0.89
7	50	435	78	73	0.94	75.5	100.5	88.0	0.88
8	50	292	57.5	60	1.04	58.7	83.7	79.1	0.94
9	50	298	64.5	63	0.98	63.7	88.7	79.5	0.90
10	50	303	62	65	1.05	63.5	88.5	79.9	0.90
11	50	547	76	70	0.92	73	98	93.5	0.95
12	50	568	78	77	0.99	77.5	102.5	94.4	0.92
13	50	424	64.25	65	1.01	64.6	89.6	87.4	0.98
14	50	431	66	70	1.06	68	93	87.8	0.94
15	50	455	71.5	73.5	1.03	72.5	97.5	89.1	0.91
16	50	520	75.75	74	0.98	74.9	99.9	92.2	0.92
17	50	388	68	63	0.93	65.5	90.5	85.4	0.94
18	25	286	9.25	17	1.84	13.1	38.1	49.1	1.29
19	25	293	21.75	21.5	0.99	21.6	46.6	49.4	1.06
20	25	475	29.25	28	0.96	28.6	53.6	55.7	1.04
21	25	503	30.25	28	0.93	29.1	54.1	56.5	1.04
22	25	538	35.25	33.5	0.95	34.4	59.8	57.5	0.97
23	25	401	32	26.5	0.83	29.2	54.2	53.4	0.98
24	25	420	34.25	27.5	0.80	30.9	55.9	54.0	0.97
25	25	450	39	34	0.87	36.5	61.5	54.9	0.89
26	25	352	17.66	21.7	1.23	19.7	44.7	51.7	1.16
27	100	440	99	116	1.17	107.5	157.5	163.1	1.04
28	100	555	110	118.5	1.08	114.2	164.2	171.5	1.04
29	100	575	116.25	127	1.09	121.6	171.6	172.5	1.00
30	100	368	99.25	119.6	1.21	109.4	159.4	155.2	0.97
31	100	468	114.35	127.2	1.11	120.8	170.8	165.7	0.97
32	100	502	110.5	112.5	1.02	111.5	161.5	168.3	1.04
33	100	566	118.3	126.3	1.07	122.3	172.3	172.1	1.00

Tabla IV.2 Radio parcial del alcance del lavado registrado experimentalmente

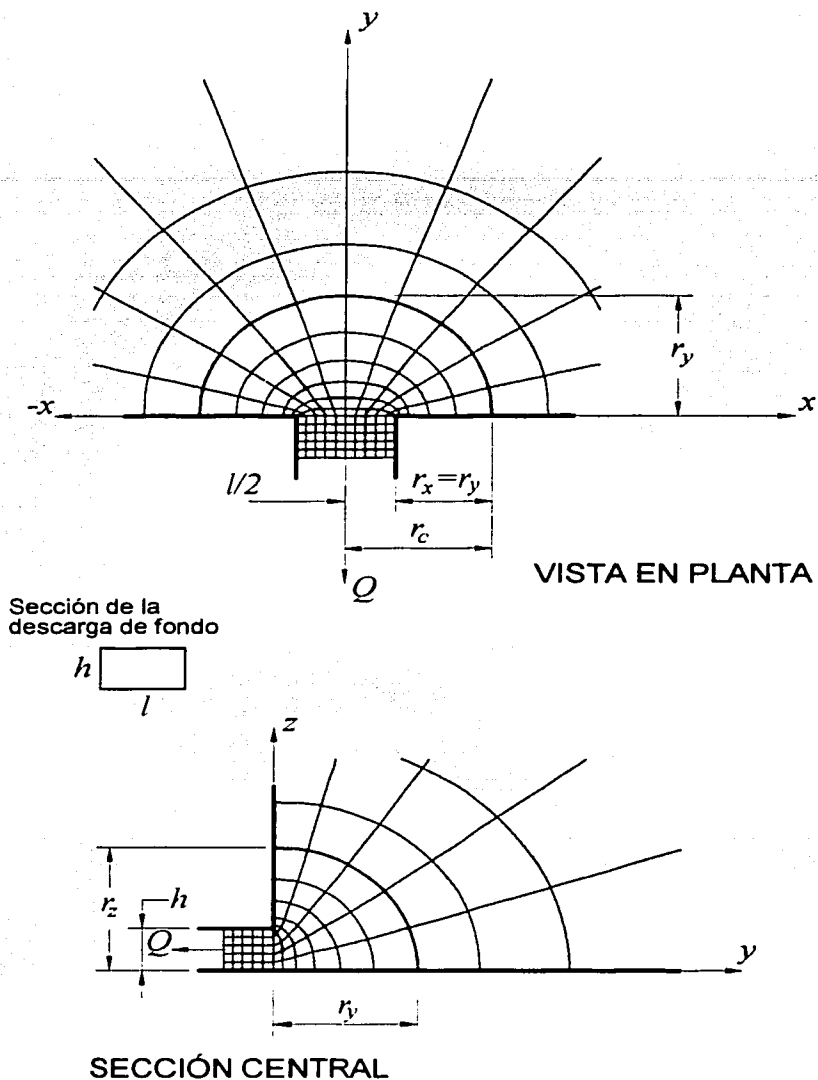


Fig. IV.14 Esquema del patrón de flujo en la descarga de fondo supuesto a partir de los datos experimentales

radio parcial de alcance del lavado, r , a los valores de r_x y r_y , el alcance del lavado hidráulico hacia los costados de la descarga, como se muestra en la Fig. IV.14, queda definido por:

$$r_c = r + \frac{l}{2} \quad (4.10)$$

o también como $r_c = r_x + \frac{l}{2}$ si se considera que $r = r_x = r_y$; mientras que el alcance del lavado frente a la descarga es igual a r_y .

En la Fig. IV.15 aparecen los resultados experimentales del radio parcial de alcance de lavado r , comparados con los resultados obtenidos al aplicar el criterio de Scheuerlein y restarles el valor de $l/2$ correspondiente. Se observa, tanto en la Fig. IV.15a con valores

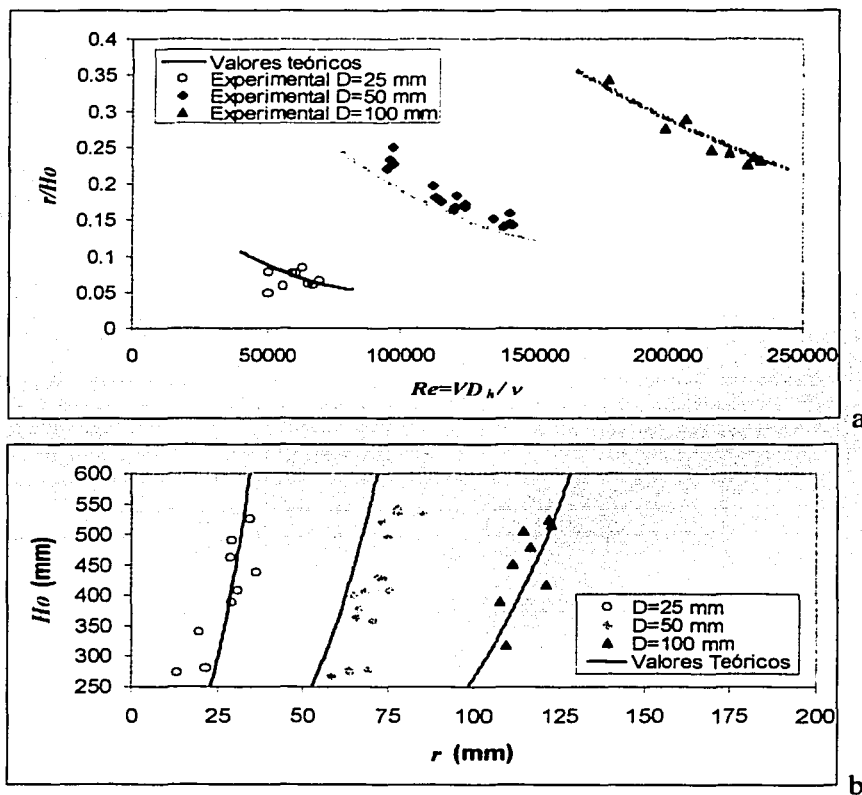


Fig. IV.15 Comparación entre valores experimentales y el criterio de Scheuerlein. H_0 es la carga de agua sobre el centroide de la descarga

adimensionales, como en la Fig. IV.15b dimensional, que el criterio teórico sigue la tendencia de los valores medidos en laboratorio para los casos de $D=100$ y 50 mm, pero en este último los resultados teóricos subestiman a los experimentales en todos los casos. Para $D=25$ mm, la alineación de los valores experimentales no sigue la tendencia de los valores experimentales, presumiblemente porque se trata de una descarga rectangular, mientras que en los otros dos casos la geometría era cuadrada.

Un buen ajuste de los datos experimentales se encontró con el alcance de lavado frente a la descarga, r_y , relacionado con los números adimensionales que aparecen en la Fig. IV.16. Claramente se observa que la tendencia entre la descarga rectangular y la cuadrada es distinta.

Las ecuaciones de las curvas ajustadas son, para las descargas cuadradas:

$$\frac{r_y}{C_d l} = 0.54 \left[\frac{H_o}{(S_s - l)d_m} \right]^{0.195} \quad (4.11)$$

y para la rectangular con $h/l=2$:

$$\frac{r_y}{C_d l} = 0.0066 \left[\frac{H_o}{(S_s - l)d_m} \right]^{0.86} \quad (4.12)$$

donde d_m es el diámetro medio del material y el resto de las variables se definen en IV.2.4. En ambas ecuaciones se aprecia que el radio de lavado es mayormente dependiente de las dimensiones de la descarga que de la carga de agua.

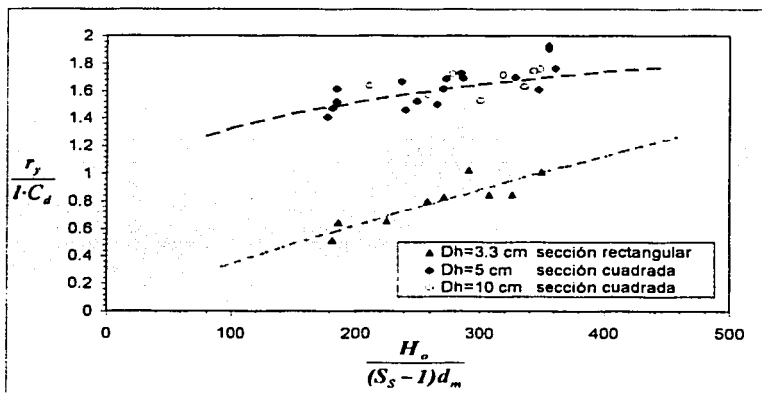


Fig. IV.16 Ajuste de funciones a los datos experimentales. La curva superior se refiere a los datos de las descargas de sección cuadrada y la inferior a los de sección rectangular

Ya que los experimentos se realizaron con una sola muestra de sedimento, hasta aquí la validez de las ecuaciones anteriores para diferentes tipos de material no puede demostrarse. Es necesario incluir en el análisis algún criterio de velocidad crítica para demostrar su validez en otros materiales, como se muestra más adelante.

IV.2.5.4 Volúmenes de material lavado

Un aspecto importante para evaluar el alcance de una acción de lavado es su comparación con el volumen de almacenamiento recuperado en el embalse y la cantidad de agua necesaria para remover el material. Por tanto, el cálculo del volumen potencial de material a ser lavado es requerido.

En la Tabla IV.3 se muestran los volúmenes de material lavado calculados con las mediciones de la configuración del cráter en las pruebas experimentales del Tipo 1 (pruebas iniciadas con un fondo plano) y la aplicación de un programa de cómputo (Surfer) para la descripción de la superficie formada. En dicha tabla también aparece el gasto de agua constante, Q_w , mantenido durante la acción, y el volumen de agua total desalojado hasta la estabilización del cráter, V_w , obtenido de multiplicar el gasto de agua por el tiempo aproximado, t , requerido para la estabilización del desarrollo del cráter; a su vez, en la tabla aparecen las relaciones entre el volumen de agua desalojado durante la acción, y la cantidad de material lavado, V_w/V_{s1} .

Como se observó experimentalmente, la superficie creada en una acumulación de sedimentos horizontal por el flujo generado al abrir la descarga de fondo, es similar a un cono truncado con base y tapa elípticas. Para calcular el volumen contenido dentro de esta superficie puede aplicarse el cálculo del volumen de un medio cono truncado con base y tapa elípticas. Para derivar su ecuación se parte de la fórmula del volumen de un medio cono truncado con base y tapa circulares, que es igual a

Prueba No.	D (mm)	NAO (mm)	Q_w (m ³ /s)	t (s)	$V_w=Q_w t$ (m ³)	Volumen lavado (Surfer) V_{s1} (m ³)	Volumen lavado (Ec. 4.14) V_{s2} (m ³)	V_w/V_{s1}
4	50	560	0.007	50	0.358	0.0430	0.0392	8.31
5	50	303	0.005	30	0.148	0.0405	0.0324	3.65
8	50	292	0.005	27	0.130	0.0360	0.0338	3.62
13	50	424	0.006	33	0.200	0.0429	0.0375	4.66
17	50	388	0.002	35	0.067	0.0355	0.0345	5.65
18	25	286	0.002	45	0.103	0.0269	0.0261	3.2
23	25	401	0.006	30	0.172	0.0286	0.0280	2.39
26	25	352	0.002	45	0.097	0.0315	0.0261	3.05
27	100	440	0.020	45	0.913	0.0691	0.0609	13.21
28	100	555	0.023	40	0.937	0.0680	0.0654	13.78
30	100	368	0.018	33	0.597	0.0645	0.0619	9.26

Tabla IV.3 Condiciones hidráulicas y volúmenes de material lavado para las pruebas del tipo 1

$$V_{cc} = \frac{1}{2} h_c \cdot \pi \frac{(R_1^2 + R_1 R_2 + R_2^2)}{3} \quad (4.13)$$

donde R_1 y R_2 son los radios en la base y en la superficie del cono, y h_c es su altura. Ya que el área de una elipse es igual a $A_E = \pi ab$, donde a y b son los semiejes largo y corto de la elipse, respectivamente, es posible usar una fórmula del tipo de la ec. 4.13 para calcular el volumen de medio cono truncado.

El área de un círculo se calcula con $A_C = \pi R^2$, y si se considera una elipse con su semieje mayor, a , igual al radio R de una circunferencia, entonces su área puede ser calculada con $A_E = \pi b R$. Si se hace $b/a = c$, se puede escribir $A_E = \pi c R^2$, y se encuentra que el área de una elipse es proporcional al área de una circunferencia con su radio igual al eje mayor de la elipse, en la misma proporción que la relación b/a . Al considerar lo anterior, ahora para calcular el volumen de medio cono truncado con base y tapa elípticas se pueden utilizar valores promedio de a y c . De esta forma, el volumen de un medio cono truncado elíptico puede calcularse con:

$$V_{EC} = \frac{h_c \cdot \pi}{6} \left(c_1 R_1^2 + \frac{c_1 + c_2}{2} R_1 R_2 + c_2 R_2^2 \right) \quad (4.14)$$

Los subíndices 1 y 2 representan las características de las elipses en la base y la superficie del cono, respectivamente.

La fórmula (4.14) se aplicó a los datos experimentales de todas las pruebas, con las mediciones de r_y y r_x , y se comparó con los volúmenes experimentales calculados con el programa Surfer a partir de los puntos levantados de la configuración del cráter. En la Fig. IV.17 se muestra dicha comparación. Se observa que los volúmenes calculados con el programa fueron mayores que los volúmenes calculados con la ec. 4.14, lo que en parte se debe a que ésta última no considera el volumen de material del pequeño foso que se desarrolla justo debajo de la descarga (ver Fig. IV.9).

Para la aplicación de la ecuación 4.14 las relaciones entre las variables son las siguientes:

$$a_1 = r_c \quad (4.15) \quad b_1 = r_c - \frac{l}{2} \quad (4.16) \quad c_1 = \frac{b_1}{a_1} \quad (4.17)$$

$$a_2 = \frac{h_c}{\tan \beta} + r_c \quad (4.18) \quad b_2 = \frac{h_c}{\tan \beta} + b_1 \quad (4.19) \quad c_2 = \frac{b_2}{a_2} \quad (4.20)$$

Siendo R_1 el radio del cono en la base: $R_1 = r_c = r_y + l/2$, R_2 el radio del cono en la superficie de los depósitos de sedimentos: $R_2 = a_2$, h_c la altura de los depósitos de sedimento medida a partir de la base de la descarga de fondo, y β el ángulo de reposo sumergido del material.

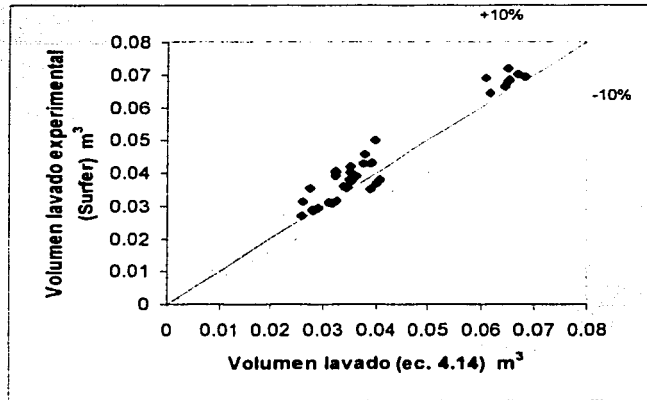


Fig. IV.17 Comparación de los volúmenes experimentales y teóricos de sedimento lavado

IV.2.6 Comentarios y modificaciones al criterio de Scheuerlein

La hipótesis principal en que se basa el criterio de Scheuerlein considera que el conjunto de líneas equipotenciales para la velocidad crítica de inicio de arrastre del sedimento, describe una superficie semiesférica frente a la descarga, donde el radio de la semiesfera es igual al alcance de la acción de lavado. Sin embargo, experimentalmente se encontró que la superficie descrita por las equipotenciales de la velocidad crítica se aproxima a un elipsoide, ya que las distancias r_v y r_c , al frente y a los costados de la descarga, respectivamente, demostraron ser distintas como se observa en la Fig. IV.16.

