

53
29



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**COMPARACION DE METODOS EMPIRICOS Y
METODOS ANALITICOS PARA DETERMINAR
LA DISTRIBUCION DEL SEDIMENTO EN
EMBALSES**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

LICENCIADO EN INGENIERIA

**P R E S E N T A :
CIVIL**

EDGAR GERARDO GARCES FIERROS

MEXICO, D. F.

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	PAG.
1. INTRODUCCION	1
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
3. METODOS EMPIRICOS Y ANALITICOS	5
3.1. Aporte de sedimento	5
3.2. Eficiencia de atrape	22
3.3. Distribución del sedimento	33
3.4. Delta	48
3.5. Corrientes de densidad	52
3.6. Consolidación	60
3.7. Soluciones del problema de sedimentación	63
3.8. Análisis económico	65
4. EMPLEO COMBINADO DE METODOS EMPIRICOS Y ANALITICOS	68
5. APLICACIONES	73
5.1. Datos generales	73
5.2. Aporte de sedimento	76
5.3. Eficiencia de atrape	80
5.4. Análisis del material sólido	83
5.5. Distribución del sedimento en el embalse	83
5.6. Delta	97
5.7. Corrientes de densidad	99
5.8. Consolidación	104
5.9. Análisis económico	106
5.10. Comentarios	110
6. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS	112
Referencias	115

1. INTRODUCCION

En nuestro país, las lluvias presentan grandes variaciones estacionales y en algunos sitios hasta incertidumbre en su ocurrencia, debido a ésto, ha sido necesario almacenar agua durante la época de lluvias, en embalses, para utilizarla en la época de estiaje.

Desafortunadamente, los ríos y arroyos no transportan sólomente agua, sino que también transportan sedimentos, es decir, materiales que han sido erosionados aguas arriba en su cuenca o en su propio cauce, debido a lo cual, al interponer una barrera (cortina) en un río y formar un embalse, dichos sedimentos serán depositados en su fondo, lo cual trae como consecuencia una pérdida en la capacidad de almacenamiento de agua.

En general todos los embalses presentan el problema de la pérdida de capacidad, debido al depósito de sedimentos, atacar este problema no es fácil y las medidas existentes son costosas y/o reductibles a largo plazo, como pueden ser; construir obras de protección en la cuenca, reforestar, dragar, etc., por lo cual en ocasiones resulta mas conveniente construir un nuevo almacenamiento que tratar de recuperar el ya existente, aunque cabe destacar que en la actualidad los sitios mas adecuados para localizar embalses ya han sido utilizados por lo cual en el futuro tal vez sea más conveniente -- desarrollar métodos para salvar los embalses ya existentes.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La sedimentación en embalses, de una manera general, se puede decir sigue el siguiente mecanismo: al entrar la corriente al embalse, el material grueso se deposita según la disminución de la velocidad del agua, que es causada por la ampliación de la sección transversal y el incremento del tirante, formando en la cola del vaso una acumulación del sedimento grueso denominado delta. El sedimento mas fino penetrará en el vaso formando lo que se denomina corriente de densidad, la cual puede viajar por la superficie, la parte intermedia o por el fondo del embalse. Existen casos en los que dicha corriente de densidad no llega a formarse y se produce en todo el vaso o en gran parte del mismo una turbidez que avanzará según la dinámica del embalse (fig. 2.1). Ahora bien tanto las corrientes de densidad como la turbidez tienen dos opciones, una detenerse y depositarse en el fondo del embalse y la otra salir por alguna obra de desfogue.

Los trabajos realizados hasta la fecha para analizar el problema de sedimentación, pueden dividirse en dos grandes grupos; uno de trabajos empíricos basados en mediciones de campo y el segundo de trabajos analíticos que tratan de tomar en cuenta todos los factores que intervienen en el fenómeno a fin de proponer teorías y modelos físicos ó matemáticos para representar dicho fenómeno.

Estos dos grupos por lo general han actuado por separado, lo cual hace pensar que existe una diferencia entre lo que es la teoría y la práctica, lo cual no debe continuar, ya que ambos deben de estar estrechamente relacionados, para intentar obtener soluciones más adecuadas, y es precisamente el objetivo principal de este trabajo el tratar de conjuntar tanto los métodos empíricos como los analíticos y de esta manera proponer una metodología general

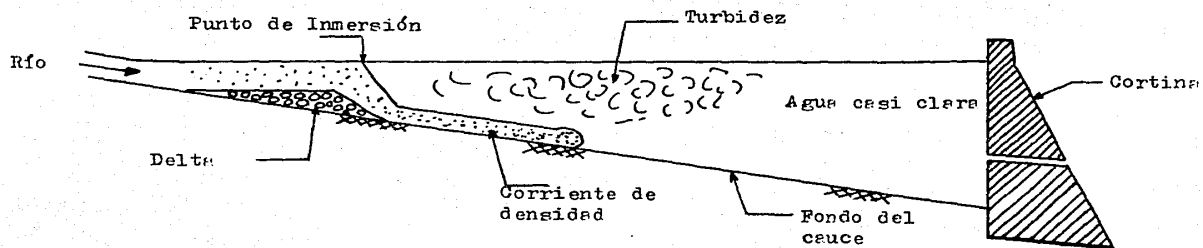


FIG. 2.1 Mecanismo de la Sedimentación
en Embalses

que permita el análisis técnico del problema de sedimentación en embalses.

También en el presente trabajo se tratará de sentar las bases, -- para el estudio económico, de las diferentes alternativas que se tienen para aliviar el problema de sedimentación, que es consecuencia de otro no menos grave y que es el de la erosión de los -- suelos.

3. METODOS EMPIRICOS Y ANALITICOS

3.1 Aporte de sedimentos

El aporte de sedimentos que tendrá un embalse es un dato indispensable en el estudio de sedimentación, pero por desgracia es quizá el principal problema, ya que su cuantificación es sumamente complicada debido a que es un fenómeno donde están involucrados una infinidad de factores que en ocasiones son muy difíciles de valorar. En la actualidad se cuenta con una gran variedad de métodos e criterios para cuantificar el aporte de sedimentos, pero no se ha encontrado uno general que pueda ser aplicado a cualquier tipo de cuenca.

Entre los métodos e criterios existentes se pueden mencionar los siguientes:

- Métodos Empíricos. Estos son obtenidos de observaciones hechas en campo y sus resultados son extrapolados a embalses con características semejantes, lo cual puede conducir a errores graves.
- Cuantificación del aporte de sedimentos a partir de la Erosión Total (ref. 19).
- Cuantificación del aporte de sedimentos, en base a la estimación del transporte de materiales sólidos (ref. 6).
- Método Estocástico (ref. 18).
- La Fórmula Universal de Pérdida de suelo (FUPS) (ref. 1).

De los criterios existentes el que parece ser más prometedor es el de la fórmula universal de pérdida de suelo, debido a lo cual se continuará describiendo, en forma resumida sin ahondar en detalles, por lo cual se recomienda al lector interesado en profundizar en el tema consultar las referencias citadas.

La FUPS es un modelo de erosión, diseñado para predecir las pérdidas de suelo promedio y a largo plazo, de un área específica.

La ecuación presentada por Wischmeier y Smith, es la culminación de un número importante de experiencias en parcelas, dicha fórmula marca definitivamente un paso hacia adelante, después de más de diez años, en que apareció uno de los primeros intentos para cuantificar los factores que influyen en la erosión hídrica.

La FUPS es:

$$E = a R K L S C P$$

donde:

E= pérdida de suelo estimada por unidad de área, expresada en las mismas unidades seleccionadas para K y para el período adoptado en R. Usualmente E se calcula en Ton./ Km²/ año pero otras unidades pueden ser utilizadas.

a= coeficiente de conversión del sistema inglés (Ton./ acre / año) a métrico (Ton./ Km²/ año), en este caso igual a 224.2 y por lo tanto los términos de la FUPS serán empleados en su forma original, como fueron definidos por sus autores.

R= factor de potencial erosivo de la lluvia y el escurrimiento.

K= factor de erosionabilidad del suelo.

LS= factor topográfico que esta en función de la longitud y pendiente del área en estudio.

C= factor de cultivo y cobertura vegetal.

P= factor de prácticas de conservación.

A continuación se presentan algunos métodos para valuar los parámetros que intervienen en la FUPS.

3.1.1. Para valuar R existen diversos métodos, debido a que es el factor que mayor dificultad presenta en su evaluación, sin que ninguna en particular sea aceptada universalmente.

Uno de los procedimientos existentes es el desarrollado por W. H. Wischmeier y D.D. Smith en base al índice de erosión de la lluvia (EI).

La relación encontrada entre el parámetro EI de la tormenta y la pérdida de suelo es lineal y sus valores son directamente acumulables. En resumen, la suma de los valores EI de las tormentas ocurridas en un período dado es una medida numérica del potencial erosivo de la lluvia (R) en ese lapso. El valor medio anual EI de un determinado sitio es el llamado índice de erosión de la lluvia en tal localidad. En dicho índice, la energía cinética E de la tormenta da idea de los volúmenes de lluvia y escurrimiento, sin embargo, una leve tormenta de larga duración podrá tener igual valor de dicha energía (E), como una tormenta intensa pero breve. La erosión por impacto de las gotas de lluvia se incrementa con la intensidad, y por ejemplo, I_{30} (intensidad máxima en 30 minutos) será un indicador de la prolongación del proceso de disgregación por lluvia y escurrimiento.

La energía cinética E de la tormenta es una función de la cantidad de lluvia y de todas las intensidades que componen tal aguacere. Wischmeier y Smith en 1958 encontraron la siguiente relación:

$$E = 121.3 + 89.0 \log I$$

donde:

E = energía cinética del incremento de la tormenta, en Ton-m por hectárea y centímetro de lluvia.

I = intensidad de lluvia en el intervalo, en mm / hr.

Para la aplicación de este criterio es necesario contar con registros pluviográficos y entonces cada tormenta del período de estudio (comúnmente un año), es dividida en sucesivos incrementos de tiempo de intensidad uniforme, construyéndose una tabulación para calcular la energía cinética total de cada tormenta analizada, como la forma mostrada en la figura 3.1 .

La suma de la columna 8, es decir, el valor calculado de la energía cinética E para la tormenta, se divide entre 100 y se multiplica por la intensidad máxima del aguacero en 30 minutos, este valor corresponde al índice de erosividad (EI) en unidades métricas, - para una tormenta.

Por último la suma de todos los valores EI calculados para cada tormenta en el período de análisis (un año) es la magnitud buscada de R para tal período.

Notas del procedimiento.

- 1.- Cuando la duración de la tormenta es menor de 30 minutos I_{30} es igual al doble de la cantidad de lluvia ocurrida.
- 2.- Las tormentas con lluvias acumuladas menores a 12.7 mm y separadas de otros períodos lluviosos más de 6 horas serán omitidas del cálculo, a menos que se presenten 6.35 mm precipitadas en 15 minutos, esto equivale a una intensidad mínima de 25.4 mm/hr .
- 3.- El valor del factor R calculado anteriormente corresponde a unidades métricas, para adecuarlo a las unidades inglesas, que es como se planteó su uso, se debe dividir entre 1.735 y entonces, R estará en Ton-ft por acre y pulgada de lluvia.
- 4.- Cuando el escurrimiento por riego, fusión de nieve o deshielos significativo, un factor R_s debe ser adicionado al valor R-

previamente calculado. El cálculo de este factor R_s se encuentra en la referencia i .

Otro método para calcular el factor R, es el de la fórmula propuesta por Campos A., (ref. b), la cual ha dado buenos resultados.

Dicha fórmula es:

$$R = 0.0073 (P_6)^{2.229}$$

donde:

R = factor de erosividad de la lluvia, en unidades inglesas.

P_6 = precipitación máxima de duración 6 hrs. y período de retorno de 10 años, en milímetros.

Existen otros métodos para valorar el factor R como los de J. A. Meza (ref. 10), Sánchez B. (ref. 17), M.R. Evans y G. Kalkanis (ref.4), etc. .

3.1.2. El siguiente factor es el de erosionabilidad del suelo (K), que es la pérdida de suelo por unidad del índice de erosión por lluvia, para un suelo específico y medida en una parcela unitaria la cual fue definida de longitud 72.6 ft. y pendiente del 9%, continuamente en barbecho y libre de labranza.

Para valorar este factor se pueden utilizar los nomogramas (figs. 3.2 y 3.3) que se presentan a continuación. Para el uso de dichos nomogramas será necesario conocer; la granulometría del material, la cantidad de materia orgánica que contiene, la estructura que posee y la permeabilidad.

3.1.3 El factor topográfico (LS) se puede estimar con la ayuda de

la fig. 3.4 , y es la relación de la pérdida de suelo de un terreno de cierta longitud y pendiente entre el correspondiente a la -- parcela unitaria, bajo idénticas condiciones, adimensional.

3.1.4. El factor C, es la relación de la pérdida de suelo de un área con cobertura y manejo específicos, a la correspondiente a un área idéntica en barbecho continuo, adimensional. Para valorarlo -- se pueden utilizar las figs. 3.5, 3.6 y 3.7 que corresponden a cada tipo de cobertura.

3.1.5. Por último el factor (P) es el cociente de la pérdida de -- suelo con prácticas de control (contorno, cultivo en fajas, terrazas), entre aquella correspondiente a surcos en el sentido de la -- pendiente, adimensional. Para cuantificar este factor se puede utilizar la fig. 3.8 , y en el caso de que el área en estudio no cuente con prácticas para controlar la erosión, el factor P será igual a la unidad.

3.1.6. Del material erosionado sólo una parte es transportado hasta el punto de estudio, por lo cual es necesario un factor correctivo para relacionar el material erosionado con el transportado, -- este factor será llamado coeficiente de entrega de sedimentos (CES) o coeficiente de aportación de sedimentos (CAS).

Para obtener este coeficiente de entrega se pueden utilizar una de las diferentes fórmulas o gráficas empíricas que se han desarrollado como por ejemplo; la primera, segunda y tercera gráficas del U. S.D.A. que son sumamente fáciles de emplear y que sólo requieren -- del área de la cuenca y del coeficiente de relieve. Dichas gráficas se presentan en las figs. 3.9 , 3.10 y 3.11 siendo la primera -- utilizada cuando el material erosionado es de textura fina o mediana y la segunda y tercera cuando el material erosionado es de tex-

NOMOGRAMA PARA LA EVALUACION DEL FACTOR DE EROSIONABILIDAD DEL SUELO K

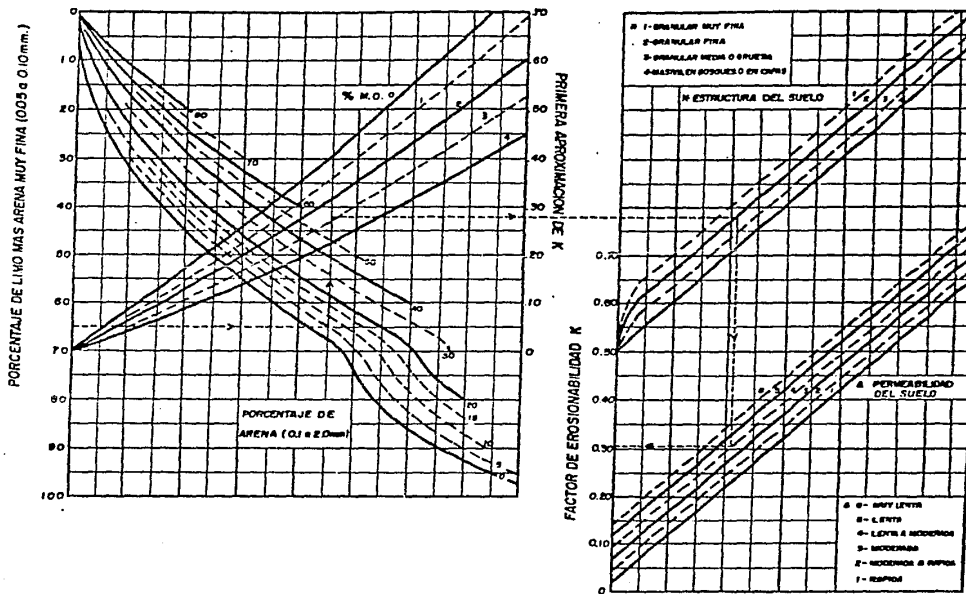
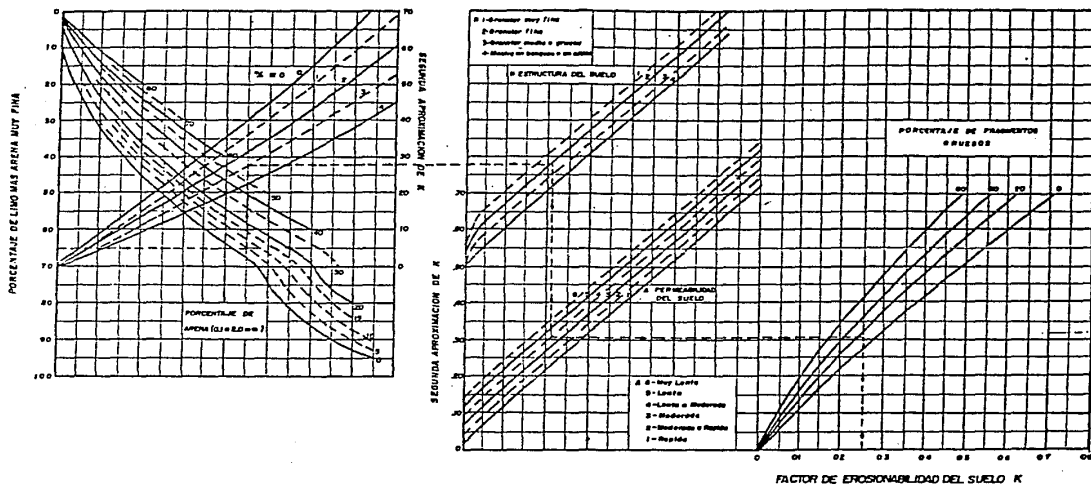