Por otra parte, Scheuerlein propuso utilizar algún criterio de inicio de movimiento de sedimentos en función de la velocidad crítica de arrastre del material, sugiriendo en particular utilizar la función gráfica presentada por Hjulström (1977, Fig. III.3). La mayoría de los criterios encontrados en la literatura para determinar el transporte de sedimentos incipiente en términos de la velocidad, comúnmente fueron desarrollados para la velocidad media del flujo, por lo que son función del tirante en la corriente; sin embargo, Hjulström sólo especificó que las velocidades obtenidas con su diagrama son para tirantes que no varían mucho y para partículas de tamaño uniforme. Por otro lado, dado que la distribución de velocidades cerca de la descarga sufre la influencia de la succión generada por ésta, como se demuestra esquemáticamente en la Fig. IV.18, podría resultar más conveniente utilizar la velocidad que actúa en el fondo, $(V)_c$, en lugar de la velocidad media para definir la velocidad crítica de arrastre.

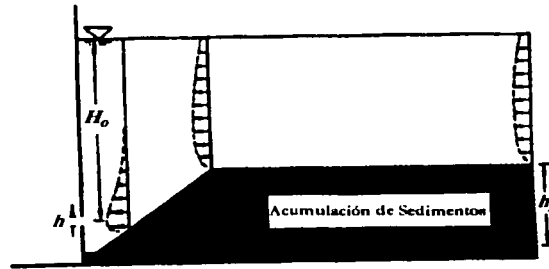


Fig. IV.18 Esquema de la distribución de velocidades en el flujo de aproximación a la descarga sobre el cono de lavado, según Shen et al. (1993)

Para identificar tanto la velocidad de inicio de arrastre (ya sea en el fondo o la media), como la geometría de la superficie descrita por el conjunto de equipotenciales de dicha velocidad frente a la descarga, que mejor se ajustaran a los datos experimentales, se calculó con ellos el área de un elipsoide para compararla con el área de la superficie que teóricamente se presentaría frente a la descarga. Al considerar que el gasto que fluye por la descarga de fondo es igual a la integral de gasto de los elementos diferenciales de la superficie que integra a las equipotenciales de la velocidad crítica del sedimento, por continuidad el área de dicha superficie quedaría definida por:

$$A_s = \frac{Q}{V_s} \quad (4.21)$$

donde V_s es la velocidad media en la superficie de equipotenciales.

Para calcular el área de un elipsoide es necesario conocer su geometría. De acuerdo con la longitud de sus semiejes, a , b y c , un elipsoide puede ser simétrico o asimétrico. Los *elipsoides simétricos* o *elipsoides de revolución* se generan al hacer girar una elipse teniendo como eje de rotación uno de los semiejes, por lo que cualesquiera dos de los tres semiejes son iguales. Un elipsoide de revolución se llama también *esferoide*. Un esferoide cuyo tercer número es mayor que los dos números iguales, se dice que es *alargado*. Un esferoide *achatado* se obtiene si el tercer número es menor que los dos números iguales. Si los tres números, a , b y c , en la ecuación de un elipsoide son iguales, el elipsoide es una esfera. Por el contrario, si los tres números son diferentes, el elipsoide es *asimétrico*.

Para el cálculo de la superficie de los dos tipos de esferoides es posible encontrar soluciones analíticas en la literatura. De esta forma, para un *esferoide alargado* ($a > b = c$) el área de la superficie puede calcularse con:

$$A_{ea} = \frac{2a \cdot b \cdot \pi \cdot \text{sen}^{-1}(e)}{e} + 2b^2 \pi \quad (4.22)$$

donde e está definido por:

$$e = \frac{(a^2 - b^2)}{a} \quad (4.23)$$

Por otro lado, el área de un *esferoide achatado* ($a=c>b$) puede calcularse con:

$$A_{eo} = 2a^2 \cdot \pi + \frac{\pi \cdot b^2}{e} \text{Ln} \left(\frac{1+e}{1-e} \right) \quad (4.24)$$

Para un *elipsoide asimétrico*, donde los tres semiejes son diferentes, con $a>b>c$, el área de la superficie puede calcularse con (Ref. 9):

$$A_{es} = 2\pi \cdot c^2 + \frac{2\pi a \cdot b}{\text{sen}(\theta)} \cdot [\cos^2(\theta) \cdot F(\theta, k) + \text{sen}^2(\theta) \cdot E(\theta, k)] \quad (4.25)$$

donde

$$k = \sqrt{\frac{a^2(b^2 - c^2)}{b^2(a^2 - c^2)}} \quad (4.26)$$

$$\cos(\theta) = \frac{c}{a} \quad (4.27)$$

y $F(\theta, k)$ con $E(\theta, k)$ son integrales elípticas de primero y segundo tipo, respectivamente.

Para calcular A_S el autor de este trabajo seleccionó ocho criterios para la velocidad crítica, tres de ellos en función de la velocidad crítica cerca del fondo, $(V_p)_c$, y el resto en función de la velocidad media crítica, V_c . En la Tabla IV.4 se describen dichos criterios y se presentan los resultados al aplicarlos con los parámetros experimentales usando el diámetro medio como el representativo de la muestra de sedimento. Las velocidades críticas obtenidas se sustituyeron en el valor de V_S en la ecuación (4.21) junto con el gasto en la descarga en cada experimento. Las áreas obtenidas se compararon con las áreas de la superficie de los esferoides, achatados y alargados, formados con las longitudes r_f y r_c experimentales como semiejes, las cuales representan las mediciones del alcance de la acción de lavado al frente y a los costados de la descarga, respectivamente. En la Fig. IV.19 se muestra la comparación entre $A_S/4$ calculada con las ocho diferentes velocidades críticas, contra las superficies de las áreas de los esferoides calculadas con las ecuaciones (4.22) y (4.24).

Criterio	Ecuación	Velocidad crítica para $d_m=0.884$ mm y $0.26 < H_o < 0.54$ m
Maza-García (1985) (velocidad crítica en el fondo)	$\frac{(V_f)_c}{\sqrt{(S_s - 1)gd_s}} = 1.11 \left(\frac{H_o}{d_s} \right)^{0.05}$	$0.18 < (V_f)_c < 0.186$ m/s
Carstens (1966) (velocidad crítica en el fondo)	$\frac{(V_f)_c}{\sqrt{(S_s - 1)gd_s}} = [3.61(\tan\beta \cos\alpha - \text{sen}\alpha)]^{1/2}$ β es el ángulo de reposo del sedimento sumergido, y α el ángulo que forma el lecho con la horizontal. Para β se usó un valor de 35° , mientras que para α de cero como si se tratara de un fondo horizontal.	$(V_f)_c = 0.193$ m/s
Mavis-Laushey (1949) (velocidad crítica en el fondo)	$(V_f)_c = 0.152d_s^{4/9}(S_s - 1)^{1/2}$	$(V_f)_c = 0.187$ m/s
Hjulström (1935) (velocidad media crítica)	En forma gráfica Fig. III.4	$V_c = 0.26$ m/s
Neill (1968) (velocidad media crítica)	$\frac{V_c}{\sqrt{(S_s - 1)gd_s}} = 1.41 \left(\frac{H_o}{d_s} \right)^{1/6}$	$0.45 < V_c < 0.505$ m/s
Levi (1981) (velocidad media crítica)	$\frac{V_c}{\sqrt{gd_m}} = 1.4 \left[\frac{d_{mix}}{d_m} \right]^{1/7} \log \left[\frac{H_o}{7d_m} \right]$ para $\frac{H_o}{d_m} > 60$ Para d_{max} se usó el diámetro de la malla de mayor abertura usada en el análisis de la muestra, esto es, $d_{max} = 2.24$ mm.	$0.248 < V_c < 0.293$ m/s
Garde (1970) (velocidad media crítica)	$\frac{V_c}{\sqrt{(S_s - 1)gd_s}} = 0.5 \log \left(\frac{H_o}{d_s} \right) + 1.63$	$0.35 < V_c < 0.368$ m/s
Maza-García (1978) (velocidad media crítica)	$\frac{V_c}{\sqrt{(S_s - 1)gd_s}} = 1.50 \left(\frac{H_o}{d_s} \right)^{0.15}$	$0.434 < V_c < 0.482$ m/s

Tabla IV.4 Criterios para calcular la velocidad crítica para inicio de arrastre del sedimento

Las velocidades críticas en el fondo son menores que las velocidades medias críticas, por lo que para las primeras las áreas de la superficie son mucho mayores que las áreas calculadas con las mediciones experimentales. Por el contrario, las áreas calculadas con las velocidades medias son menores que las de los esferoides, a excepción del área calculada a partir de la velocidad crítica de Garde, donde las áreas son similares. Sin embargo, aun en ese caso se encontró cierta dispersión en los datos, por lo que en busca de un mejor ajuste los datos experimentales se probaron con un elipsoide asimétrico como se describe a continuación.

Si la superficie corresponde a la de un semielipsoide asimétrico, las longitudes de los tres semiejes son distintas, por lo que se tiene una nueva variable que quedaría definida como r_z , tal como aparece en la Fig. IV.14.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

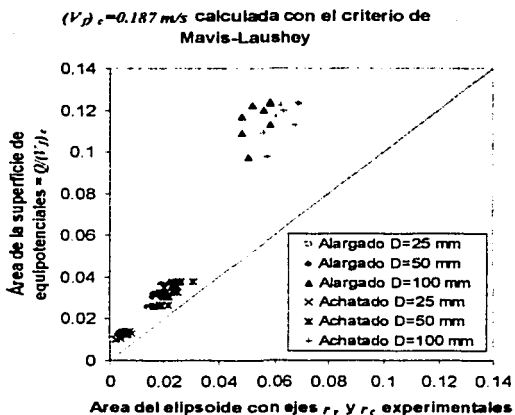
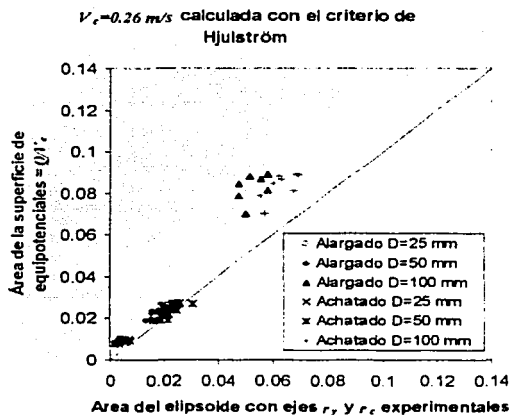
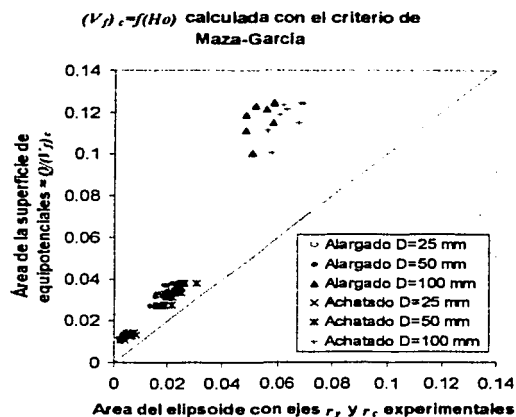
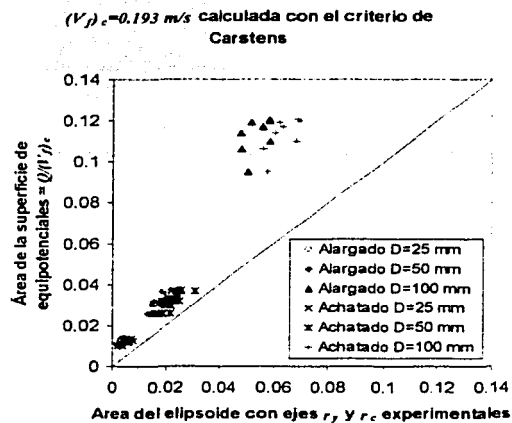


Fig. IV.19a Comparación entre las áreas de los esferoides y el área del grupo de equipotenciales para la velocidad crítica

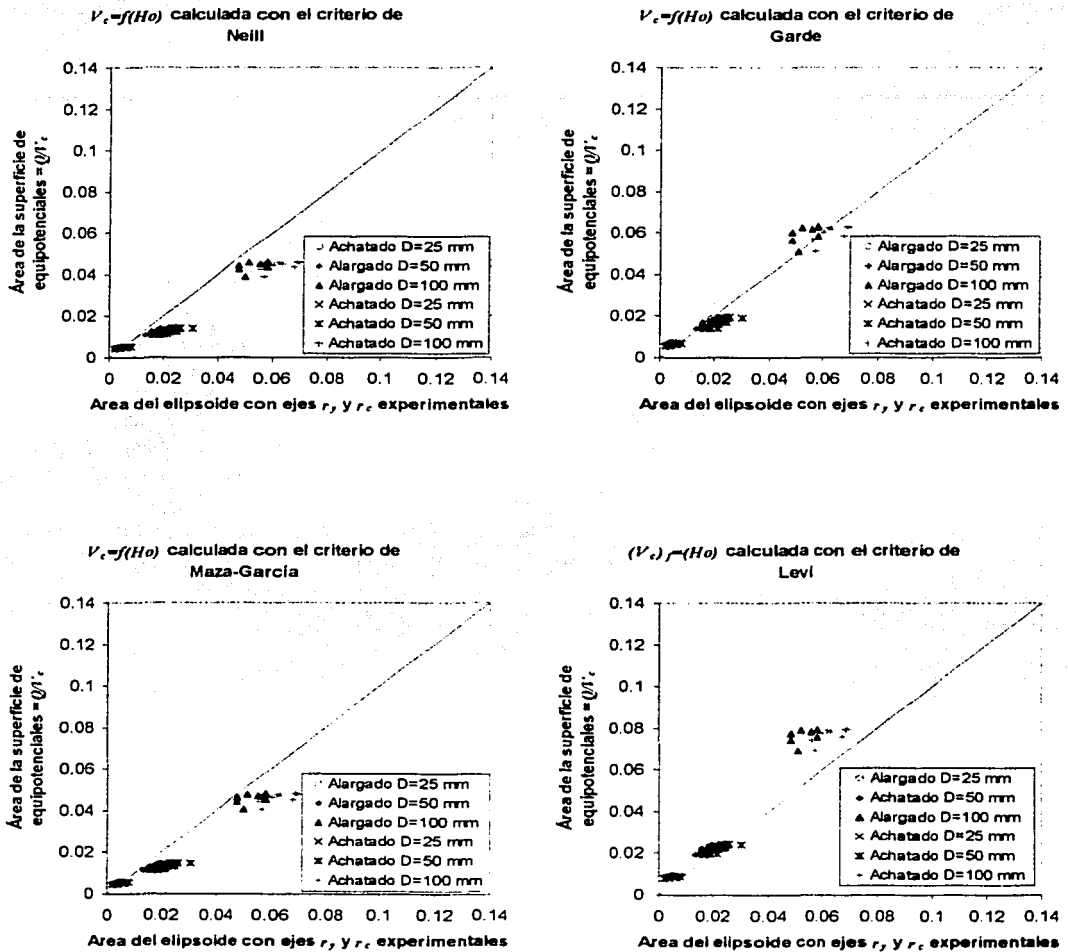


Fig. IV.19b Comparación entre las áreas de los esferoides y el área del grupo de equipotenciales para la velocidad crítica

Si la superficie corresponde a la de un semielipsoide asimétrico, las longitudes de los tres semiejes son distintas, por lo que se tiene una nueva variable que quedaría definida como r_z , tal como aparece en la Fig. IV.14.

Para calcular el área del elipsoide es necesario aplicar las ecuaciones (4.25) a (4.27), definidas en función de las integrales elípticas $F(\theta, k)$ y $E(\theta, k)$, siendo éstas funciones especiales que aunque no tienen solución analítica pueden encontrarse tabuladas o pueden también ser evaluadas numéricamente. Así, las integrales elípticas completas del primero y segundo tipo, respectivamente denotadas por F y E , están definidas por

$$F(k) = \int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1-k^2 \operatorname{sen}^2 \varphi}}$$

$$E(k) = \int_0^{\pi/2} \sqrt{1-k^2 \operatorname{sen}^2 \varphi} \cdot d\varphi \quad (4.28)$$

para $0 < k < 1$. Un método eficiente para calcular F y E procede generando la secuencia (Ref. 14):

$$K_0 = k$$

$$K_p = \frac{1 - (1 - K_{p-1}^2)^{1/2}}{1 + (1 - K_{p-1}^2)^{1/2}} \quad (4.29)$$

para $p=1, 2, \dots$, y después haciendo

$$F = \frac{\pi}{2} (1 + K_1)(1 + K_2)(1 + K_3) \dots$$

$$E = F \left(1 - \frac{k^2}{2} P \right) \quad (4.30)$$

donde

$$P = 1 + \frac{K_1}{2} \left(1 + \frac{K_2}{2} \left(1 + \frac{K_3}{2} (\dots) \dots \right) \right) \quad (4.31)$$

La secuencia anterior puede programarse fácilmente en computadora. Por lo que con ayuda de un programa se calculó el valor de r_z al igualar los valores del área teórica de la superficie, A_S (ec. 4.21), con las ecuaciones del área del elipsoide asimétrico, A_{es} , usando para V_S , en la ec. 4.21, la velocidad calculada con los diferentes criterios para V_c y $(V/\rho)_c$. En la Tabla IV.5 se muestran los valores de r_z encontrados a partir de la resolución del sistema de ecuaciones que quedó en función de esta variable, para los

ocho criterios de velocidad crítica probados, teniendo como semiejes conocidos del elipsoide los valores experimentales de r_y y r_c .

Por los posibles valores físicos que r_z puede tomar, se introdujeron un par de restricciones a su valor. Como se observa en la Fig. IV.14, es posible considerar que el nivel de r_z no puede ser mayor que el de la superficie libre del agua, y a su vez, no puede ser menor que la altura de la descarga, es decir,

$$h < r_z < (H_o + h/2) \quad (4.32)$$

Como puede apreciarse en la Tabla IV.5, la primera restricción, $r_z < (H_o + h/2)$, se cumplió para todos los casos, mientras que la segunda, $r_z > h$, fue cierta sólo para los criterios de $(V_f)_c$ y para la mayoría de los datos con la ecuación de Levi para V_c .

Al eliminar los criterios de velocidad crítica que no cumplieron con las restricciones supuestas para r_z , los datos con los cuatro criterios restantes (Maza-García, Carstens, Mavis-Laushey, Levi) fueron analizados con números adimensionales. La menor dispersión de los datos se encontró al usar como números adimensionales la relación entre el semieje del elipsoide y el diámetro hidráulico de la descarga, r_z/D_H , contra la relación entre la velocidad media en la descarga y la velocidad crítica del material, V/V_c . Esta última relación es equivalente al inverso de un número de Froude y a la relación entre el área del semielipsoide con el área de la sección de la descarga:

$$\frac{V}{(V_f)_c} = \frac{C_d \sqrt{2gH_o}}{(V_f)_c} = \frac{Q_{A_s}}{Q_{A_o}} = \frac{A_s}{A_o} \quad (4.33)$$

En la Fig. IV.21 se dibujaron los datos con estos números adimensionales, únicamente para las dos descargas con sección cuadrada, pues para la sección rectangular se obtuvieron comportamientos de r_z distintos que serán discutidos posteriormente. Con los cuatro criterios la tendencia fue similar, como se esperaba a menor V/V_c menor es la relación r_z/D_H , y ya que la V es función de la carga de agua sobre la descarga, se interpreta que el valor de r_z es directamente proporcional al valor de H_o .

Como se observa en la Fig. IV.20 la menor dispersión de los valores experimentales se obtuvo con el criterio de Levi, mientras que los criterios para la velocidad crítica en el fondo dieron resultados casi idénticos. Al ajustar una función a los puntos experimentales de la Fig. IV.20 para el criterio de Levi, y probar la función junto con las ecuaciones (4.21) y (4.25) para calcular el radio de lavado con diferentes valores de D_H y H_o , se obtuvieron resultados incompatibles con las tendencias experimentales. Esto se debió a que en la ecuación de Levi interviene H_o de manera proporcional a la velocidad crítica, mientras que, como se observó en el laboratorio, el radio de lavado es proporcional a H_o e inversamente proporcional a la velocidad crítica del material. Con ello se demostró que la velocidad crítica del material en el fondo se ajusta mejor a las condiciones observadas en laboratorio.

IV ESTUDIO DEL LAVADO DE EMBALSES EN MODELO HIDRÁULICO

EXP	h (cm)	H _o (m)	(V _{βc}) Carstens (m/s)	r _c (m)	(V _{βc}) Maza-García (m/s)	r _c (m)	(V _{βc}) Mavis-Laushey (m/s)	r _c (m)	V _c Hjulström (m/s)	r _c (m)	V _c Neill (m/s)	r _c (m)	V _c Levi (m/s)	r _c (m)	V _c Garde (m/s)	r _c (m)	V _c Maza-García (m/s)	r _c (m)
1	5	0.376	0.193	0.073	0.183	0.078	0.188	0.076	0.260	0.056	0.476	0.034	0.270	0.055	0.359	0.044	0.457	0.036
2	5	0.428	0.193	0.069	0.184	0.071	0.188	0.070	0.260	0.056	0.486	0.033	0.278	0.053	0.362	0.043	0.466	0.034
3	5	0.535	0.193	0.072	0.186	0.074	0.188	0.073	0.260	0.058	0.503	0.031	0.291	0.053	0.368	0.043	0.481	0.033
4	5	0.535	0.193	0.070	0.186	0.071	0.188	0.071	0.260	0.058	0.503	0.034	0.291	0.054	0.368	0.045	0.481	0.035
5	5	0.278	0.193	0.061	0.180	0.064	0.188	0.062	0.260	0.049	0.454	0.029	0.252	0.050	0.352	0.038	0.438	0.030
6	5	0.358	0.193	0.066	0.183	0.068	0.188	0.067	0.260	0.053	0.472	0.032	0.267	0.052	0.358	0.041	0.454	0.033
7	5	0.41	0.193	0.069	0.184	0.071	0.188	0.070	0.260	0.055	0.482	0.032	0.275	0.053	0.361	0.042	0.463	0.033
8	5	0.267	0.193	0.067	0.180	0.073	0.188	0.070	0.260	0.051	0.451	0.033	0.249	0.053	0.351	0.041	0.436	0.034
9	5	0.273	0.193	0.063	0.180	0.069	0.188	0.065	0.260	0.050	0.453	0.031	0.251	0.052	0.351	0.040	0.437	0.033
10	5	0.278	0.193	0.062	0.180	0.065	0.188	0.063	0.260	0.050	0.454	0.032	0.252	0.052	0.352	0.040	0.438	0.033
11	5	0.522	0.193	0.085	0.186	0.089	0.188	0.088	0.260	0.062	0.501	0.036	0.290	0.057	0.367	0.047	0.479	0.037
12	5	0.543	0.193	0.074	0.186	0.076	0.188	0.076	0.260	0.060	0.504	0.034	0.292	0.055	0.368	0.046	0.482	0.036
13	5	0.399	0.193	0.078	0.184	0.081	0.188	0.080	0.260	0.058	0.480	0.036	0.273	0.056	0.361	0.045	0.461	0.037
14	5	0.406	0.193	0.069	0.184	0.073	0.188	0.071	0.260	0.057	0.482	0.035	0.274	0.055	0.361	0.044	0.462	0.036
15	5	0.43	0.193	0.069	0.184	0.072	0.188	0.071	0.260	0.057	0.486	0.034	0.278	0.054	0.363	0.044	0.466	0.035
16	5	0.495	0.193	0.073	0.185	0.077	0.188	0.075	0.260	0.059	0.497	0.034	0.287	0.055	0.366	0.045	0.475	0.036
17	5	0.363	0.193	0.080	0.183	0.084	0.188	0.082	0.260	0.056	0.473	0.034	0.268	0.055	0.358	0.044	0.455	0.035
18	2.5	0.274	0.193	0.188	0.180	0.203	0.188	0.194	0.260	0.136	0.450	0.073	0.248	0.144	0.350	0.098	0.435	0.076
19	2.5	0.281	0.193	0.141	0.180	0.152	0.188	0.145	0.260	0.100	0.452	0.039	0.249	0.105	0.351	0.067	0.436	0.041
20	2.5	0.463	0.193	0.139	0.185	0.146	0.188	0.144	0.260	0.095	0.490	0.026	0.281	0.085	0.364	0.047	0.469	0.027
21	2.5	0.491	0.193	0.143	0.185	0.150	0.188	0.148	0.260	0.098	0.494	0.026	0.284	0.086	0.365	0.048	0.473	0.027
22	2.5	0.526	0.193	0.118	0.186	0.124	0.188	0.122	0.260	0.057	0.500	0.024	0.289	0.051	0.367	0.032	0.478	0.025
23	2.5	0.389	0.193	0.130	0.183	0.138	0.188	0.134	0.260	0.088	0.476	0.024	0.270	0.084	0.359	0.045	0.457	0.025
24	2.5	0.408	0.193	0.127	0.183	0.135	0.188	0.131	0.260	0.085	0.480	0.024	0.273	0.078	0.360	0.041	0.460	0.025
25	2.5	0.438	0.193	0.098	0.184	0.106	0.188	0.103	0.260	0.049	0.485	0.022	0.277	0.042	0.362	0.029	0.465	0.023
26	2.5	0.34	0.193	0.160	0.182	0.171	0.188	0.165	0.260	0.114	0.466	0.040	0.261	0.114	0.356	0.077	0.448	0.053
27	10	0.39	0.193	0.137	0.184	0.141	0.188	0.139	0.260	0.107	0.483	0.068	0.276	0.103	0.362	0.086	0.464	0.071
28	10	0.505	0.193	0.152	0.186	0.154	0.188	0.154	0.260	0.115	0.502	0.071	0.291	0.107	0.368	0.090	0.480	0.073
29	10	0.525	0.193	0.147	0.186	0.151	0.188	0.150	0.260	0.113	0.505	0.068	0.293	0.104	0.369	0.088	0.483	0.071
30	10	0.318	0.193	0.119	0.182	0.125	0.188	0.121	0.260	0.098	0.469	0.063	0.264	0.097	0.357	0.079	0.451	0.065
31	10	0.418	0.193	0.131	0.184	0.138	0.188	0.136	0.260	0.106	0.488	0.065	0.280	0.101	0.363	0.083	0.468	0.068
32	10	0.452	0.193	0.166	0.185	0.164	0.188	0.165	0.260	0.117	0.494	0.070	0.284	0.107	0.365	0.089	0.473	0.073
33	10	0.516	0.193	0.149	0.186	0.153	0.188	0.152	0.260	0.113	0.504	0.068	0.292	0.104	0.368	0.088	0.481	0.071
34	10	0.48	0.193	0.137	0.186	0.141	0.188	0.140	0.260	0.111	0.499	0.069	0.288	0.104	0.367	0.088	0.477	0.071

Tabla IV.5 r_c calculada con diferentes criterios para la velocidad crítica del sedimento

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

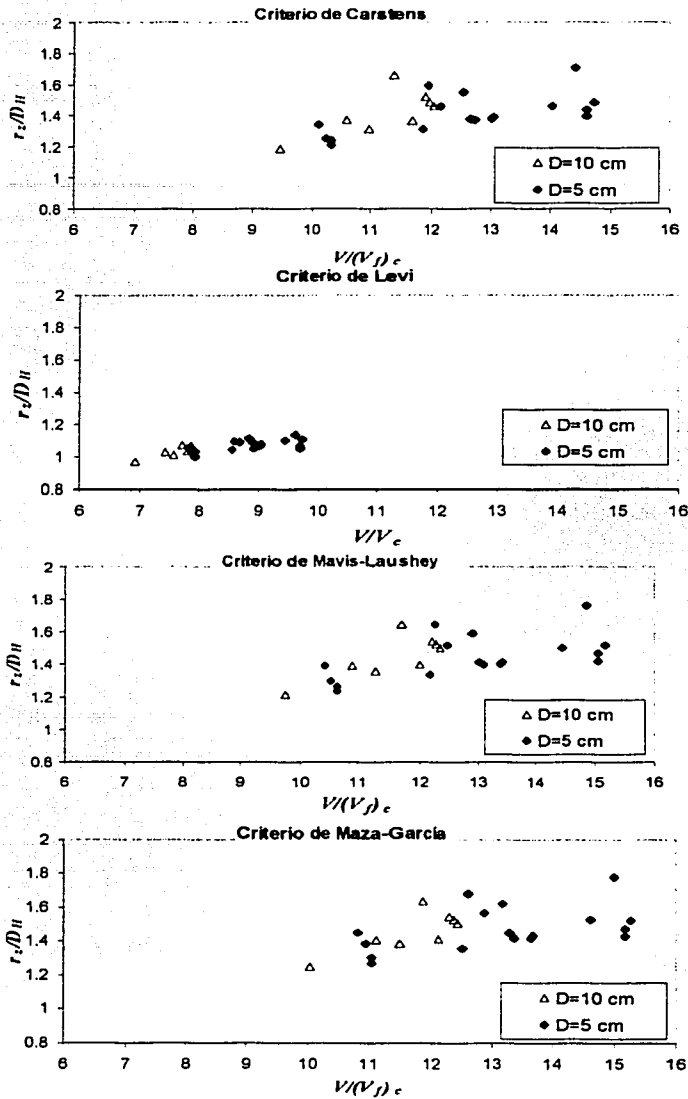


Fig. IV.20 Variación del semieje r_s del elipsoide, con respecto a la relación entre velocidades y diferentes criterios para calcular la velocidad crítica de arrastre del sedimento.

En la Fig. IV.21 se muestran los puntos obtenidos con la velocidad crítica en el fondo ajustados a una función. De esta forma, la ecuación de la curva ajustada para calcular la relación entre el semieje r_z de la semielipse y el diámetro hidráulico de la descarga en descargas con sección cuadrada es:

$$\frac{r_z}{D_H} = 0.527 \left(\frac{V}{(V_f)_c} \right)^{0.4} \quad (4.34)$$

donde $(V_f)_c$ es la velocidad crítica del material en el fondo y V es la velocidad en la descarga obtenida de $V = C_d(2gH_o)^{1/2}$.

Para calcular el alcance de lavado con niveles de agua altos en una descarga de sección cuadrada se puede usar la ecuación (4.34), y a partir del valor de r_z encontrar r_y y $r_c = r_y + l/2$ con la ecuación de la superficie de un elipsoide asimétrico (ec. 4.25) y con el valor del área de la superficie obtenido de $A_s = Q/(V_f)_c$.

Al probar la ecuación (4.34) con la ec.(4.25) y (4.21) y con los tres criterios para la velocidad crítica del material en el fondo, se encontró que con el criterio de Carstens era posible agrupar los resultados del radio de alcance de lavado para diferentes rangos de diámetros de la descarga, carga de agua y características del sedimento, en curvas como las mostradas en la Fig. IV.25. Con los criterios de Maza-García y Mavis-Laushey no fue posible ajustar los resultados a números adimensionales, por lo que el valor de $(V_f)_c$ en la ec.(4.34) debe calcularse con el criterio de Carstens descrito en la Tabla IV.4.

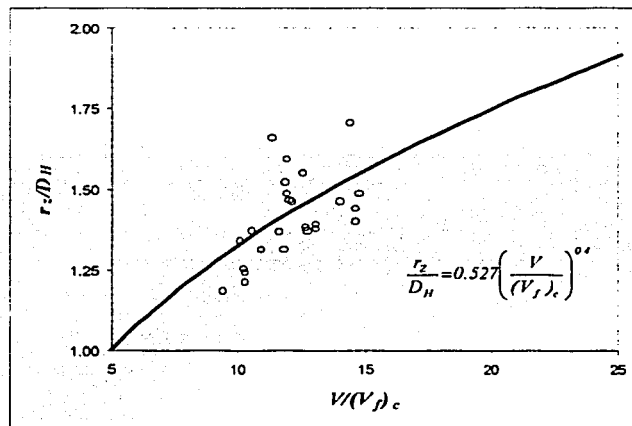


Fig. IV.21 Curva ajustada a los puntos experimentales

IV.2.6.1 Descarga con sección rectangular

De acuerdo con los datos experimentales, se encontró que la geometría de la red de flujo en las proximidades de la descarga difiere significativamente con el cambio de la geometría de la sección. En la Fig. IV.22 se observa esta disparidad entre las descargas con sección cuadrada y la de sección rectangular, el semieje r_z calculado a partir de los valores experimentales sigue un comportamiento distinto en esta última.

Si se consideran dos descargas, una rectangular y otra cuadrada, a través de las cuales se desaloja el mismo gasto, $Q_r=Q_q$, y en ambas el flujo es desalojado a la misma velocidad, $V_r=V_q$, por continuidad el área de ambas secciones es la misma, $A_r=A_q$. Por consiguiente, el área de la superficie de las equipotenciales con velocidad igual a la crítica del material, también será igual en ambos casos, $(A_s)_r=(A_s)_q$; sin embargo, las longitudes de los semiejes del semielipsoide formado serán diferentes.