Fig. 3.2

NOMOGRAMA PARA LA EVALUACION DEL FACTOR DE EROSIONABILIDAD DEL SUELO K



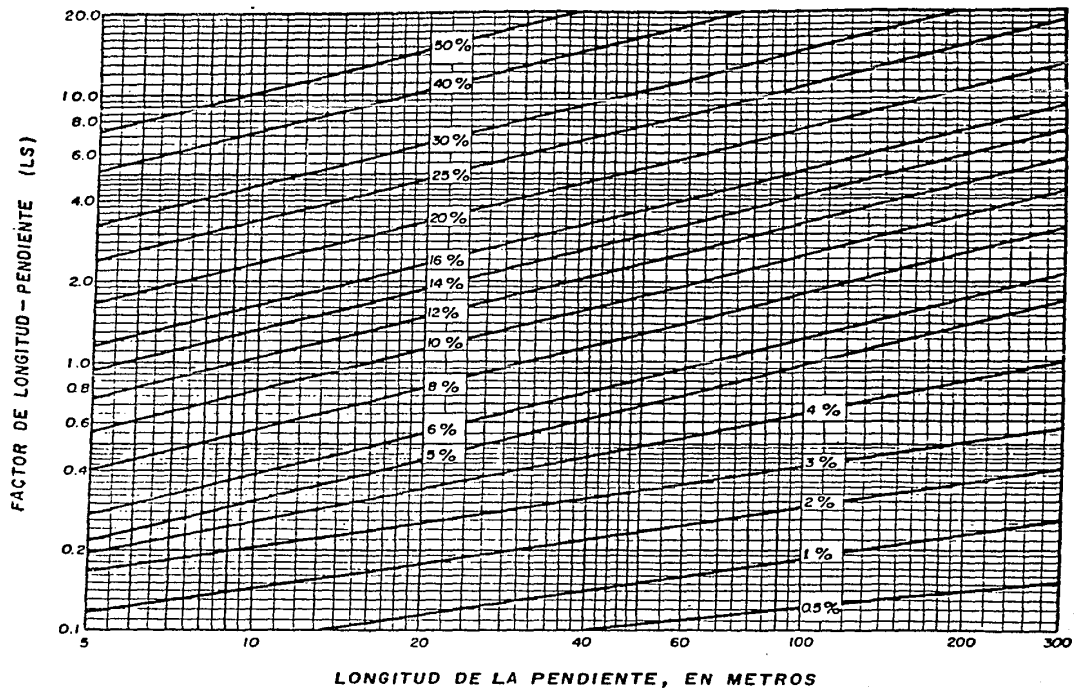


FIG. 3-4

FIG. 3.5

VALORES DEL FACTOR C PARA BOSQUES

COBERTURA DE ARBOLES (1)	CUBIERTA FORESTAL (2)	VEGETACION INFERIOR (3)	FACTOR C
(% del área)	(% del área)		
1a. 100 - 75	100 - 90	CONTROLADA (4)	0.001
		SIN CONTROL (4)	0.003 + 0.011
2a. 70 - 40	85 - 75	CONTROLADA	0.002 + 0.004
		SIN CONTROL	0.01 + 0.02
3a. 35 - 20	70 - 40	CONTROLADA	0.005 + 0.009
		SIN CONTROL	0.02 + 0.03 (5)

- (1) Cuando la cobertura de árboles es menor del 20%, el área debe ser considerada como pastizal o terreno de cultivo para estimar la pérdida de suelo (ver TABLA 1.4).
- (2) Se considera cobertura forestal la última capa de 5.08 cm. de espesor sobre el porcentaje de área cubierta.
- (3) Vegetación inferior es definida como arbustos, hierbas, pastos, etc., en el área del terreno no protegida por la cobertura forestal.
- (4) Se entiende por vegetación inferior "controlada", cuando el pastoreo y los incendios son controlados y "sin control", las áreas sometidas a excesivo pastoreo o sujetas a repetidos incendios o quemas.
- (5) Para bosques sin control con cobertura de paja menor del 75%, los valores de C deben ser obtenidos considerando el 70% de los valores apropiados de la TABLA 1.4.

El valor de 0.70 es un factor de ajuste para considerar que los suelos del bosque tienen más altos contenidos de materia orgánica.

FIG. 3.6

VALORES DE C PARA PASTIZALES Y TERRENOS EN DESCANSO Y FORESTALES¹

COBERTURA VEGETAL		COBERTURA DEL TERRENO						
TIPO Y ALTURA ^a	% DE COBERTURA ^b	TIPO ^c	PORCENTAJE DE COBERTURA					
			0	20	40	60	80	95-100
(A) Ninguna		S	0.45	0.20	0.10	0.042	0.012	0.003
		W	0.45	0.24	0.15	0.091	0.045	0.011
(B) Hierba o Maleza corfa (0.5m)	25	S	0.36	0.17	0.09	0.038	0.013	0.003
		W	0.36	0.20	0.13	0.063	0.041	0.011
	50	S	0.26	0.13	0.07	0.035	0.012	0.003
		W	0.26	0.16	0.11	0.076	0.039	0.011
	75	S	0.17	0.10	0.06	0.032	0.011	0.003
		W	0.17	0.12	0.09	0.068	0.036	0.011
(C) Maleza o Arbustos (2m.)	25	S	0.40	0.18	0.09	0.040	0.013	0.003
		W	0.40	0.22	0.14	0.067	0.042	0.011
	50	S	0.34	0.18	0.08	0.038	0.012	0.003
		W	0.34	0.19	0.13	0.062	0.041	0.011
	75	S	0.26	0.14	0.08	0.036	0.012	0.003
		W	0.26	0.17	0.12	0.078	0.040	0.011
(D) Arboles (no arbustos pequeños) (4m.)	25	S	0.42	0.19	0.10	0.041	0.013	0.003
		W	0.42	0.23	0.14	0.069	0.042	0.011
	50	S	0.39	0.18	0.09	0.040	0.013	0.003
		W	0.39	0.21	0.14	0.067	0.042	0.011
	75	S	0.36	0.17	0.09	0.039	0.013	0.003
		W	0.36	0.20	0.15	0.064	0.041	0.011

1. Todos los valores mostrados consideran: a) distribución aleatoria de cobertura o vegetación y b) cobertura vegetal de altura apreciable donde existe. Los terrenos en descanso se refieren a áreas con suelos no alterados por un período precedente de 3 años consecutivos.
 2. Altura de caída promedio de las gotas de lluvia desde la vegetación a la superficie del suelo: m = metros.
 3. Proporción del área total a el área que es ocultada por la vegetación en una proyección vertical (en forma aproximada).
 4. G: cobertura de la superficie por pasto, plantas semejantes al pasto, residuos descompuestos compactados, o suelo cubierto con paja como mínimo en 5.08 cm. de espesor.
- W: la cobertura en la superficie está constituida principalmente por plantas herbáceas, tales como plantas con reducida red de raíces lateral cerca de la superficie y/o residuos no deteriorados.