Entonces, para cada sección rectangular habría una sección cuadrada con área equivalente, cuyo diámetro hidráulico podría calcularse con

$$D_{h(qe)}=(A_r)^{1/2}=(h_r \cdot l_r)^{1/2} \tag{4.34}$$

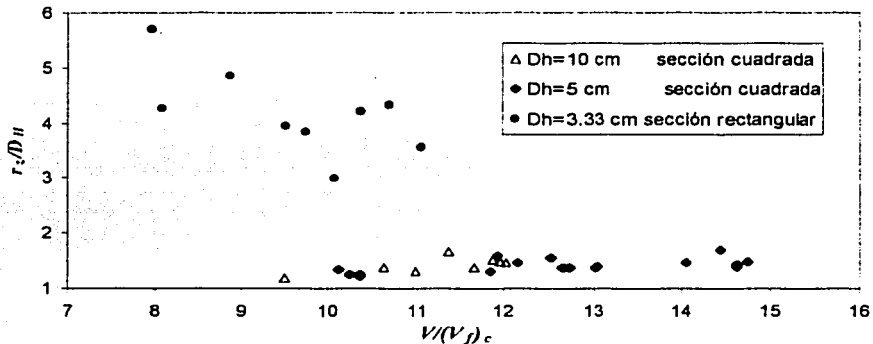


Fig. IV.22 Variación del semieje r_z del elipsoide para las tres descargas probadas, usando la $(V)_c$ de Carstens

Para la descarga con sección rectangular de $D_H=3.33$ cm, se encontró su diámetro hidráulico de la sección cuadrada equivalente, el cual es igual a 3.53 cm. Con él y con los datos experimentales se aplicaron las ecuaciones 4.21, 4.25 y 4.34 para las mismas condiciones hidráulicas que en la sección rectangular, y se encontraron los valores del alcance de lavado r_c . Éstos se compararon con los resultados experimentales del alcance de lavado para la sección rectangular, como se muestra en la Fig. IV.23. Es de esperarse que la tendencia que se observa en esta figura se presente en secciones

CON FALLA DE ORIGEN

rectangulares en las que $h/l < 1$ como en la sección probada en laboratorio, por lo que el alcance de lavado frente a una descarga con sección rectangular donde $h/l < 1$, podrá estimarse en función de su sección cuadrada equivalente, con:

$$r_{y(\text{rect})} = r_{y(\text{cuad})} \left(0.073 \frac{V}{(V_f)_c} - 0.09 \right) \quad (4.35)$$

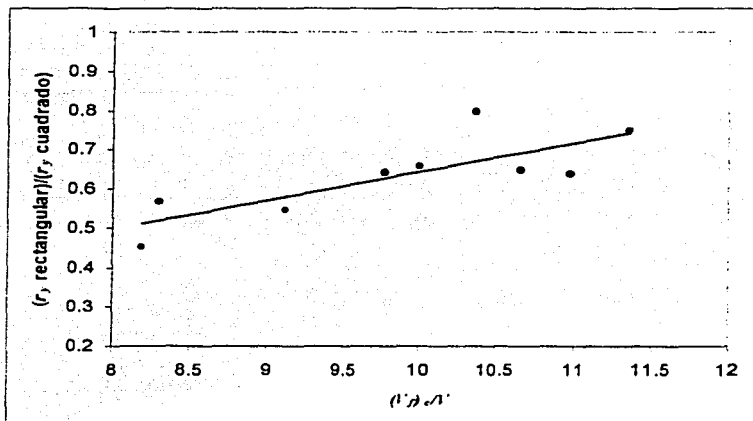


Fig. IV.23 Variación de la relación entre los alcances de lavado para secciones rectangulares y cuadradas, con respecto a la relación de velocidades

IV.2.7 COMPARACIÓN DE CRITERIOS

Para la comparación de los criterios de Scheurelein (1993) y White y Bettés (1984) con las aproximaciones obtenidas experimentalmente para el cálculo del alcance de lavado al frente de descargas con sección cuadrada, el autor de esta tesis probó los métodos con amplios rangos de valores del diámetro del sedimento d_s , la carga de agua sobre la descarga H_o , el diámetro hidráulico de ésta D_h y su coeficiente de descarga C_d . Con los resultados se obtuvieron las gráficas de las Figuras IV.24 a IV.27.

Al aplicar el criterio de Scheuerlein (ec. 4.2) para dibujar las curvas de las Figuras IV.24 y IV.27, en vez de usarse la velocidad crítica de Hjulström, como propone Scheuerlein, se usó como velocidad media crítica la obtenida con la ecuación de Maza-García (Tabla IV.4), ya que al utilizar la velocidad crítica de Hjulström los valores de r_y resultan excesivamente grandes cuando la relación H_o/d_s es alta.

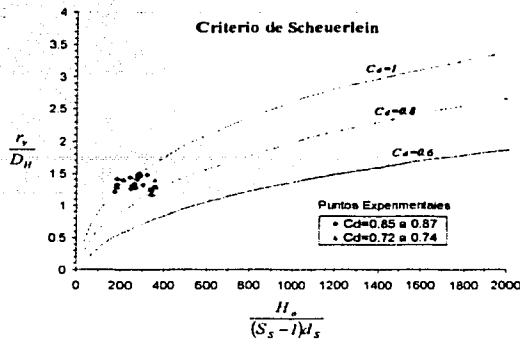


Fig. IV.24 Criterio de Scheuerlein para calcular el alcance del lavado al nivel y al frente de la descarga, descrito en función de números adimensionales

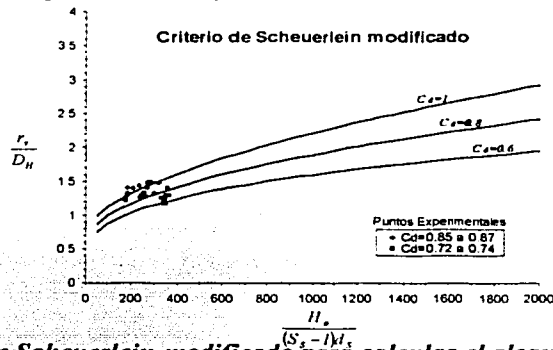


Fig. IV.25 Criterio de Scheuerlein modificado para calcular el alcance del lavado al nivel y al frente de la descarga, descrito en función de números adimensionales

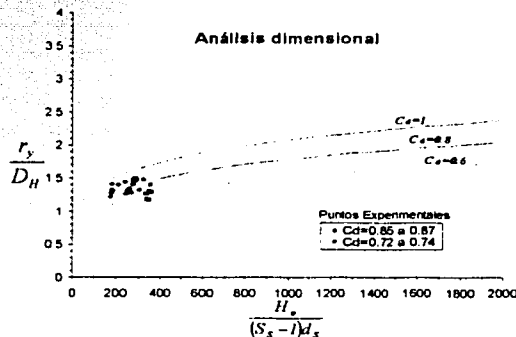


Fig. IV.26 Variación del alcance del lavado al nivel y al frente de la descarga de acuerdo con la función ajustada a los valores experimentales (ec. 4.11)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

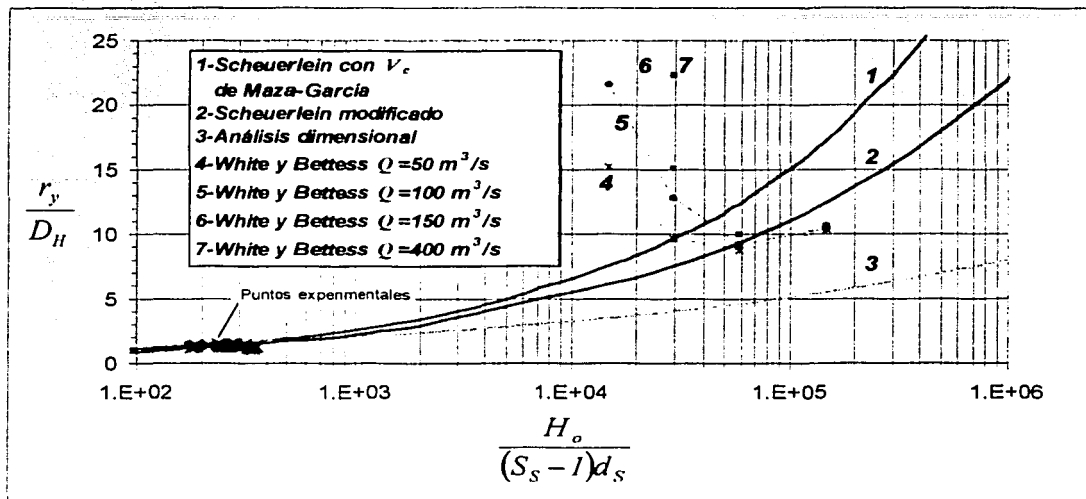


Fig. IV.27 Comparación entre los diferentes criterios para calcular el alcance de lavado, para un coeficiente de descarga C_d igual a 1

El criterio de Scheuerlein y el criterio modificado de éste, como se describe en IV.2.6, tuvieron un ajuste perfecto con los números adimensionales usados, sin embargo, a diferencia de los datos experimentales, donde el coeficiente de descarga quedó incluido en las relaciones adimensionales, en ambos criterios dicho coeficiente no se ajustó a una sola curva, por lo que se consideró como una variable interna. Para la comparación con la curva ajustada a los datos experimentales (ec. 4.11), ésta última también se dibujó incluyendo al C_d como una variable interna.

El criterio de White y Bettess presentado gráficamente en la Fig. III.2, no abarca el rango de valores de las Figuras IV.24 a IV.26, por lo que en la Fig. IV.27 se dibujó con el resto de los criterios extrapolados para rangos mucho mayores y un coeficiente de descarga igual a uno, que daría los valores de r_y máximos. Para ajustar el criterio de White y Bettess a las relaciones de la Fig. IV.27 se aplicó la ecuación de un orificio, considerando una sección cuadrada y $C_d=1$; se obtuvieron las dimensiones de la sección para diferentes valores de gasto y H_o , para los cuales r_y se encontró con la Fig. III.2. Ya que White y Bettess consideraron como criterio para el inicio de arrastre del sedimento que la velocidad en el flujo cerca del fondo debería exceder una velocidad mínima de 0.1 m/s, se consideró un diámetro de sedimento igual a 0.2 mm, para el cual con diferentes criterios se obtiene una velocidad crítica en el fondo promedio de 0.1 m/s.

Claramente se aprecia en la Fig. IV.27 que el criterio de White y Bettess sigue una tendencia distinta al resto de las aproximaciones, ya que para dichos investigadores la relación entre el lavado local y el diámetro hidráulico de la descarga es inversamente proporcional a la relación entre la carga de agua sobre la descarga y las características del sedimento. Tal tendencia es opuesta a las observaciones experimentales.

Para verificar el criterio de White y Bettess, Atkinson (1996) realizó simulaciones en un modelo numérico tridimensional basado en el código PHOENICS para dinámica de fluidos. La geometría modelada representó un embalse de 50 km de longitud con una descarga de 400 m³/s y una carga H_o de 20 metros. Al considerar el mismo criterio que White y Bettess para el inicio de arrastre del sedimento, es decir, $V_c=0.1$ m/s, Atkinson encontró que el esfuerzo cortante mínimo requerido para la erosión de las partículas se presentaría a tan poca distancia de la descarga, que quedaba fuera de la resolución del modelo numérico, cuyas celdas cerca de la descarga eran de aproximadamente 30 metros.

Los criterios en la Fig. IV.27 se compararon con la simulación de Atkinson, para lo cual se consideró un diámetro de sedimento de 0.2 mm y un coeficiente de descarga de 1. La geometría de la descarga se consideró cuadrada y sus dimensiones se calcularon con la ecuación de un orificio, con $Q=400$ m³/s y $H_o=20$ m, como en el ejemplo de Atkinson, lo cual dio un diámetro hidráulico de $D_H=4.5$ m. En la Tabla IV.6 se muestran los resultados.

Únicamente la ecuación ajustada a los datos experimentales dio un resultado menor a 30 m como en la simulación de Atkinson. El valor obtenido con el criterio de Scheuerlein modificado es el siguiente valor más próximo al límite obtenido por Atkinson, por lo que podría considerarse a este criterio como una franja superior para los resultados posibles, mientras que a la curva de la ecuación (4.11) ajustada a los datos experimentales como un valor mínimo.

Un desarrollo analítico a partir de la teoría de flujo potencial permitiría verificar que la extrapolación de la ecuación (4.11) para valores mayores a los comprendidos dentro del rango experimental es válida.

Criterio	Scheuerlein (con V_c de Maza-García)	White y Bettess	Scheuerlein modificado	Análisis dimensional	Atkinson
Alcance de lavado local frente a la descarga: r_s	55.8 m	45.1 m	43.2 m	20.7 m	< 30 m

Tabla IV.6 Resultados para el ejemplo de Atkinson con los diferentes criterios de la Fig. IV.27

$$y \frac{H_o}{(S_s - 1)d_s} = 5.88 \times 10^4$$

IV.3 PRUEBAS CON ABATIMIENTO DEL NIVEL DEL AGUA: SERIE B

Las pruebas de la serie B se realizaron para analizar las principales características de la acción de lavado hidráulico cuando el nivel del agua en el embalse es abatido hasta una elevación que permite que el flujo sea capaz de erosionar los depósitos de sedimento. Esta fase se inicia después de completada la primera etapa, en la cual, al abrirse inicialmente la descarga de fondo, se desarrolla un cráter estable con forma de embudo alrededor de la descarga.

Se llevaron a cabo diversas pruebas para diferentes condiciones en el modelo. Para analizar el nivel de aguas de lavado efectivo, *NALE*, es decir, el nivel para el cual inicia el arrastre de sedimentos durante el abatimiento, las pruebas se desarrollaron disminuyendo lentamente el gasto de agua entrante en el embalse dejando la descarga de fondo abierta, para de esta forma registrar el nivel del agua para el cual comenzaba el movimiento de sedimento en la vecindad del embudo. Para investigar las características del proceso de lavado se realizaron pruebas con un gasto de entrada fijo, que correspondiera a un nivel de agua en el embalse menor que el necesario para el *NALE*. A partir del momento en que el *NALE* era alcanzado, es decir, el momento en el cual el arrastre de sedimento comenzaba, se medía el tiempo y en lapsos cortos se realizaba un levantamiento del perfil del fondo a diferentes distancias del cráter a lo largo del eje y para detectar la degradación del fondo. A su vez, para analizar la variación de la erosión a lo largo del eje z con respecto al tiempo, se realizaron algunas pruebas midiendo la degradación del fondo en un solo punto cerca del cráter. Para analizar el efecto de la disminución consecutiva en el gasto de entrada, se realizó una prueba de larga duración en la cual se midió la degradación del fondo en un solo punto cercano al cráter.

Para todas las pruebas se tuvieron condiciones de flujo a presión en la descarga, es decir, que el nivel del agua en el embalse nunca fue menor que la elevación del borde superior del orificio de la descarga. De acuerdo con Shen (1996), esta condición de flujo a presión es menos efectiva para lavar material que una condición de flujo a superficie libre. El lavado con condiciones de flujo a presión en un embalse real ocurriría durante los primeros momentos de la acción de lavado y hasta que el nivel de agua en el embalse disminuyera lo suficiente para llegar hasta el nivel de la descarga. La duración del flujo a presión durante una acción de lavado dependería del gasto entrante, las dimensiones del embalse y la eficiencia de descarga del desfogue. Independientemente de su duración, el lavado a presión ocurriría siempre durante los primeros momentos de la acción si es que el *NALE* para las condiciones en el embalse no se encuentra a un nivel inferior que el de la descarga.

IV.3.1 Nivel de abatimiento efectivo

El nivel de aguas de lavado efectivo, *NALE*, en un embalse, sería el nivel al cual tendría que abatirse la carga de agua para iniciar nuevamente la erosión de los depósitos de

material en el vaso después de que la primera fase del lavado ha finalizado y se ha desarrollado un cráter estable con forma de embudo en los depósitos de sedimento en la vecindad de la descarga. De acuerdo con Scheuerlein (1993) este nivel puede ser calculado con la ec. (3.8):

$$H_{EF} = H_s + \frac{1}{2} \left(\frac{KD^2}{V_c} \right)^2 + \frac{KD^2}{V_c} \sqrt{H_s + \frac{1}{4} \left(\frac{KD^2}{V_c} \right)^2}$$

donde K es

$$K = \frac{C_d \sqrt{2g}}{4 \left(\frac{H_s}{\tan \beta} + r_c \right)}$$

En la instalación experimental las variables involucradas en la ecuación (3.8) son:

- D , diámetro de la descarga, que tomó los valores de los diámetros de las tres descargas probadas;
- H_s , altura de los depósitos de sedimento sobre la descarga de fondo. Tomó los siguientes valores de acuerdo con la elevación de las descargas probadas y su distancia hasta la superficie del depósito horizontal de arena:

Para $D=25$ mm, $H_s=0.262$ m

Para $D=50$ mm, $H_s=0.262$ m

Para $D=100$ mm, $H_s=0.290$ m

- g , aceleración de la gravedad. Se consideró con un valor constante igual a 9.81 m/s^2 ;
- r_c , alcance final de la acción de lavado en su primera fase, sin abatimiento del nivel del agua, esto es, la distancia desde la descarga hasta el pie del talud del cráter. A partir de los resultados experimentales para las tres diferentes descargas probadas, un promedio para los valores de r_c es:

Para $D=25$ mm, $r_c = 30$ mm

Para $D=50$ mm, $r_c = 70$ mm

Para $D=100$ mm, $r_c = 120$ mm

- V_c , velocidad crítica de inicio de arrastre del sedimento, para el material probado es igual a 0.26 m/s de acuerdo con el criterio de Hjulström, como sugiere Scheuerlein;
- C_d , coeficiente de descarga, puede ser calculado con las ecuaciones (4.3) a (4.5) de acuerdo con la descarga respectiva;

- β , ángulo de reposo sumergido del material, para el sedimento probado su valor es de 35° .

La Tabla IV.7 muestra los valores del *NALE* calculados con la ec. (3.8) y los rangos observados experimentalmente.

Como puede apreciarse, la ecuación (3.8) proporcionó una buena aproximación a los resultados experimentales. Puede observarse claramente que el nivel del agua necesario para el inicio de la erosión del sedimento, es decir, el nivel de aguas de lavado efectivo debe ser muy cercano al nivel de los depósitos de sedimento, lo que en un embalse real significaría que el vaso debería ser vaciado.

<i>D</i> (mm)	<i>r_c</i> promedio (mm)	<i>H_S</i> (m)	<i>C_d</i>	<i>K</i>	<i>H_{EF}</i> (m)	<i>NALE</i> Teórico (mm)	<i>NALE</i> Experimental (mm)
25	30	0.262	1.33	3.64	0.266	4	5 a 7
50	70	0.262	0.85	2.12	0.272	10	10 a 17
100	120	0.290	0.70	1.48	0.322	32	26 a 32

Tabla IV.7 Valores teóricos y calculados del nivel de aguas de lavado efectivo, *NALE*

En el futuro, en embalses donde los tiempos de vaciado y de llenado no sean una limitación, la rehabilitación por medio del lavado hidráulico deberá ser considerada seriamente como una medida necesaria, aun cuando toda el agua almacenada tuviera que ser desperdiciada. Tal idea cobra sentido si también se toma en cuenta que la recuperación del volumen de almacenamiento en un embalse, aun con tan grande pérdida de agua, es más conveniente que la pérdida del total de la capacidad del embalse debido a un azolvamiento.

IV.3.2 Descripción de los procesos de lavado después de iniciado el transporte de sedimentos

En la Tabla IV.8 se resumen los experimentos realizados con abatimiento del nivel de agua y algunas de las variables medidas. En las gráficas de la Fig. IV.28 se muestran los perfiles para los experimentos con un gasto entrante fijo, describiendo los niveles de los depósitos de sedimento de acuerdo con el tiempo de duración de las pruebas mientras se desarrollaba la erosión regresiva. En estas gráficas el tiempo cero coincide con el inicio del transporte de sedimentos en la vecindad del cráter cuando el nivel del agua coincide con el *NALE*. Las líneas discontinuas en algunos de los perfiles identifican los puntos disparados en las mediciones; estas discontinuidades se atribuyen al equipo de medición, ya que al encontrarse el material en movimiento el sensor podía tomar la medición erróneamente. Para estas pruebas, las mediciones para definir los perfiles se

EXP	D (mm)	Q (l/s)	B (cm)	S promedio	S final	Z _{máx en y=50-55 cm} (mm)	t _{máx} (min)	W _s (sin secar) (kg)
1B	25	1.6	30	0.031	0.026	69	28	118
2B	25	1.8	Diferentes canales	---	---	26	30	46
3B	50	1.75	39	---	---	40	104	111
4B	50	3.6	35	---	---	111	45	533
5B	50	4.45	65	0.034	0.028	68	37	224
6B	50	variable 4.7-3.7	60-70	---	---	93	665	718
7B	50	variable 4.5-3.7	50-60	---	---	104	90	593
8B	100	12.6	146	0.028	0.026	86	31	611
9B	100	14.53	190	0.038	0.023	100	20	636
10B	100	15.1	Ancho del embalse=200	0.016	0.019	43	29	263

Tabla IV.8 Pruebas con abatimiento del nivel del agua. Serie B

realizaron al centro del embalse al inicio del proceso, y posteriormente, cuando se había desarrollado el canal de lavado, se realizaron aproximadamente al centro del canal y siguiendo su curvatura si éste no era totalmente recto. Las Fotos 8 a 10 muestran imágenes de los experimentos y la progresión del proceso de lavado con la formación del canal.

Como puede observarse en la Fig. IV.28, después del inicio del arrastre de sedimentos la degradación del fondo progresaba rápidamente hasta que se alcanzaba un equilibrio aparente en el cual la pendiente del material tendía a ser constante. La Fig. IV.29 muestra un esquema de lo que se observó experimentalmente. En dicho esquema, los subíndices para las variables corresponden a la etapa del proceso con respecto al tiempo. El tiempo cero, t_0 , corresponde al momento en el cual dio inicio el arrastre de sedimentos, y para ese tiempo la altura de la degradación de los sedimentos en las inmediaciones del cráter, z_0 , fue igual a cero. Como es descrito por Scheuerlein (1993), cuando el nivel del agua es abatido y se alcanza el nivel de aguas de lavado efectivo, la erosión del fondo se inicia a partir de la capa superior de los depósitos, a diferencia del lavado con niveles de agua altos, donde la erosión comienza al nivel de la descarga de fondo.

Una vez que el transporte de sedimentos ha comenzado en la vecindad del cráter, la degradación de la superficie del depósito de material progresa rápidamente, y el sedimento erosionado es arrastrado hacia el interior del cráter, donde se acumula paulatinamente. De esta manera, el diámetro del cráter al nivel de la descarga disminuye, por lo que su geometría en planta se deforma y describe una elipse cuyo semieje menor se reduce a medida que el material se acumula. La geometría del cráter

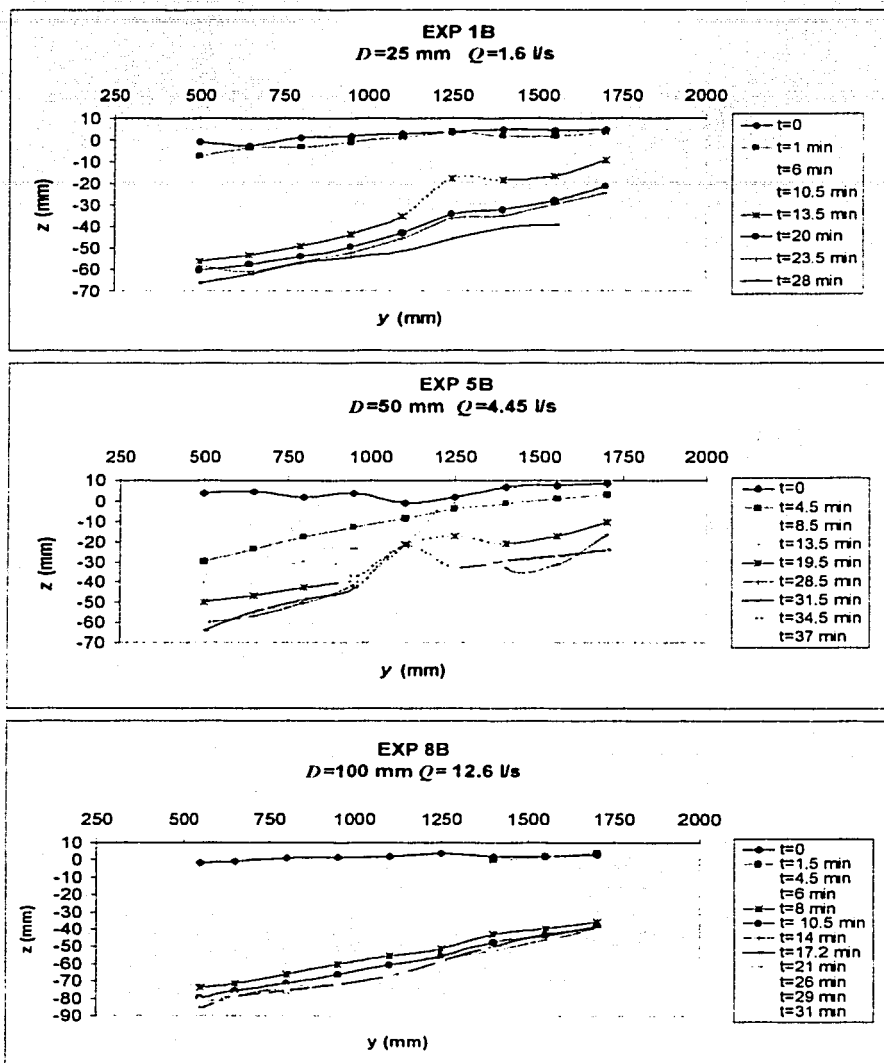


Fig. IV.28a Perfiles de la variación del fondo debido a la erosión regresiva, con respecto al tiempo, para las pruebas con abatimiento del nivel del agua en el embalse

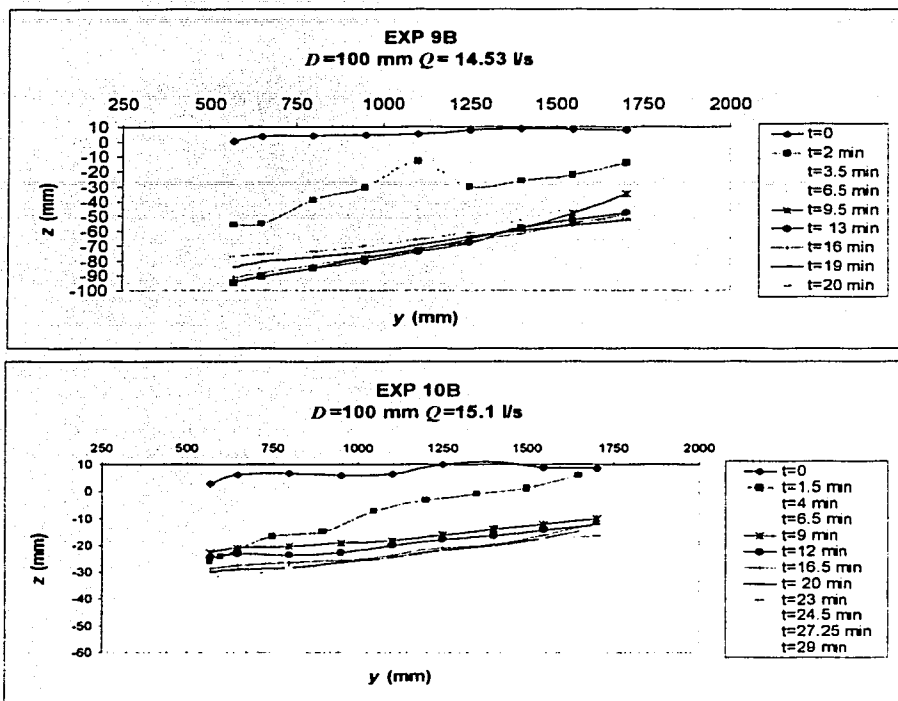
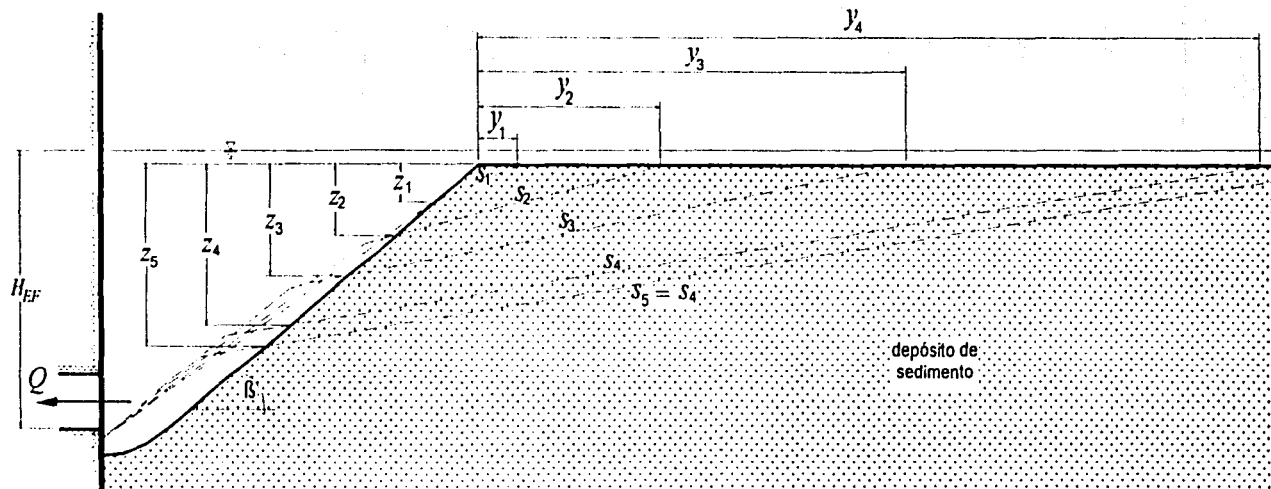


Fig. IV.28b *Perfiles de la variación del fondo debido a la erosión regresiva, con respecto al tiempo, para las pruebas con abatimiento del nivel del agua en el embalse*

alcanza un equilibrio cuando la base del material depositado al frente se encuentra muy cerca de la descarga y la pendiente del talud del cráter tiende a ser igual a la relacionada con el ángulo de reposo del material sumergido. En la superficie de los sedimentos, inicialmente horizontal, las pendientes en los primeros instantes del proceso de erosión regresiva son pronunciadas, pero en poco tiempo disminuyen su inclinación, hasta que en cierto tiempo t_c se alcanza un equilibrio aparente para el cual las pendientes tienden a ser constantes mientras que la degradación progresa en forma más uniforme.

La erosión de los depósitos de sedimento al inicio del proceso es general en las inmediaciones del cráter, pero a medida que el nivel del agua se abate o a medida que el transporte de sedimentos progresa, se desarrolla el canal de lavado con lo cual la erosión se limita al interior de éste. En algunas de las pruebas experimentales, durante



Para $t < t_0$:

- Aún no hay transporte de sedimentos
- $z = 0$, nivel del fondo después de la formación del embudo
- $H_0 > H_{EF}$
- $Q_0 = f(NAO)$

Para $t_0 < t < t_1$:

- Ha iniciado el transporte de sedimentos hacia el embudo
- z_1, s_1 , desarrollo incipiente del canal
- $H_0 < H_{EF}$
- $Q_1 < Q_0$

Para $t_1 < t < t_2$:

- $z_2 > z_1$
- $s_2 < s_1$
- $Q_2 < Q_1$

Para $t_2 < t$, y $t > t_2$:

- $s_4 \cong s_5 < s_2$
- $Q_4 \cong Q_5 < Q_2$
- $B \cong \text{constante} = f(Q_0)$
- $Q_2 > Q_4$, $\Delta Z_4 / \Delta t_4 \cong \Delta Z_5 / \Delta t_5 < \Delta Z_2 / \Delta t_2$

Fig. IV.29 Esquema del desarrollo del proceso de lavado con abatimiento del nivel del agua, debido a erosión regresiva. Los subíndices se relacionan con la evolución en el tiempo, correspondiendo el t_0 con las condiciones iniciales cuando comienza el transporte de sedimentos, y t_2 con el tiempo cuando se alcanzan las condiciones de equilibrio

la etapa de formación del canal podía desarrollarse más de uno, hasta que después de cierto tiempo tendía a formarse un solo canal recto.

Para un gasto entrante constante, mientras se abate el nivel del agua en el embalse, el gasto que sale por la descarga de fondo inicialmente es mayor que el gasto entrante, pero con el tiempo, y mientras el embalse se vacía y la carga sobre la descarga disminuye, el gasto descargado tiende a ser constante e igual al gasto que entra. Para este gasto constante (que en un embalse real sería igual al gasto en el río), habría una relación fija entre él, el gasto sólido y las características del sedimento, a su vez, la magnitud de estos gastos determinaría la pendiente del canal, su anchura y el tirante de agua. El incremento con respecto al tiempo de la degradación - dentro del canal dependería entonces, principalmente, de la variación de los gastos sólidos y líquidos, y del ajuste de la pendiente a ellos, mientras que el tirante y el ancho del canal serían función de la pendiente.

Las etapas descritas fueron observadas en los experimentos realizados, sin embargo, para un embalse real podrían variar de acuerdo con los efectos aleatorios involucrados, tales como la configuración de los depósitos y la distribución estratigráfica de los sedimentos, la dirección y configuración del flujo de aproximación durante el abatimiento del nivel del agua, etc.

El proceso de degradación de los depósitos de sedimento durante el lavado hidráulico es similar al que se presenta en corrientes naturales, por lo que para estimar la relación entre las variables podrían aplicarse aproximaciones existentes en la literatura, asumiendo, por ejemplo, que el gasto de agua y la pendiente son variables independientes relacionadas con el gasto sólido, y que el ancho del canal y el tirante dependen de ellas. Ya que las aproximaciones del tipo de las fórmulas de régimen para describir los procesos fluviales no son aplicables, puesto que en ellas no interviene el transporte de sedimentos, es referencia útil una metodología como la presentada por Maza y Cruickshank (1973 en Ref. 12) para predecir los cambios de sección y pendiente en un cauce con la variación del transporte de sedimentos. Estos autores usaron tres ecuaciones en su metodología: una de resistencia al flujo, otra de transporte de sedimentos y una tercera que relaciona el tirante con el ancho de la sección. La deducción de la ecuación de la Universidad Tsinghua (ec. 3.12, ver sección III.1.2.3), para estimar el gasto sólido durante el lavado, presentada por Lai y Shen (1996), es similar a la metodología sugerida por Maza y Cruickshank; Lai y Shen utilizaron como ecuación de resistencia al flujo la de Manning, y al dejar el ancho del canal como variable independiente obtuvieron curvas empíricas para el gasto sólido durante procesos de lavado, en función de las variables que aparecen en la Figs. III.7 y III.8. En IV.3.4 se aplica la ecuación de la Universidad Tsinghua con los datos experimentales y en IV.3.5 la metodología de Maza y Cruickshank.

IV.3.3 Características del canal de lavado

Como se menciona en III.1.2.2, algunos autores han tratado de describir las dimensiones del canal excavado durante el proceso de lavado como una función del gasto de agua, al usar aproximaciones del tipo de las fórmulas de régimen aplicadas en ingeniería fluvial. Sin embargo, la aplicación de estos criterios no es del todo apropiado, ya que en ellos no interviene el transporte de sedimentos.

En la Fig. IV.30 se muestra una comparación entre los valores del ancho del canal, B , obtenidos experimentalmente, con las curvas descritas por la ecuación (3.10), $B = a Q^b$, usando en los valores de las constantes los propuestos por Atkinson (1996) y Takasu (1982); para el criterio de éste último se usó un valor de a igual a 7. De igual forma, en la Fig. IV.31 se usaron los mismos datos experimentales y la aplicación de los criterios de Atkinson y Takasu, pero utilizando parámetros adimensionales. En esta última figura se ajustó una línea recta a los datos experimentales. Como puede observarse, la mayoría de los datos quedaron comprendidos dentro de los límites de las curvas que describen los criterios de Atkinson y Takasu, aunque la tendencia es más próxima a la de la línea ajustada. Ciertas variaciones pueden atribuirse a las dificultades encontradas para realizar las mediciones del ancho del canal, ya que su anchura no siempre era estable debido a los continuos colapsos a lo largo de sus márgenes a medida que la degradación se desarrollaba. Asimismo, para los valores experimentales con las mayores descargas, puede asumirse que las limitaciones del ancho del modelo tuvieron un efecto en el desarrollo del canal y las condiciones de estabilidad.