FIG. 3.7

VALORES DEL FACTOR C PARA AREAS DE CULTIVO

SECUENCIA DEL CULTIVO	RENDIMIENTO DEL CULTIVO		ETAPA DEL CULTIVO				
	PRADERA (Ton.) ¹	GRANO (bu) ²	F (%)	1 (%)	2 (%)	M (%)	4 (%)
1 ^o Año de maíz después de pradera, RdL	2	60	15	30	27	15	22
2 ^o Año de maíz después de pradera, RdL	3	70	32	51	41	22	26
2 ^o Año de maíz después de pradera, RdR	3	70	60	65	51	24	65
3 ^o o más años de maíz, RdL	—	70	36	63	50	26	30
Pequeños granos con pradera y con residuos del cultivo anterior en la superficie :							
1 ^o Año de maíz después de pradera	2	60	—	30	18	3	2
2 ^o Año de maíz después de pradera	2	60	—	40	24	5	3
Pequeños granos después del 1 ^o año de maíz y residuos removidos.	2	—	—	50	40	5	3
Establecimiento de pasto y prado de legumbres.	3	—	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4

Ton. Inglesas = 2,000 lbs = 907 Kg.

bu = Peso seco / acre

bu = 4 peck = 35.24 litros

F = Barbecho

1 = Primer mes después de la siembra

2 = 2^o

M = Madurez del cultivo o cosecha

4 = Residuo o rastrojo

RdR = Residuos removidos

RdL = Residuos dejados en el terreno

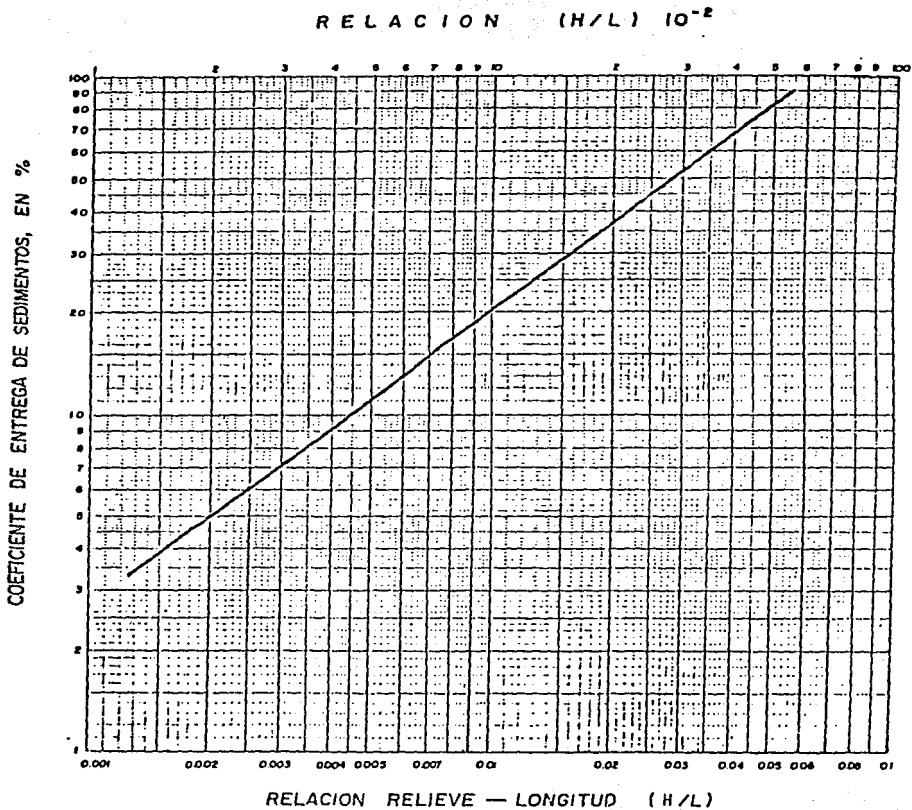
tura mediana a gruesa.

Otros criterios para la obtención de este coeficiente son, los propuestos por el Committee on sedimentation of the hydraulics division en A.S.C.E. (ref 21) e las fórmulas deducidas en la cuenca de Mule Creek, U.S.A. en el suroeste de Iowa (ref. 14).

FIG. 3.8 Factor (P) de la fórmula universal de pérdida de suelo (FUPS)

PENDIENTE DEL TERRENO (%)	CULTIVO A NIVEL	CULTIVO EN FAJAS DE CONTORNO	TERRAZAS	
			CON CAUCES HERBOSOS COMO DESAGUES	CON DESAGUES SUBTERRANEOS
1 a 2	0.60	0.30	0.12	0.05
3 a 8	0.50	0.25	0.10	0.05
9 a 12	0.60	0.30	0.12	0.05
13 a 16	0.70	0.35	0.14	0.05
17 a 20	0.80	0.40	0.16	0.06
21 a 25	0.90	0.45	0.18	0.06

FIG. 3.9



CURVA DEL COEFICIENTE DE ENTREGA DE SEDIMENTOS, PARA
SUELOS DE TEXTURA FINA

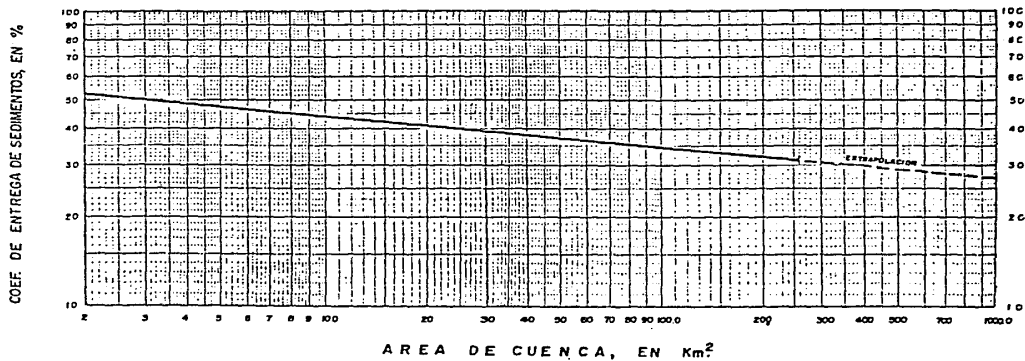


FIG. 3.10

**CURVA DEL COEFICIENTE DE ENTREGA DE SEDIMENTOS, PARA
SUELOS DE TEXTURA GRUESA**

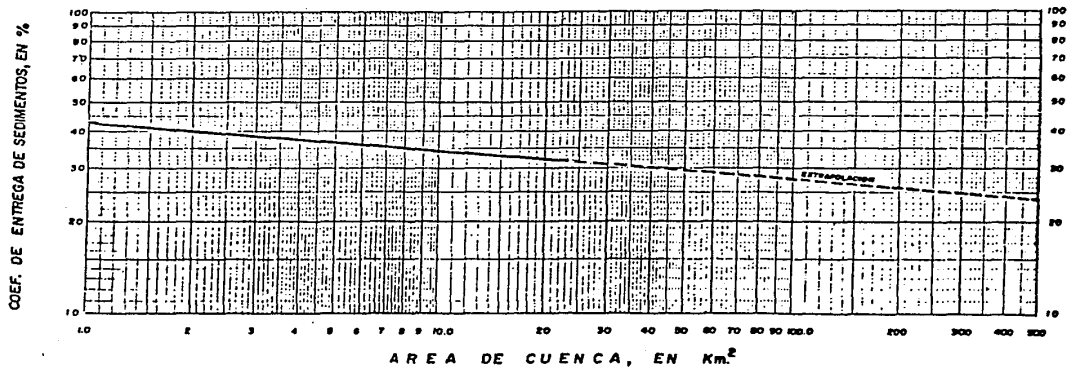


FIG. 3.11

3.2 Eficiencia de atrape

La eficiencia de retención de sedimentos de un embalse, esta dada por el cociente entre la cantidad de sedimentos depositados y la cantidad total de sedimentos que llega al embalse.

La eficiencia de atrape está sujeta a los siguientes factores:

- Características del sedimento.- Entre las que podemos citar; La velocidad de caída de las partículas, su forma y su viscosidad.
- Tiempo de permanencia del escurrimiento en el embalse.- Este factor depende de los escurrimientos, la capacidad y magnitud de las extracciones del embalse, así como de la función que tenga la presa.
- Tipo de obra de toma.- A este respecto, el tamaño y la posición de las obras de toma, tienen influencia sobre el gasto de agua y sedimento descargado, por lo cual se puede decir que si se tienen obras profundas esto podría indicar que habría una mayor salida de los sedimentos, ya que las mas altas concentraciones de materiales se encuentran en el fondo de los embalses.
- Otros.- Entre otros factores que influyen en la eficiencia de atrape podemos mencionar; la forma y antigüedad del embalse, la política de operación del vaso, etc. .