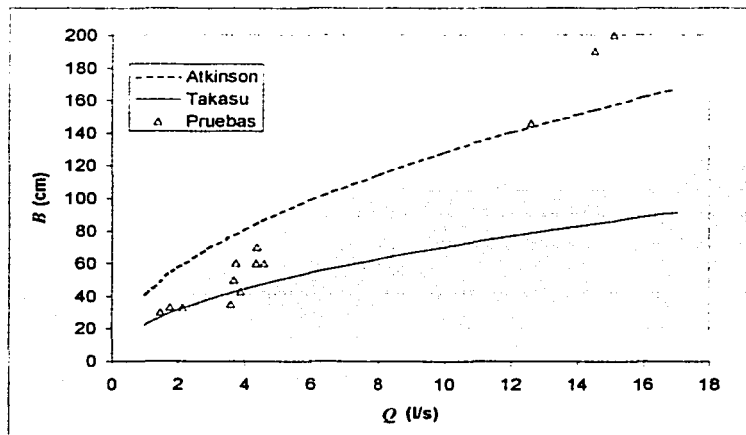


Fig. IV.30 Anchos del canal de lavado medidos experimentalmente como una función del gasto de lavado, comparados con criterios teóricos

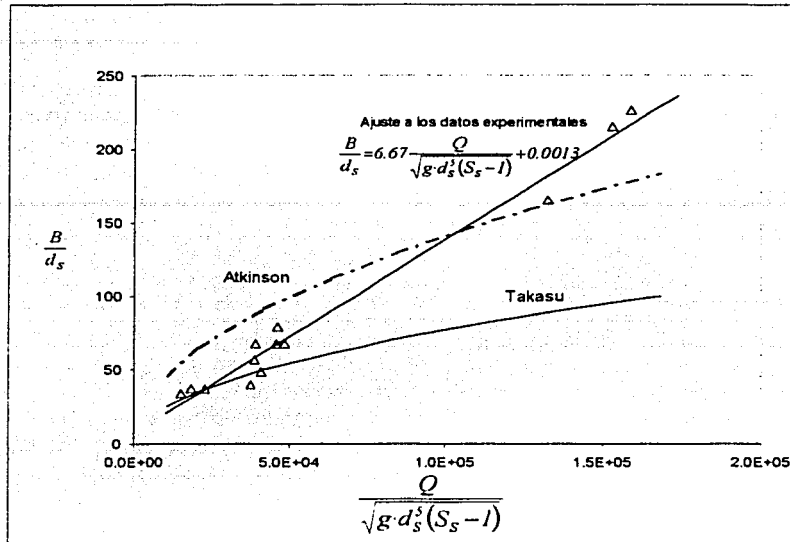


Fig. IV.31 Comparación de los anchos de lavado experimentales y teóricos mediante relaciones adimensionales

IV.3.4 Sedimento lavado

El gasto sólido que pasa a través de la descarga de fondo durante la acción de lavado se encuentra directamente relacionado con el incremento de z con respecto al tiempo. En la gráfica que aparece en la Fig. IV.32 se dibujó la evolución de la degradación z a una distancia corta del cráter, con respecto al tiempo, para diferentes pruebas, coincidiendo el tiempo cero con el inicio del transporte de sedimentos. Puede observarse que la velocidad de incremento de z al inicio del proceso es repentina y continúa siendo muy alta hasta que se alcanza un aparente equilibrio, en lo que fue definido como tiempo de equilibrio t_e . En algunas pruebas la degradación inicial fue muy alta, sin embargo, al llegar a estar el sedimento erosionado aguas arriba cerca del cráter ocurrió un efecto de llenado, con lo que z disminuyó, y a este efecto se deben las fluctuaciones de las curvas para los experimentos 4B, 9B y 10B. Después de alcanzado el tiempo t_e , puede esperarse que exista una relación constante entre Q (gasto), B (ancho del canal), S (pendiente) y d (tirante del agua), y el gasto sólido a través de la descarga Q_s dependería enteramente de estas condiciones. En la Fig. IV.32 puede observarse que después de un incremento repentino de z en los primeros instantes, la velocidad de cambio de z en el tiempo $t > t_e$ tiende a ser constante. Este patrón también se observó cuando se indujo una reducción progresiva en el gasto de agua entrante, como en la prueba de larga duración representada en la Fig. IV.33. En dicha prueba, de

FALLA DE ORIGEN

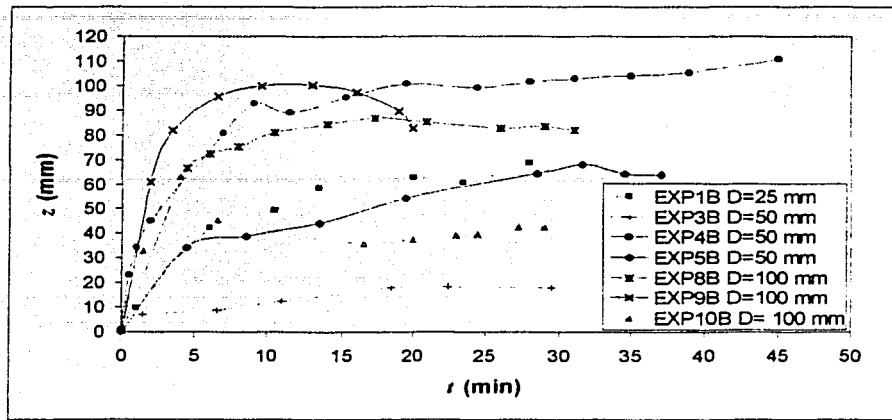


Fig. IV.32 Incremento de la degradación del depósito de sedimentos con respecto al tiempo

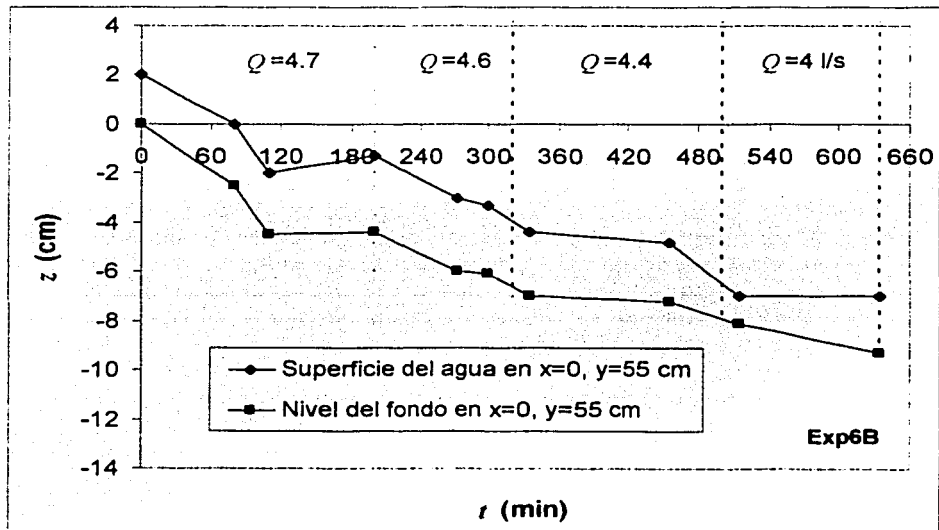


Fig. IV.33 Prueba de larga duración con la medición de la degradación en un solo punto

una duración de más de 11 horas, después de la primera fase de lavado con la formación del cráter para un $NAO=435$ mm (NAO = Nivel del agua de operación en el embalse), el nivel del agua fue abatido hasta el nivel necesario para observar el inicio de arrastre del sedimento junto al cráter. Dicho momento corresponde en la gráfica con el tiempo, t , igual a cero. A partir de ese momento el gasto se mantuvo constante durante algún tiempo, para después ser reducido progresivamente desde un valor inicial de $Q=4.7$ l/s hasta un valor final de $Q=4$ l/s, como se muestra en la gráfica.

Las líneas discontinuas en la gráfica indican los momentos en los que el gasto fue disminuido. Los puntos dibujados en la gráfica muestran la variación del nivel del agua y la superficie del depósito de arena en un punto fijo que era desplazado sobre el eje x para seguir el centro del canal conforme éste se desarrollaba. Al momento en que el gasto entrante era disminuido, la degradación del fondo era repentina y posteriormente tendía a ser constante.

IV.3.4.1 Comparación con aproximaciones teóricas

A partir de una deducción que involucró análisis dimensional y la aplicación de la ecuación de Manning, en la Universidad Tsinghua en China se dedujo la ec.(3.12) que se muestra en III.1.2.3 para determinar el gasto sólido desalojado por la descarga de fondo como una función de las características hidráulicas en el canal, en condiciones de flujo a superficie libre en toda la descarga. Para probar el comportamiento de la ec.(3.12) bajo condiciones de flujo a presión con los datos experimentales del análisis presente, para las pruebas en las cuales fueron medidas las condiciones hidráulicas (1B, 5B, 8B, 9B y 10B) se calculó el parámetro $Q_o^{1.6} S_w^{1.2} B^{0.6}$ de la ecuación 3.12, y se dibujó contra el gasto sólido descargado como se muestra en la Fig. IV.34. Al asumir que el flujo se aproxima con una condición de flujo uniforme durante el lavado, el valor de S_w usado para estos cálculos fue el obtenido del promedio de las pendientes del fondo en el tiempo de duración de las pruebas como aparece en la Tabla IV.8; el gasto sólido, en peso, usado fue el obtenido de dividir el peso del sedimento lavado durante las pruebas entre el tiempo de duración de cada prueba. Sin embargo, ya que no fue posible pesar el material seco, sino que sólo se escurrió y se pesó húmedo para devolverlo inmediatamente al modelo para iniciar otra prueba, en la Fig. IV.34 se dibujaron dos valores para el peso del material, uno que es el valor de tal como fue pesado húmedo después de las pruebas, y otro al considerar que el máximo contenido de agua en la muestra en esas condiciones sería de un 25%. Junto a los puntos experimentales se dibujaron las líneas para dos valores del coeficiente de erodibilidad E , cuyo valor, según Atkinson (1996), como se presenta en la sección III.1.2.3, es de 60 para condiciones de lavado hidráulico con caudales bajos y sedimento mayor que 0.1 mm. Para los datos experimentales se encontró un valor aproximado de $E=30$, por lo que aún los valores de E presentados por Atkinson parecen ser optimistas, y sería necesario estudiar su variación para sedimentos con diámetros mayores, o verificar si su variación es significativa cuando las condiciones de flujo a través de la descarga son a superficie libre o a presión. Esta última consideración podría ser una de las causas del bajo valor de E en las pruebas experimentales, ya que de acuerdo con Lai *et al.* la

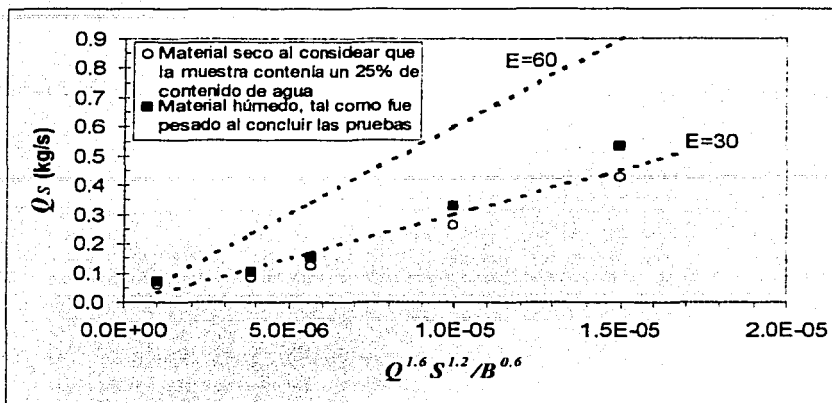


Fig. IV.34 Gasto sólido experimental de acuerdo con las características hidráulicas del flujo

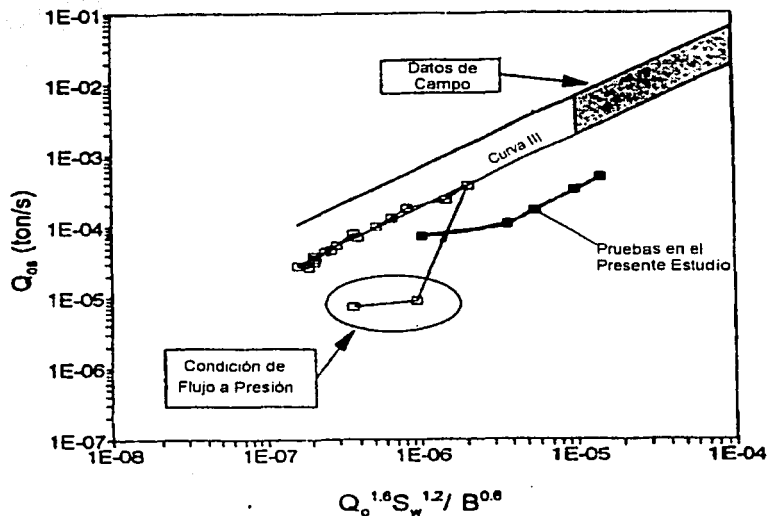


Fig. IV.35 Comparación entre el gasto sólido y las características del flujo a partir de datos de laboratorio según Lai y Shen (1996) y el análisis presente

ec.(3.12) es válida para condiciones de flujo a superficie libre y con flujo a presión el gasto sólido puede reducirse significativamente.

En la Fig. IV.35 se dibujaron los datos experimentales junto con los datos colectados por Lai y Shen. Puede observarse que los resultados experimentales del análisis presente bajo condiciones de flujo a presión en la descarga, tuvieron un ajuste adecuado con los parámetros de la ec.(3.12).

Al igual que la relación presentada por Lai y Shen, la ecuación (3.11) sugerida por Takasu (1982, en ICOLD [1989]) fue aplicada a los resultados experimentales de las pruebas 1B, 5B, 8B, 9B y 10B, en las cuales se midieron las condiciones hidráulicas. El coeficiente de rugosidad de Manning fue calculado a partir de la fórmula semiempírica de Strickler para lechos granulares, $n = d_{50}^{1/6} / 21$, y, al asumir una condición de flujo uniforme, la pendiente de energía usada fue el promedio de pendientes del fondo durante la duración del experimento. La Tabla IV.9 muestra los resultados obtenidos al aplicar la ec.(3.11) y una comparación con los resultados experimentales. Al igual que en la Fig. IV.34 se usaron dos valores para el caudal sólido, uno obtenido a partir del material tal como fue pesado húmedo, y otro al considerar que el material contenía un 25% de agua.

La Fig. IV.36 muestra una comparación entre el gasto sólido experimental (promedio entre el pesado directamente y el obtenido al asumir un contenido de agua del 25%) y el calculado con la ec. (3.11). Se observa que los resultados teóricos siempre fueron mayores que los experimentales, y que la discrepancia aumentó cuando los valores del gasto sólido fueron mayores. La fórmula de Takasu sobrestima la cantidad de sedimento lavado para las condiciones probadas en laboratorio, en promedio por un factor de 2, y en la condición de mayor diferencia de hasta 3.

EXP	Q (l/s)	n (s/m ^{1/3})	S_f	B (cm)	d_m (mm)	Q_s (Takasu) ec.(3.11) (kg/s)	Q_s Exp con el material húmedo (kg/s)	Q_s Exp al considerar 25% de humedad (kg/s)
1B	1.6	0.014	0.031	30	0.884	0.075	0.070	0.056
5B	4.45	0.014	0.034	65	0.884	0.277	0.101	0.081
8B	12.6	0.014	0.028	146	0.884	0.627	0.328	0.263
9B	14.5	0.014	0.038	200	0.884	1.133	0.530	0.424
10B	15.1	0.014	0.016	200	0.884	0.264	0.151	0.121
1 Lai-Shen	1.9	0.015	0.006	45	1.25	0.0031	---	0.040
6 Lai-Shen	4.5	0.015	0.005	71	1.25	0.0057	---	0.080

Tabla IV.9 Comparación de los resultados experimentales con el criterio de Takasu (1982) para calcular el gasto sólido durante el lavado.

CON
FALLA DE ORIGEN

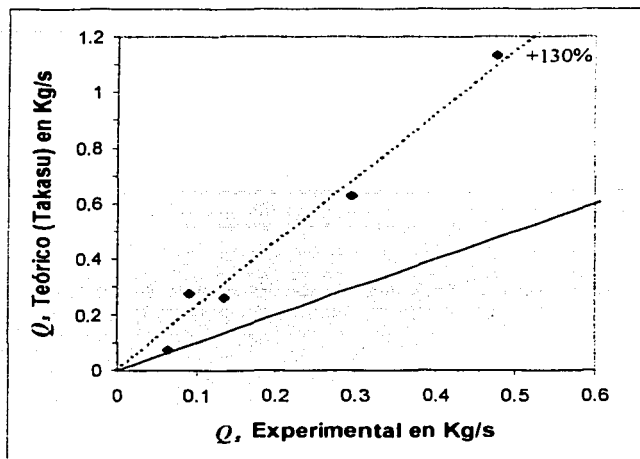


Fig. IV.36 Comparación entre el gasto sólido experimental y el calculado a partir del criterio de Takasu (1982)

La ec.(3.11) también fue aplicada a los resultados experimentales que presentaron Lai y Shen (1996) para dos de sus pruebas, como se muestra en las dos últimas filas de la Tabla IV.9. La densidad relativa del material usado por estos investigadores para sus experimentos fue de 1.39. La pendiente considerada para los cálculos se obtuvo a partir de los desniveles en la superficie libre del agua. Como se observa en la Tabla IV.9, los resultados experimentales fueron excesivamente mayores a los encontrados al aplicar el criterio de Takasu. La ICOLD (1989) no establece para qué condiciones hidráulicas en la descarga puede ser usada la ecuación de Takasu; no obstante, a pesar de que se considere que dicha ecuación fue desarrollada para condiciones a presión, la diferencia con los resultados de Lai y Shen para condiciones a superficie libre es significativamente grande. La ecuación de Takasu presenta gran incertidumbre; serían necesarios análisis experimentales más exhaustivos para probar su validez.