Para estimar la eficiencia de retención se han desarrollado algunos métodos de tipo empírico, basados en mediciones hechas en un gran número de embalses, entre los cuales se destacan los siguientes:

3.2.1. Criterio de G. M. Brune y R. E. Allen

Este criterio fué desarrollado en 1941, el cual se sintetiza en la figura 3.12 .

3.2.2. Criterio de C. B. Brown

Este método fue desarrollado en 1943 . Consta de una curva que se presente en la figura 3.13 y que fue obtenida en base a la fórmula:

$$ER = 100 \left(1 - \frac{1}{1 + K \cdot 2.1 \times 10^3 (C / A)} \right)$$

donde:

C = capacidad total del embalse , en Hm^3 .

A = área de la cuenca en Km^2 .

K = coeficiente numérico, con los siguientes valores;

0.046 para la curva envolvente inferior

1.00 para la curva envolvente superior y

0.10 para la curva de diseño.

La separación entre las curvas envolventes, es debida al efecto preponderante de alguno o algunos de los otros factores que influyen en la eficiencia de retención, pues como el término C/A es constante, teóricamente dos embalses con igual valor de C/A deberán de tener la misma eficiencia de retención, lo cual no necesariamente sucede.

La curva envolvente superior se recomienda para embalses con alguna de las siguientes características:

- Localizado en regiones con escurrimiento reducido y variable.
- De longitud y forma tal que incremente el tiempo de permanencia del escurrimiento.
- Cuando el transporte de material sólido es primordialmente grueso o altamente floculante.
- Donde las obras de toma y la política de operación sólo liberan

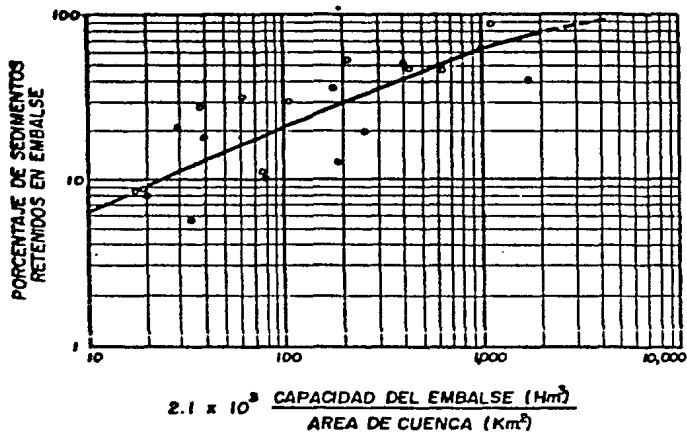
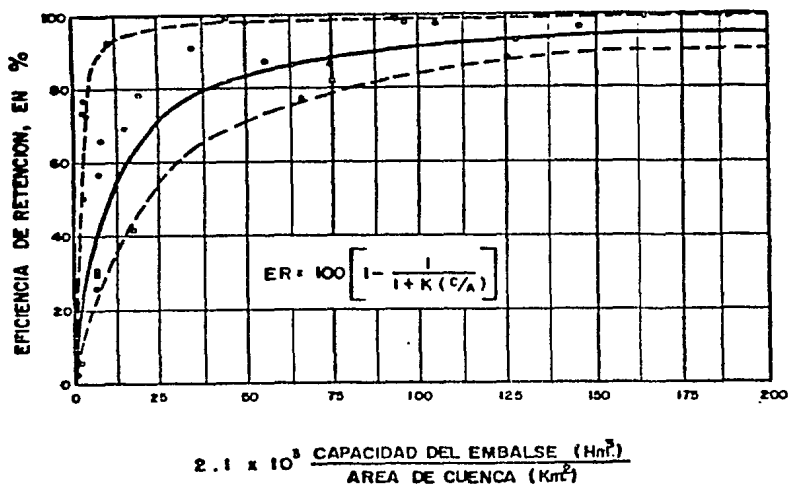


FIG. 3.13 Método de C. B. Brown



pequeños volúmenes de agua del fondo del vaso y el embalse retiene largo tiempo el agua.

3.2.3. Criterio de M. A. Churchill

Churchill desarrollo su método en 1948, el cual toma en cuenta el tiempo de permanencia o retención y la velocidad de flujo a través del vaso.

Dicho criterio esta condensado en una gráfica que relaciona la -- eficiencia de retención con el llamado " Índice de Sedimentación", el cual se define como el cociente de el período de retención entre la velocidad media del flujo a través del embalse.

Para la aplicación de éste método se definen los siguientes términos:

Capacidad (C). Es la capacidad del embalse correspondiente al nivel medio de operación durante el período considerado, en m^3 .

Gasto o Aportación (I) . Es el gasto promedio diario durante el período de estudio (normalmente un año), en m^3 / seg .

Período de retención (PR). Es el cociente de la capacidad (C) entre el gasto (I), en seg .

Longitud (L). Es la longitud del vaso en el nivel promedio de operación, en m .

Area promedio transversal del vaso (A). Se obtiene dividiendo la capacidad (C) entre la longitud (L), en m^2 .

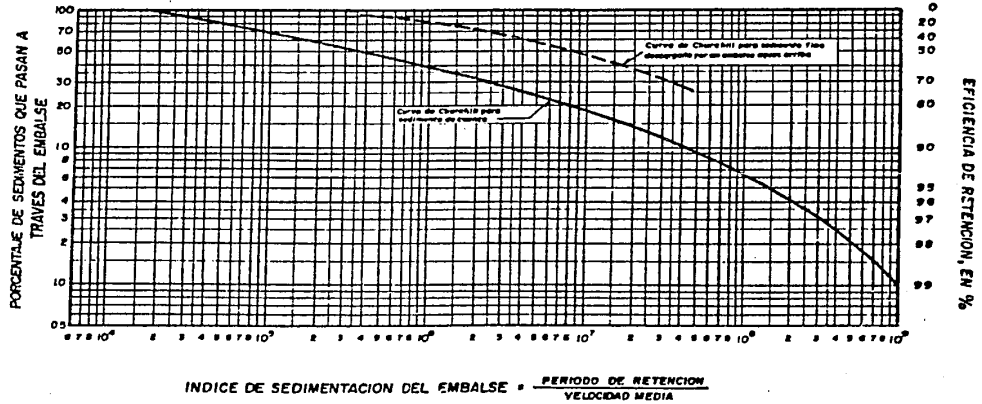
Velocidad (V). Es igual al gasto (I) entre el área promedio transversal del vaso (A), en m/seg .

Índice de sedimentación (IS). Es igual al período de retención (PR) entre la velocidad (V).

Con el valor del (IS) se obtiene el valor de la (ER) de la fig.3.14

FIG. 3.14

CURVA DE EFICIENCIA DE RETENCION DE M. A. CHURCHILL



El U.S. Bureau of reclamation adicionó a la gráfica de Churchill los valores correspondientes a embalses semisecos y de retención de sedimentos, encontrando que estos seguían la tendencia de la curva del autor, por lo cual, se concluyó que este método es más aplicable que los otros, en la estimación de la eficiencia de retención para los tipos de embalses citados.

3.2.4. Criterio de G. M. Brune.

Basándose en datos obtenidos en 44 embalses normalmente llenos, Brune construyó en 1953 unas curvas para relacionar el cociente de la capacidad total del embalse entre el escurrimiento medio anual (ambos en las mismas unidades), y la eficiencia de retención. Los resultados de Brune se concentraron en la fig. 3.15 .

La gráfica consta de dos curvas envolventes y una central de diseño, para embalses normalmente llenos. Es decir, este criterio no es aplicable a embalses semisecos o a estructuras de control de avenidas.

Posteriormente, se adicionó al criterio de Brune una adaptación práctica, citada por diversos autores, los cuales sugieren que la envolvente superior sea utilizada para sedimento compuesto de partículas gruesas o finas altamente floculadas y la curva envolvente inferior para sedimento fino y coloidal disperso, y la curva central es para sedimentos medios.

3.2.5. Criterio de A. N. Karaushev

Este autor desarrolló una fórmula analítica para el cálculo de la eficiencia de retención en 1966 y esta es la siguiente:

$$ER = 1 - \frac{w}{1-w} e^{-(1-w)}$$

donde:

ER = eficiencia de retención, en decimal.

w = relación capacidad - escurrimiento medio anual, adimensional.

ϕ = (UTs / Hres), parámetro que relaciona las características del sedimento transportado, del flujo y del vaso.

U = velocidad media de caída del sedimento transportado, en m/seg.

Ts = duración del período de descarga sobre el vertedero, en seg.

Hres = valor medio del tirante en el embalse, en m.

Karashev indicó que cuando ϕ es constante, su ecuación corresponde a las curvas empíricas de Brune y se tiene la mejor correspondencia cuando $\phi=30$.

Para facilitar el cálculo de la ecuación se desarrolló la fig. 3.16.

La velocidad media de caída del sedimento transportado, se obtiene con la fórmula:

$$U = \frac{\sum W_i P_i}{100}$$

donde:

Pi = intervalo constante o no, de material no retenido en que se divide la curva granulométrica, en %.

Wi = velocidad de caída para el diámetro Di.

Di = diámetro medio que corresponde al intervalo Pi.

Existen otros métodos para valuar la ER, como el de W. M. Borland (ref. 2), el de W. A. Thomas (ref. 22), el de The Central Water and Power Commission (ref. 12), etc.

De los criterios expuestos, los desarrollados por Brune y Allen y el de Churchill no toman en cuenta ninguna característica de los

FIG. 3.15

CURVA DE EFICIENCIA DE RETENCION DE G.M. BRUNE

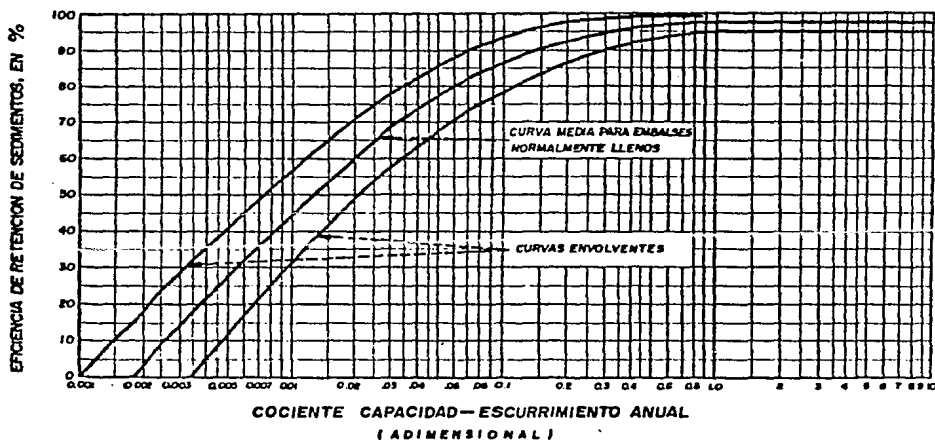
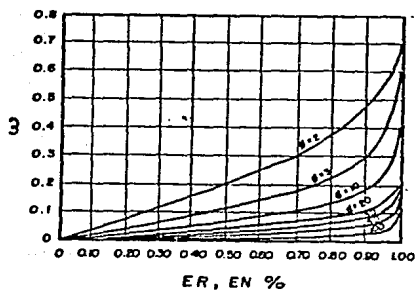


FIG. 3.16

Método de A. N. Karashev



sedimentos, por lo cual sus resultados deben tomarse con reserva; de los criterios restantes el de Karashev puede considerarse como el mejor, aunque para ser aplicado requiere de la curva granulométrica de los sedimentos que llegan al vaso, la cual no es fácil de obtener, por lo cual muchas veces no se cuenta con ella.

3.2.6. Simulación de la pérdida de capacidad del embalse debido a la sedimentación.

Para efectuar la simulación se construye una tabla como la de la fig. 3.17, que a continuación se describe como llenar columna a columna:

Los datos que se necesitan para realizar la simulación son:

- Área de la cuenca (A), en km^2 .
- Capacidad total inicial (C), en Hm^3 .
- Escurrimiento promedio anual (E), en Hm^3 .
- Aportación anual de sedimentos (AS), en Tn ó m^3 .
- Capacidad final del embalse, es decir, cuando el embalse esté prácticamente lleno de sedimentos, comúnmente es el 80% de la capacidad total inicial, en Hm^3 .

Una vez obtenidos los datos, se realiza el llenado de la tabla de la siguiente manera:

Columna 1: Capacidades, en Hm^3 .

Se restan incrementos generalmente constantes a capacidad inicial, hasta llegar a la capacidad final definida.

Columna 2: Relación C/E.

Se dividen los valores de la columna 1 entre el escurrimiento promedio anual (E).

SIMULACION DE LA PERDIDA DE CAPACIDAD POR SEDIMENTACION

Proyecto : _____ Mpio. : _____ Edo. : _____ Cálculo : _____

Aportación medio anual de sedimentos : _____ m³ Fecha : _____

PUNTO No.	CAPACIDAD C (Hm ³)	RELACION C/E	RELACION C/A (Hm ³ /Km ²)	INDICE DE SEDIMENTACION	EFICIENCIA DE RETENCION		APORTACION REAL ANUAL DE SEDIMENTOS		INCREMENTO DE VOLUMEN (Hm ³)	AÑOS PARA EL LLENADO
					%	VALOR PROM. %	(Ton)	(m ³)		
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12						TOTAL				

E = ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL, EN Hm³

A = AREA DE CUENCA, Km²

Columna 3: Relación C/A .

Se dividen los valores de la columna 1 entre el área de la cuenca (A).

Columna 4: Índice de sedimentación.

Se calcula el índice de sedimentación, la forma de calcularlo se presentó en el método de Churchill.

Columna 5 :A partir de los datos de las columnas 2, 3 y 4 se calculan las eficiencias de retención, con los diferentes criterios expuestos y se escoge un promedio de los resultados obtenidos.

Columna 6: Se obtiene el promedio de cada dos incrementos consecutivos, de la columna 5.

Columna 7 : Aportación real de sedimentos, en Ton.

Se multiplica la aportación anual de sedimentos (AS) por la eficiencia promedio de cada incremento de capacidad.

Columna 8: Aportación real anual de sedimentos, en m^3 .

Si el valor de la aportación de sedimentos (AS) se tenía en unidades de peso, se transforma a volumen en m^3 .

Columna 9: Incrementos de volumen en Hm^3 .

Los incrementos que se adoptaron en la columna 1 se enlistan en esta columna.

Columna 10: Años para el llenado.

Se divide la columna 9 entre la columna 8 y se obtienen los años necesarios para el llenado de cada incremento de capacidad. Se suman los años de todos los incrementos para encontrar el tiempo de vida probable del embalse.

Conviene aclarar que las unidades de las columnas 8 y 9 deben ser-

las mismas.

Una vez terminada la tabla, se dibujan los valores de la columna 1 y sus respectivos valores acumulados de la columna 10, en una gráfica (capacidad - tiempo).

Por último se puede decir que este cálculo es sumamente importante para visualizar, la disponibilidad de almacenamiento conforme transcurre la vida del embalse, pues teóricamente la eficiencia de retención del embalse decrecerá continuamente una vez que inició la operación, sin embargo, no es práctico analizar tal evolución en intervalos menores de 10 años, por los errores que se pueden inducir por la variabilidad de ciertos factores como puede ser la aportación de sedimentos.

3.3 Distribución del sedimento

Para determinar la distribución de los sedimentos en un embalse -- se han creado varios métodos de carácter empírico, que tienen la finalidad de corregir las gráficas Elevaciones - Capacidades y -- Elevaciones - Areas, para un determinado tiempo, y los más utilizados son:

- 1) Método Area - Incremento.
- 2) Método Area - Reducción.
- 3) Método Trigonométrico.

A continuación se presentan los procesos de aplicación de cada uno de los métodos citados.

3.3.1. Método Area - Incremento.

Este método fué creado por Eugene A. Cristófano en 1953 y que tiene por ecuación básica a:

$$S = A_o (H - Y_o) + V_o$$

donde:

S = volumen total de sedimento que será depositado y distribuido en el vaso en m^3 ó en Hm^3 .

A_o = área en el embalse correspondiente a la elevación del fondo — después de la sedimentación en m^2 ó en Ha.

H = profundidad máxima del embalse, es la diferencia de elevaciones entre el fondo original del vaso y el nivel de aguas normales — en m.

Y_o = profundidad alcanzada por el volumen de sedimentos (S) en el vaso en m.

V_o = volumen de sedimentos depositados debajo de la elevación (Y_o) en m^3 ó en Hm^3 .

Para la aplicación de este método se requieren los siguientes datos:

- 1) Elevaciones del punto mas bajo del embalse y del nivel del agua a capacidad total en m.
- 2) Volumen de sedimentos que serán depositados en el vaso, durante cierto número de años, en m^3 .
- 3) Curvas Elevaciones - Areas y Elevaciones - Volúmenes del vaso original.