IV.3.5 Aplicación del método de Maza-Cruickshank

La metodología presentada por Maza y Cruickshank para estimar las condiciones estables de la pendiente hidráulica, ancho y tirante de la sección en un cauce estable, se basa en el concepto de grados de libertad, según el cual el grado de libertad de un escurrimiento es el número de parámetros que pueden ajustarse libremente, con el tiempo, al pasar gastos líquidos y sólidos preestablecidos. Para el lavado hidráulico, la corriente que fluye hacia la descarga de fondo tendría tres grados de libertad, ya que

ajusta libremente tres variables geométricas: el tirante, el ancho y la pendiente. Como se pueden ajustar tres variables, se tienen tres incógnitas y, por tanto, para obtenerlas se necesitan tres ecuaciones.

Las tres fórmulas seleccionadas por Maza y Cruickshank para estudiar la estabilidad de cauces fueron: de resistencia al flujo en material aluvial, de transporte de material del fondo y de resistencia de las márgenes. Estos autores estudiaron la utilidad de varias fórmulas y presentaron ecuaciones de diseño, en su mayoría explícitas, para diferentes combinaciones entre ecuaciones.

Para aplicar la metodología de Maza y Cruickshank a los resultados experimentales se eligieron dos grupos de ecuaciones de diseño obtenidas por estos autores. El primer grupo seleccionado fue el obtenido a partir de la ecuación de transporte de Engelund, la ecuación de Manning para resistencia al flujo y la ecuación de Glushkov para resistencia de las márgenes; el segundo grupo elegido varió del anterior únicamente en la ecuación de resistencia al flujo, que para ese caso fue la de Cruickshank-Maza. Estos dos grupos de ecuaciones de diseño se seleccionaron sobre el resto presentado por Maza y Cruickshank, ya que incluyen la fórmula de transporte de Engelund que es válida para obtener el transporte total del fondo y se aplica cuando el material es arenoso, condiciones presentes en la instalación experimental.

Las ecuaciones obtenidas por Maza y Cruickshank para el ancho del cauce y la pendiente hidráulica a partir de los criterios de Engelund, Manning y Glushkov son las siguientes:

$$B = \left[n^6 Q^{10} K^{11} \left(\frac{\beta}{Q_{BT}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{11m+8}} \quad (4.36)$$

$$S = \left[\frac{n^{2m+4} K^{\frac{14}{3}}}{Q^{\frac{34m+12}{3}}} \left(\frac{Q_{BT}}{\beta} \right)^{\frac{20m+12}{3}} \right]^{\frac{1}{11m+8}} \quad (4.37)$$

en que

$$\beta = \frac{0.04}{(S_s - 1)^2 g^{0.5} d_{35}} \quad (4.38)$$

En las ecuaciones anteriores el significado de las variables es

B: ancho medio de la superficie libre del agua, en m

- K : coeficiente que depende del material que forman el fondo y las orillas del cauce, de acuerdo con los resultados de diferentes autores varía entre 2 y 26
 Q : gasto líquido que pasa por la sección, en m^3/s
 Q_{BT} : transporte total del fondo, en m^3/s
 S_s : densidad relativa del sedimento
 d_{35} : diámetro del sedimento para el cual 35% de las partículas de la muestra son menores, en m
 g : aceleración de la gravedad, en m/s^2
 m : exponente que de acuerdo con diferentes autores varía entre 0.5 y 1
 n : coeficiente de fricción según Manning

Las ecuaciones de diseño obtenidas por Maza y Cruickshank a partir de los criterios de Englund, Cruickshank-Maza y Glushkov son

$$B = \left[\frac{Q^{1.233} K^{1.37}}{\alpha^{0.767}} \left(\frac{\beta}{Q_{BT}} \right)^{0.233} \right]^{\frac{1}{1.37m+1}} \quad (4.39)$$

$$S = \left[\frac{K^{0.58}}{\alpha^{0.256m+0.511} Q^{1.416m+0.511}} \left(\frac{Q_{BT}}{\beta} \right)^{0.835m+0.511} \right]^{\frac{1}{1.37m+1}} \quad (4.40)$$

en que

$$\alpha = \frac{7.58 \omega_{50}}{d_{85}^{0.634} (S_s - 1)^{0.456}} \quad (4.41)$$

y ω_{50} es la velocidad de caída de las partículas con diámetro d_{50} , en m/s. Se obtiene de la ecuación de Rubey

$$\omega_{50} = F_1 [g(S_s - 1)d_{50}]^{0.5} \quad (4.42)$$

en que

$$F_1 = \left(\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g(S_s - 1)d_{50}^3} \right)^{0.5} - \left(\frac{36\nu^2}{g(S_s - 1)d_{50}^3} \right)^{0.5} \quad (4.43)$$

donde

d_{50}, d_{84} : diámetro de las partículas en que el 50% o 84% del total de la muestra son menores que esos tamaños, en m

v. viscosidad cinemática del agua, en m^2/s

Para aplicar las ecuaciones anteriores a los resultados experimentales se consideró equivalente el transporte total del fondo Q_{BT} al gasto sólido de lavado Q_S . De las ecuaciones (4.37) y (4.40) se despejó el valor de Q_{BT} , el cual se consideró como una variable dependiente de los valores experimentales de la pendiente promedio en el fondo, el gasto líquido y las características del sedimento. Con el valor de Q_{BT} calculado, se obtuvo B de las ecuaciones (4.36) y (4.39). El coeficiente de rugosidad de Manning fue calculado a partir de la fórmula semiempírica de Strickler para lechos granulares, $n = d_{50}^{1/6} / 21$, mientras que para el coeficiente K y el exponente m se probaron diferentes valores dentro de los rangos sugeridos por diferentes autores hasta encontrar los que mejor se ajustaron a los datos experimentales. En las tablas IV.10 y IV.11 se muestran las variables involucradas en cada experimento y los valores de Q_{BT} y B obtenidos.

En la Fig. IV.37 se comparan los valores experimentales con los obtenidos de las ecuaciones del método de Maza y Cruickshank. Se observa que para el gasto sólido los resultados estuvieron en su mayoría dentro de una franja de 20% de diferencia, a excepción del experimento 1B y de las pruebas de Lai y Shen, en ambos casos, que representan los valores más bajos del gasto líquido, el gasto sólido experimental fue mayor que el calculado por un factor en promedio de cuatro. Por otro lado, los valores del ancho del canal B calculados siempre estuvieron muy por debajo de los experimentales.

Los valores del coeficiente K y el exponente m fueron importantes para que el gasto sólido experimental se aproximara al calculado con las ecuaciones (4.37) y (4.40). Para el grupo de ecuaciones formado con las fórmulas de Engelund, Manning y Glushkov los valores de K y m que mejor se ajustaron a los resultados experimentales son muy similares a los propuestos por Simons y Albertson, quienes sugieren $m=0.705$ para material aluvial y $K=8.93$ para orillas y fondo arenoso, condiciones iguales a las probadas en laboratorio.

La gran diferencia entre los valores del ancho del canal de lavado experimental y el calculado con las ecuaciones derivadas por Maza y Cruickshank puede deberse a las condiciones del flujo en el canal. Las fórmulas presentadas se han desarrollado principalmente para régimen inferior, el cual corresponde al flujo sobre rizos y dunas, mientras que por las altas pendientes en la instalación experimental el flujo en laboratorio seguramente corresponde a régimen superior, con fondo plano o antidunas.

TIENE CON
FALLA DE ORIGEN

FÓRMULAS DE ENGELUND, CRUICKSHANK-MAZA Y GLUSHKOV m=0.7 K=6

No.	D_{II} (mm)	Q (m ³ /s)	$Q_i = Q_{BT}$ Exp. tal como fue pesada la muestra húmeda (kg/s)	$Q_i = Q_{BT}$ Exp. seco al considerar 25% de humedad (kg/s)	B (m)	S_{prom}	$Ss-I$	d_{50} (mm)	d_{35} (mm)	d_{85} (mm)	Velocidad de calda		α	β	$Q_{BT (ec.4.30)}$ Engelund, Maza-Cruick y Glushkov (kg/s)	$\frac{Q_{BT Teórica}}{Q_{BT Exp}}$	$B (ec.4.31)$ Engelund, Maza-Cruick y Glushkov (m)	$\frac{B Teórica}{B Exp}$
											F_j	W_{eq} (m/s)						
1B	33	0.0016	0.070	0.056	0.30	0.028	1.70	0.75	0.60	1.36	0.747	0.084	32.7	7.34	0.017	0.24	0.08	3.7
5B	50	0.0045	0.101	0.081	0.65	0.031	1.70	0.75	0.60	1.36	0.747	0.084	32.7	7.34	0.083	0.82	0.13	5.0
8B	100	0.0126	0.328	0.263	1.46	0.029	1.70	0.75	0.60	1.36	0.747	0.084	32.7	7.34	0.296	0.90	0.21	6.8
9B	100	0.0145	0.530	0.424	2.00	0.037	1.70	0.75	0.60	1.36	0.747	0.084	32.7	7.34	0.569	1.07	0.22	9.3
10B	100	0.0151	0.151	0.121	2.00	0.015	1.70	0.75	0.60	1.36	0.747	0.084	32.7	7.34	0.118	0.78	0.27	7.5
1 Lai-Shen	187.5	0.002	0.04		0.45	0.007	0.39	1.25	1.03	1.66	0.749	0.052	34.9	81.3	0.010	0.24	0.12	3.8
6 Lai-Shen	187.5	0.0045	0.08		0.71	0.005	0.39	1.25	1.03	1.66	0.749	0.052	34.9	81.3	0.020	0.25	0.18	3.8

Tabla IV.10 Aplicación del método de Maza-Cruickshank a los resultados experimentales

FÓRMULAS DE ENGELUND, MANNING Y GLUSHKOV m=0.7 K=9

No.	D_{II} (mm)	Q (m ³ /s)	$Q_i = Q_{BT}$ Exp. tal como fue pesada la muestra húmeda (kg/s)	$Q_i = Q_{BT}$ Exp. seco al considerar 25% de humedad (kg/s)	B (m)	S_{prom}	$Ss-I$	d_{50} (mm)	d_{35} (mm)	n (s/m ^{1/3})	β	$Q_{BT (ec.4.31)}$ Engelund, Manning y Glushkov (kg/s)	$\frac{Q_{BT Teórica}}{Q_{BT Exp}}$	$B (ec.4.31)$ Engelund, Manning y Glushkov	$\frac{B Teórica}{B Exp}$
5B	50	0.0045	0.101	0.081	0.65	0.031	1.70	0.75	0.60	0.014	7.34	0.091	0.905	0.140	4.642
8B	100	0.0126	0.328	0.263	1.46	0.029	1.70	0.75	0.60	0.014	7.34	0.329	1.001	0.231	6.326
9B	100	0.0145	0.530	0.424	2.00	0.037	1.70	0.75	0.60	0.014	7.34	0.636	1.199	0.232	8.607
10B	100	0.0151	0.151	0.121	2.00	0.015	1.70	0.75	0.60	0.014	7.34	0.129	0.852	0.292	6.853
1 Lai-Shen	187.5	0.002	0.04		0.45	0.007	0.39	1.25	1.03	0.016	81.3	0.009	0.236	0.143	3.146
6 Lai-Shen	187.5	0.0045	0.08		0.71	0.005	0.39	1.25	1.03	0.016	81.3	0.019	0.238	0.222	3.198

Tabla IV.11 Aplicación del método de Maza-Cruickshank a los resultados experimentales

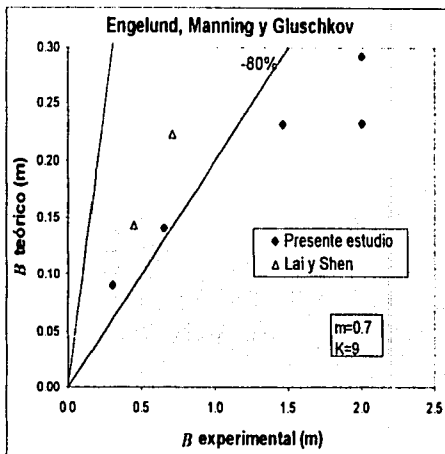
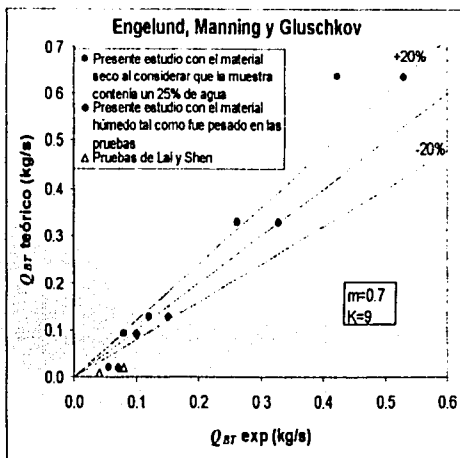
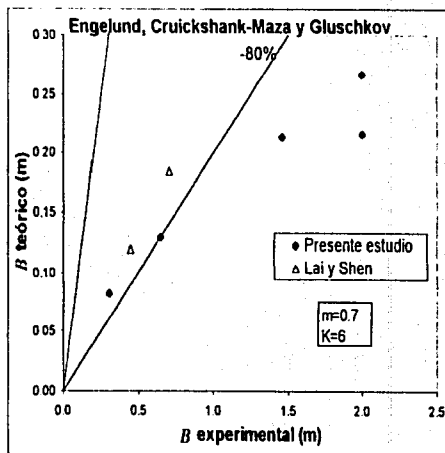
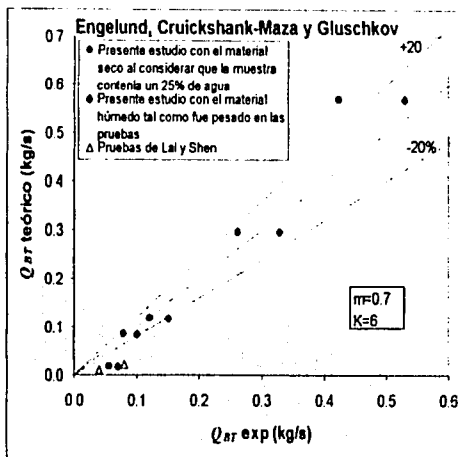


Fig. IV.37 Comparación entre el gasto sólido experimental y el calculado a partir del método de Maza-Cruickshank

IV.4 RESUMEN Y APLICACIÓN DE LAS EXPERIENCIAS EN LA INSTALACIÓN EXPERIMENTAL

En este capítulo se han presentado las pruebas realizadas en una instalación experimental para observar los procesos involucrados en el lavado hidráulico de embalses azolvados. Las pruebas que se realizaron se dividieron fundamentalmente en dos partes, la primera para el análisis del lavado local, es decir, con niveles de agua en el vaso altos, y la segunda para el estudio del lavado con abatimiento del nivel del agua. En ambas partes se probaron 3 tamaños de descarga, dos de sección cuadrada con diámetros hidráulicos de 5 y 10 cm, y una tercera de sección rectangular con diámetro hidráulico de 3.33 cm. En la Fig. IV.1 se muestra un esquema de la instalación experimental. La carga de agua máxima probada sobre la descarga de fondo fue de 58 cm y el rango de gastos probados fue de 1.5 a 24 l/s. La instalación se llenó uniformemente con sedimento hasta una altura que varió de 23 a 24 cm sobre la descarga, y el sedimento usado contaba con una densidad relativa de 2.7, ángulo de reposo sumergido de 35°, desviación estándar geométrica igual a 1.77, diámetro medio de 0.884 mm y diámetro 50 de 0.75 mm.

A continuación se resumen las conclusiones más importantes obtenidas del estudio del lavado local en la instalación experimental:

- El lavado hidráulico con los niveles de operación normales en el embalse se limita a la formación de un cráter o embudo alrededor de la descarga, cuyo tiempo de desarrollo es muy corto, limitándose a unos cuantos minutos en prototipo y a menos de un minuto en la instalación experimental.
- El ángulo de la pendiente en las laderas del cráter con la horizontal se aproxima al ángulo de reposo del material sumergido.
- La geometría del embudo de lavado es similar a la superficie de un medio cono truncado, con base y tapas semielípticas. El perímetro de la tapa del cono se aproxima a media circunferencia, mientras que la base (al nivel de la descarga) es semielíptica, con el semieje menor de la media elipse al frente de la descarga.
- En descargas con sección rectangular o cuadrada, el alcance del lavado (distancia hasta la cual el flujo es capaz de erosionar el sedimento al nivel de la descarga) frente a la descarga r_v , es aproximadamente igual que el alcance del lavado a los costados de ella r_x medido desde la pared de la descarga (Fig. IV.14).
- Las dimensiones del cráter dependen principalmente del tamaño de la descarga de fondo y, en menor medida, de la carga de agua en el vaso, es decir, que el alcance de lavado es más sensible a un incremento de las dimensiones de la descarga que de la altura del nivel del agua en el vaso.
- A partir de las experiencias en laboratorio se derivaron dos criterios para estimar el alcance del lavado hidráulico local en descargas con sección cuadrada. El primero se obtuvo al ajustar una curva a los valores experimentales (ec. 4.11) descritos en función de números adimensionales que variaron en el siguiente

rango: $177 < \frac{H_o}{(S_s - 1)d_m} < 361$. El segundo criterio se describe gráficamente en la Fig.