El procedimiento de aplicación de este método es el siguiente:

Paso 1.- Se supone un valor de Y_0 y se obtiene de las curvas -- elevaciones-áreas-capacidades, A_0 y V_0 y se sustituyen en la fórmula básica, con lo cual se obtiene un valor de (S) el cual debe coincidir con el volumen de sedimentos que será depositado, y de no ser así, se realizan tanteos para lograr que estos valores sean similares.

Los valores finales de Y_0 , A_0 y V_0 servirán para los siguientes cálculos.

Paso 2.- En este paso se procede a llenar la tabla que se presenta en la fig. 3.18 , y que a continuación se describe columna a columna :

Columna 1. Se proponen las elevaciones que se desean estudiar en m. , se recomienda que sean unas 10 en las que se abarque todo el vaso.

Columna 2. Se obtienen las profundidades de cada elevación de la columna 1, como la diferencia de la elevación y la cota mínima del vaso original.

Columna 3. Se obtienen las áreas correspondientes a las elevaciones seleccionadas.

Columna 4. Se obtienen los volúmenes de las elevaciones seleccionadas.

Columna 5. Factor de corrección de áreas, para las elevaciones superiores a la dada por Y_0 , se tomará el valor de A_0 del paso 1 -- y para elevaciones menores se tomarán sus valores de la columna 3.

Columna 6. Factores de corrección de volúmenes, para las elevaciones superiores a la dada por el valor Y_0 , para obtener dichos factores se utiliza la fórmula siguiente:

CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE LOS SEDIMENTOS

(Método Area - Incremento)

PROYECTO: _____ MPIO: _____ EDO: _____ FECHA: _____

PERIODO DE DISERO: _____ años VOLUMEN DE SEDIMENTOS (S): _____ m³

0	1	2	3	4	5	6	7		8
PUNTO No.	ELEVACIONES (m)	PROFUNDIDADES (m)	AREA DEL VASO (10 m ²)	CAPACIDAD DEL VASO (10 m ³)	A _o (10m ²)	V (10m ³)	VALORES CORREGIDOS		
							AREAS A _c (10 m ²)	CAPACIDADES C _c (10 m ³)	
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

FIG. 3.18

$$V = A_o (h - Y_o) + V_o$$

donde :

A_o , V_o y Y_o = son los valores obtenidos en el paso 1.

h = son los valores de la columna 2.

Y cuando se tienen valores menores a la elevación dada por (Y_o) - se toman sus correspondientes valores de la columna 4.

Columna 7. Nuevas áreas; resultan de la diferencia de las columnas 5 y 3.

Columna 8. Nuevas capacidades; resultan de la diferencia de las columnas 6 y 4.

Paso 3.- Se grafican los valores de las columnas 7 y 8 con sus originales para apreciar claramente las variaciones que ha sufrido el vaso.

3.3.2. Método Area - Reducción.

Este método fue desarrollado por W.M. Borland y G. R. Miller en 1960, en base a experiencias obtenidas en 30 grandes embalses.

El procedimiento de aplicación es el siguiente:

Paso 1.- Se clasifica el embalse, en uno de los cuatro tipos existentes, para hacer esta clasificación se grafica en papel logarítmico la profundidad contra la capacidad del embalse, lo cual generalmente da una recta, de la cual se puede obtener la pendiente y posteriormente su recíproco al cual se denomina con la letra (M)-

valor que sirve para clasificar el embalse en alguno de los cuatro tipos, como puede verse en la siguiente tabla.

Tipo de embalse	Nombre descriptivo para el embalse	Valor de M
I	De lago	3.5 - 4.5
II	Planicie de inundación Pie de montaña	2.5 - 3.5
III	De colina	1.5 - 2.5
IV	De cañada	1.0 - 1.5

Existen casos en los que el tipo de operación del vaso puede cambiar la clasificación de éste. Por ejemplo, si un vaso se ha clasificado como tipo III, pero recibe sedimentos predominantemente arcillosos o si el embalse tiene severos descensos de nivel frecuentemente, debe ser clasificado como tipo IV.

Paso 2.- Cálculo por tanteos del volumen depositado.

Para la aplicación de este método se requieren los mismos datos que se pidieron en el método de área - incremento.

a). Clasificación del embalse: En este inciso cabe aclarar que al dibujar las profundidades contra las capacidades, pueden dar dos rectas, en cuyo caso el embalse puede tener dos clasificaciones, una para cada zona.

b). Cálculo de la elevación del piso del embalse: Aquí se calculan varias parejas de tirante relativo (P) y de la función del embalse $h'(P)$, siendo estos calculados como:

$$(P) = \frac{h}{H}$$

donde:

h = es una profundidad x del vaso.

H = profundidad máxima del vaso.

y

$$h'(P) = \frac{S - C}{H A}$$

donde:

S = es el volumen de sedimentos que se estima llegará al vaso en el período de estudio, en m^3 .

C = capacidad del vaso para una elevación, en m^3 .

A = área del vaso para una elevación, en m^2 .

H = profundidad máxima del embalse, en m .

Estos cálculos se realicen en una forma de cálculo como la mostrada en la fig. 3.19, y una vez obtenidos se dibujan en la fig. 3.20, y se traza por ellos una recta que cruce al tipo de curva en que se clasificó el embalse en el inciso anterior y a partir de este punto se obtienen (P_0) y $h'(P_0)$, con los cuales se calcula el tirante alcanzado por los sedimentos (Y_0) , de la siguiente forma:

$$Y_0 = (P_0) H$$

donde:

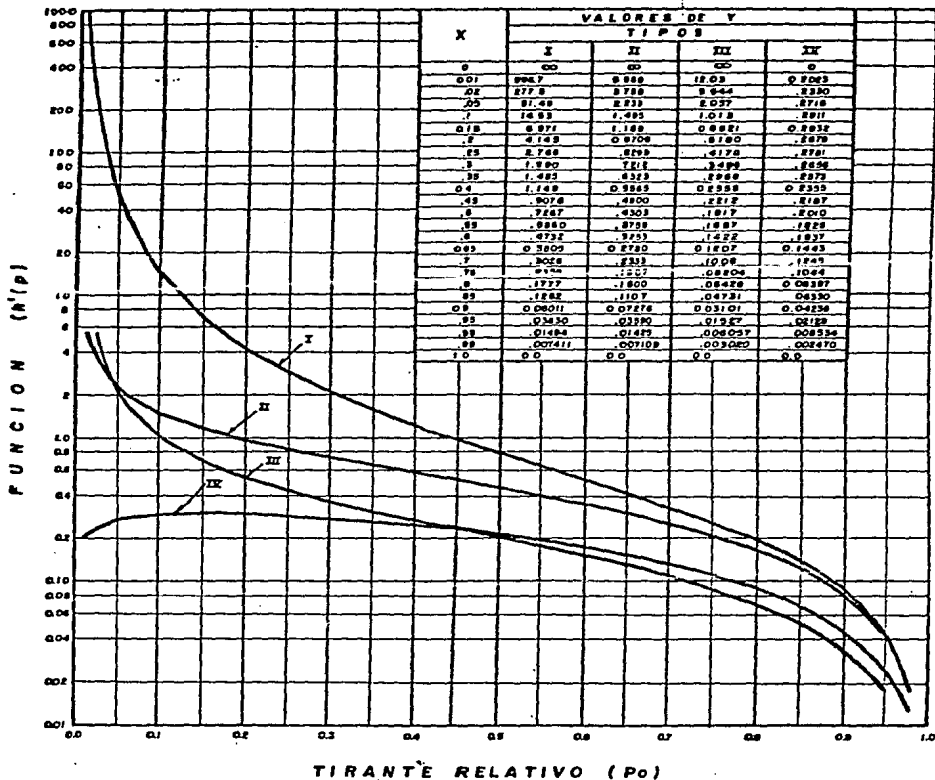
H = es el desnivel máximo del embalse.

c). Cálculo de la distribución de los sedimentos en el vaso.

Esto se realiza según la forma de cálculo mostrada en la fig.

3.21 . Las columnas de dicha tabla se describen a continuación.

FIG. 3.20



Columna 1 . Se seleccionan las elevaciones que se deseen analizar, se recomienda que dichas elevaciones abarquen todo el vaso y una de ellas sea la correspondiente a la del nivel que alcanzarán los sedimentos en el período de estudio.