4.25, y fue derivado a partir de una modificación al criterio presentado por Scheuerlein (1993); los rangos experimentales variaron entre $6.9 < \frac{V}{(V_f)_c} < 9.7$, donde

el criterio de velocidad en el fondo crítica usado fue el de Carstens (1966, Tabla IV.4). Para rangos de valores mayores que los probados experimentalmente ambos criterios delimitan una franja de valores posibles.

- La geometría de la descarga tiene una influencia importante en las dimensiones del cráter. Se encontró que para las mismas condiciones hidráulicas, el alcance de lavado frente a la descarga con sección rectangular de relación largo entre alto igual a 2, es hasta tres veces menor que en las descargas con sección cuadrada, al menos en los rangos probados en laboratorio. Para el cálculo del alcance de lavado en descargas rectangulares se presentó una ecuación ajustada a los valores experimentales (ec. 4.12), y se derivó un criterio a partir del de Scheuerlein (1993) donde se calcula el radio de lavado en función del radio de lavado en una descarga con sección cuadrada (ecs. 4.34 y 5.35).
- La capacidad de almacenamiento recuperada en un vaso con el lavado local es mínima. Ésta puede calcularse con las ecuaciones (4.14) a (4.20) que describen el volumen del cráter desarrollado en función del radio de lavado al nivel de la descarga.

En cuanto al lavado con abatimiento del nivel de agua en el embalse, se pueden resumir los siguientes puntos de las experiencias en el laboratorio:

- Una vez concluida la primera fase del lavado hidráulico y desarrollado el cráter alrededor de la descarga, sólo es posible continuar con el lavado de sedimentos si el nivel del agua es abatido hasta una elevación muy cercana a la superficie del depósito de material. El nivel de abatimiento efectivo puede estimarse con la ec.(3.8) de Scheuerlein, aunque fue evidente que este nivel es tan bajo que necesariamente implica el vaciado del vaso.
- Al iniciarse el transporte de sedimentos, durante los primeros instantes el depósito de material se degrada rápidamente en las inmediaciones del cráter a través de un proceso de erosión regresiva. Después de la rápida degradación inicial el flujo excava progresivamente un canal de lavado, cuyo ancho, pendiente y tirante tienden a uniformizarse.
- El gasto sólido que pasa a través de la descarga de fondo durante la acción de lavado es una función del gasto de agua, el diámetro del material depositado, el ancho del canal desarrollado y de la pendiente de energía. Durante los primeros momentos del proceso el gasto sólido es muy alto, pero paulatinamente disminuye y tiende a uniformizarse.
- Una vez formado el canal de lavado la erosión de los depósitos se concentra en su interior, por lo que la acción de lavado sería más efectiva en embalses angostos con

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

respecto a la extensión lateral de las descargas, donde el ancho del canal abarque gran parte del embalse.

- Diversos autores proponen calcular el ancho del canal de lavado en función del gasto líquido con relaciones como las usadas en la teoría de régimen. Sin embargo, dicha teoría no considera el transporte de sedimentos, por lo que estrictamente no representa las condiciones reales en el lavado hidráulico, aunque puede servir como una primera aproximación al problema.
- Las aproximaciones teóricas encontradas en la literatura para calcular el gasto sólido evacuado aún presentan muchas limitaciones y deben usarse con reservas. Ya que en el proceso se encuentran involucradas diversas variables aleatorias, el desarrollo de un modelo general para simular el lavado hidráulico en embalses sería complejo. Al aplicar una aproximación teórica debe considerarse que de acuerdo con el patrón de depósito específico en el embalse, la eficiencia del lavado podría variar considerablemente. A su vez, debe tenerse en cuenta que algunos de estos modelos no consideran que al inicio del proceso puede ocurrir una amplia erosión general en las inmediaciones de la descarga, mientras que estos modelos se limitan a considerar la erosión en el canal excavado.
- Al aplicar a los datos experimentales las ecuaciones encontradas en la literatura para el cálculo del gasto sólido se encontró que la determinación de los coeficientes que intervienen en ellas, y que son función de las características del sedimento, son fundamentales para obtener resultados aproximados. En ese sentido la aplicación de la metodología de Maza-Cruickshank es útil por contarse con referencias para los coeficientes en la literatura.
- Los resultados para el gasto sólido obtenidos experimentalmente son aproximados, pues no fue posible realizar mediciones puntuales con respecto al tiempo y se consideró un gasto sólido uniforme durante todo el proceso, lo cual en realidad no ocurre así.

TIPO CON
FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES

La sedimentación es un proceso que afecta la operación de los embalses al reducir su capacidad de almacenamiento, en algunos casos hasta incluso inhabilitarlos por completo. Aunque el azolve es considerado desde la etapa de diseño a través de un volumen muerto, dicho diseño es válido únicamente para cierto periodo de tiempo que cubre la vida útil de la presa, pues de cualquier forma, si no se aplican medidas de control o desazolve, el vaso se llenará de sedimento en algún momento.

Ya que la construcción de nuevas presas es costosa, la rehabilitación y conservación de los embalses existentes es una alternativa que deberá ser considerada con mayor frecuencia. Existen diferentes medidas para el control del azolve en vasos o la rehabilitación de los ya azolvados, entre ellas, el lavado hidráulico es una solución atractiva ya que no requiere del uso de energía externa, sin embargo, su aplicación exitosa implica el vaciado del embalse y sólo es efectiva en ciertas condiciones particulares que no en todos los embalses pueden cumplirse.

A través del lavado hidráulico se remueve sedimento del embalse por medio del flujo de agua que se genera por la apertura de la descarga de fondo. En este trabajo los procesos de lavado se clasifican en dos categorías: lavado local o con altos niveles de agua en el vaso y lavado con abatimiento del nivel de agua. El último es más efectivo para la remoción de sedimento a gran escala en el vaso, mientras que el primero se limita a la formación de un cráter en el área inmediata a la descarga. A pesar de que el lavado local es poco efectivo en la recuperación de capacidad de almacenamiento en el embalse, reduce la concentración de sedimento alrededor de las obras de toma para proteger las estructuras hidráulicas y las turbinas en el cuarto de máquinas si éstas se encuentran dentro del área del cráter.

Al estudiar en una instalación experimental los procesos de lavado, se encontró que las aproximaciones que aparecen en la literatura para describir su alcance, tanto con niveles de agua altos como con abatimiento del espejo de agua, presentan aun gran incertidumbre para su aplicación. Experimentalmente se registró el alcance del lavado en descargas cuadradas y rectangulares para diferentes niveles de agua en el vaso, y se ajustó una curva a los resultados en función de números adimensionales que representan las características del sedimento, el nivel de agua en el vaso y las dimensiones del cráter y la descarga. La extrapolación de la ecuación ajustada a los datos experimentales, para estimar las dimensiones del cráter de lavado desarrollado entorno a la descarga de fondo de sección cuadrada durante el lavado local, demostró que otros criterios son demasiado optimistas en cuanto al alcance de la erosión frente a

la descarga. De igual forma, a partir de los datos de laboratorio se modificó el criterio de Scheuerlein para la estimación del lavado local y se presentó gráficamente. La ecuación ajustada y el criterio de Scheuerlein modificado a partir de los datos experimentales pueden usarse para estimar las dimensiones del cráter y diseñar la posición de obras de toma.

El lavado hidráulico con abatimiento del nivel de agua en el embalse es efectivo en la remoción de sedimento en una amplia extensión del vaso, sin embargo, es necesario que el embalse se vacíe para que la corriente produzca suficiente fuerza tractiva para erosionar el material. A su vez, aunque al inicio del transporte de sedimentos la erosión es general en torno a la descarga, paulatinamente ésta se limita al interior del canal de lavado, cuya anchura es función del gasto de lavado. Al probar con los resultados experimentales la ecuación de la Universidad Tsinghua en China, para estimar el gasto sólido de lavado como una función de las condiciones hidráulicas en el canal desarrollado, se encontró un buen ajuste, aunque fue evidente que para usar esta ecuación se presenta la dificultad de calibrar adecuadamente el valor del coeficiente de erodibilidad involucrado en ella para las condiciones particulares del embalse estudiado. La aplicación de la metodología de Maza-Cruickshank mostró también buena correlación con los resultados experimentales, con la ventaja de que los coeficientes en función de las características del sedimento pueden encontrarse en la literatura.

Dentro de las líneas futuras de estudio se encuentra el análisis del alcance del lavado local para diferentes geometrías de la sección de la descarga, así como la aplicación del flujo potencial para determinar analíticamente el campo de velocidades en torno a la descarga. Para el lavado con abatimiento del nivel del agua es necesaria mayor investigación para contar con un mejor entendimiento del proceso, y poder reconocer así aquéllos embalses donde la medida puede ser aplicada exitosamente. A su vez, un mejor entendimiento del proceso permitiría conocer las condiciones óptimas de extracción de sedimento, la mejor época del año para realizar el lavado en función de los hidrogramas de entrada, así como el gasto de lavado óptimo para poder diseñar la descarga de fondo para lavar sedimento periódicamente. Para la simulación del lavado en embalses es necesario probar otras metodologías como la propuesta por Maza-Cruickshank para analizar la evolución del lavado con el transporte de sedimentos y las condiciones hidráulicas. Asimismo, es necesaria mayor investigación para analizar los efectos secundarios producidos por el lavado hidráulico y la manera en que éstos pueden ser minimizados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

REFERENCIAS

- (1) Annandale, G.W., (2001), **"Reservoir Conservation and Sediment Management"**, Water Week 2001, World Bank
- (2) Atkinson, E., (1996), **"The Feasibility of Flushing Sediment from Reservoirs"**, Report OD 137, HR Wallingford, November
- (3) Domínguez Esquivel, J.Y., y Escalante Sandoval, C., (2002), **"Proceso condicional Lluvia-Producción de Sedimento-Producción Pico de Sedimento"**, XVII Congreso Nacional de Hidráulica, Monterrey, N.L., México
- (4) Echávez Aldape, G., Franco, V., Arrijo Juárez, R., y Salgado de la Sancha, M., (2002), **"Diseño de Diques para Estabilizar Corrientes de Alta Montaña"**, XVII Congreso Nacional de Hidráulica, Monterrey, N.L., México
- (5) Echávez Aldape, G., (1996), **"Introducción a los Modelos Hidráulicos de Fondo Fijo y a la Ingeniería Experimental"**, UNAM, CONACYT, AMH, México
- (6) García Flores, M., y Maza Álvarez, J.A., (1998), **"Origen y Propiedades de los Sedimentos"**, Pub. 601, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- (7) García Flores, M., y Maza Álvarez, J.A., (1997), **"Inicio de Movimiento y Acorazamiento"**, Pub. 592, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- (8) Gracia Sánchez, J., (1997), **"Sedimentación en Embalses"**, Pub. 588, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- (9) International Commission for Large Dams (Comisión Internacional de Grandes Presas), (1989), **"Sedimentation Control of Reservoirs"**, Guidelines, Bulletin 67, Paris
- (10) IEA, Implementing Agreement for Hydropower Technologies and Programmes, (2001), **"Best Practices and Success Stories in Hydropower"**, en: <http://www.ieahydro.org/>
- (11) Kwok, L.S., (1989), **"The Surface Area of an Ellipsoide Revisited"**, carta al editor, Journal o. Theor. Biol. 139, 573-574
- (12) Lai J.S. y Shen, H.W., (1996), **"Flushing Sediments Through Reservoirs"**, Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 24, No. 2

- (13) Leithold, L., (1987), **"El Cálculo con Geometría Analítica"**, 5ª Edición, Ed. Harla, México
- (14) Maza Álvarez, J.A., y García Flores, M., (1996), **"Estabilidad de Cauces"**, Pub. 582, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- (15) Milne-Thomson, L.M., (1938), **"Theoretical Hydrodynamics"**, Mac Millan and Co., London
- (16) Muñoz Vázquez, R.H., y Hernández Vélez, R., (1990), **"Medición de Azolves en la Presa Ing. Benjamín Ortega Cantero"**, 11º Congreso Nacional de Hidráulica, AMH, Zacatecas, México
- (17) Pozrikidis, C., (1998), **"Numerical Computation in Science and Engineering"**, Oxford University Press
- (18) Scheuerlein, H., (1993), **"Estimation of Flushing Efficiency in Silted Reservoirs"**, Advances in Hydro-Science and Engineering, Washington, D.C., 7-11.6.1993, Vol. I, University of Mississippi
- (19) Scheuerlein, H., (1987), **"Sedimentation of Reservoirs – Methods of Prevention, Techniques of Rehabilitation"**, First Iranian Symposium on Dam Engineering, Teheran, Iran
- (20) Shen, H.W., (1999), **"Flushing Sediment through Reservoirs"**, Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 37, No. 6
- (21) Shen, H.W., Lai, J.S., y Zhao, D., (1993), **"Hydraulic Desiltation for Noncohesive Sediment"**, Hydraulic Engineerin '93, ASCE, 119-124
- (22) White, W.R., (2001), **"Evacuation of Sediments from Reservoirs"**, HR Wallingford, Inglaterra

ESTE CON
FALLA DE ORIGEN

FOTOS



Foto 1. Instalación experimental

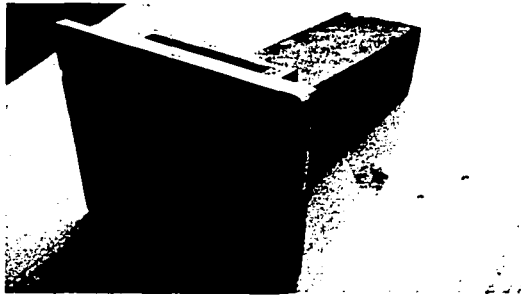


Foto 2. Descarga de fondo usada en el modelo



Foto 3. Parte frontal de la descarga de fondo

CON
FALLA DE ORIGEN

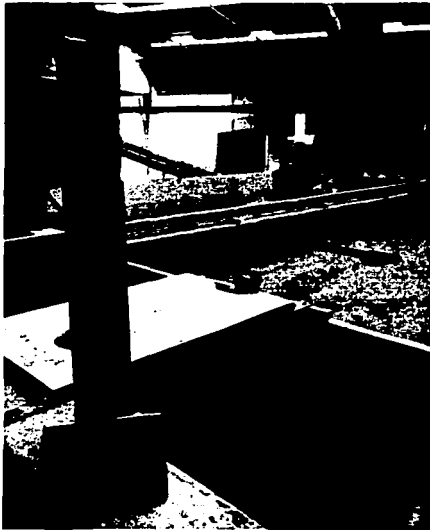


Foto 4. Descarga de fondo y sistema de control

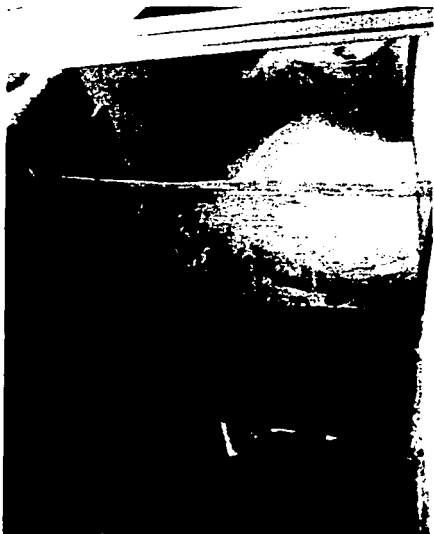


Foto 6. Tanque de sedimentación y malla para retener el sedimento

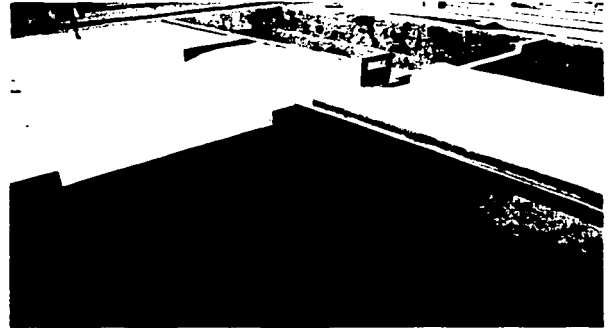


Foto 5. Descarga de fondo de mayor dimensión para las pruebas

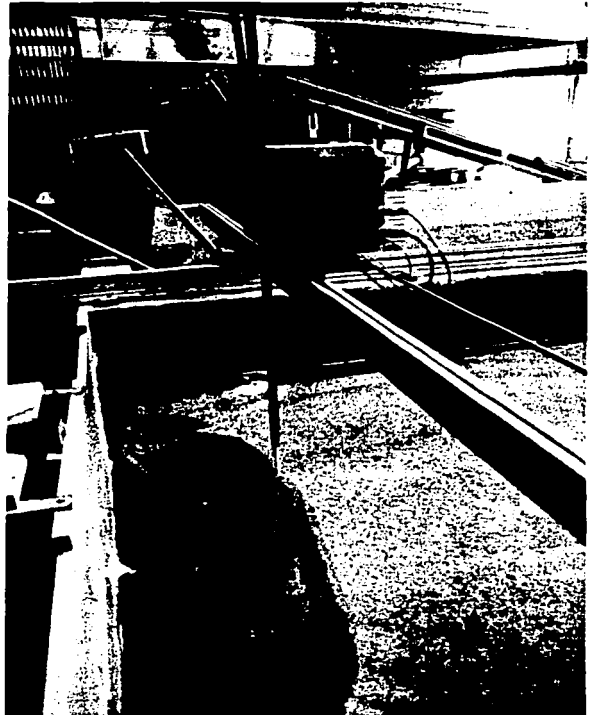


Foto 7. Dispositivo para la medición de los perfiles



Foto 8. Diferentes aspectos de las pruebas con abatimiento del nivel del agua en el embalse

TRINCHERA
FALLA DE ORIGEN