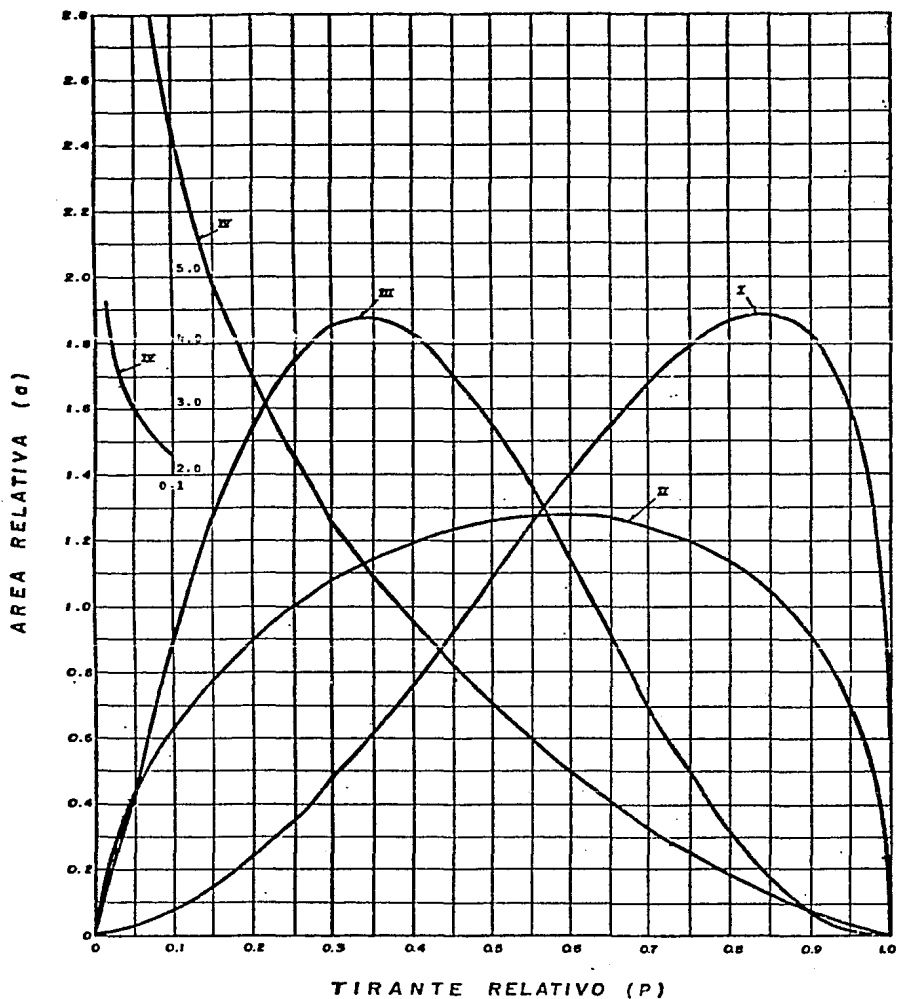
Columna 2. Se obtienen las profundidades de cada elevación de la columna 1, como la diferencia de dicha columna y la cota mínima - del embalse.

Columna 3 y 4 . Se obtienen las áreas y capacidades de las elevaciones de la columna 1, con las correspondientes gráficas elevaciones - áreas y elevaciones - capacidades, originales del vaso.

Columna 5. Se calculan los tirantes relativos (P), encontrados - al dividir la columna 2 entre H.

Columna 6. A partir de los valores de la columna 5, se obtienen, los valores de áreas relativas (a), leídos de la gráfica (fig. 3.22) o en caso de necesitarse una mayor aproximación, se pueden utilizar las ecuaciones que sirvieron de base a dichas gráficas - las cuales se presentan a continuación.

Tipo de embalse	C	m	n	Lugar de depositación	Tipo de ecuación
I	5.047	1.85	0.36	Superficie	$a = CP^m(1-P)^n$
II	2.487	0.57	0.41	mitad superior	a = área relativa
III	16.967	-1.15	2.32	mitad inferior	P = profundidad relative
IV	1.486	-0.25	1.34	fondo	C, m, n son constantes.



Columna 7. Para llenar esta columna primeramente se debe calcular el valor de la constante de proporcionalidad (K) que sirve para transformar áreas relativas en áreas reales del embalse. Dicha constante se calcule como el cociente del área real del vaso a la elevación del piso entre el área relativa a tal elevación. Para formar esta columna se multiplica K por los valores de la columna 6.

Columna 8. Se calculan los volúmenes de sedimento con la fórmula:

$$V = \frac{1}{2} (A_1 + A_2) D$$

donde:

A_1 y A_2 = áreas de sedimento correspondientes a las elevaciones inicial y final de cada incremento entre elevaciones.

D = incremento de elevación, calculado como la diferencia entre los valores respectivos en la columna 2.

Si el valor de la suma de la columna 8 no coincide, o no se asemeja lo suficiente, al valor dato del volumen de sedimentos que se acumulará en el vaso, se calcula una nueva K de la siguiente forma:

$$K_2 = K_1 (S / S_1)$$

donde:

K_1 = es el valor anterior de K

S = volumen de sedimentos que se acumulará en el vaso.

S_1 = suma de la columna 8.

Con la nueva K se repiten las columnas 7 y 8. Este procedimiento se sigue hasta que los volúmenes S y S_1 se asemejen.

Columna 9. Esta columna es igual al volumen acumulado de la colum

na 8.

Columna 10. Se forma con la diferencia de las columnas 3 y 7.

Columna 11. Se forma con la diferencia de las columnas 9 y 4.

Paso final.- Se trazan las nuevas gráficas elevaciones - áreas y elevaciones - volúmenes y se determina el cambio que ha sufrido el embalse después de la sedimentación.

3.3.3. Método Trigonométrico .

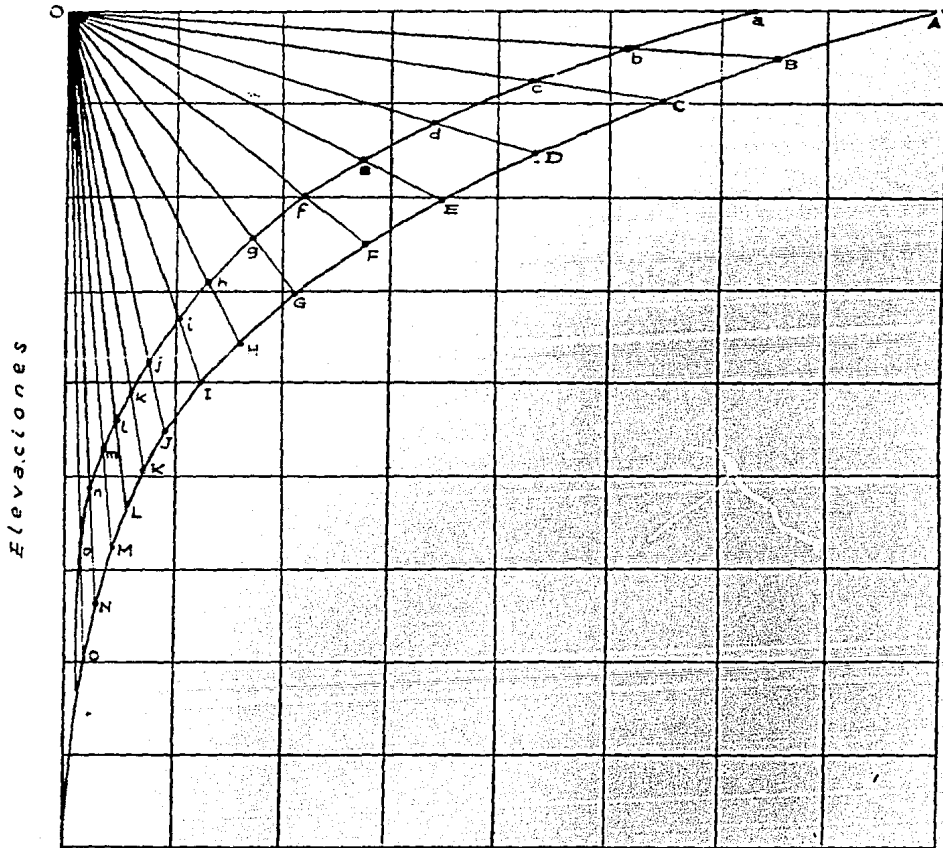
Este método consiste en repartir proporcionalmente el sedimento dentro del embalse y se aplica de la siguiente forma:

Dada la curva elevaciones - capacidades se trazan líneas OA, OB, OC..... como se muestra en la fig. 3.23 .

Después si se tiene la capacidad del embalse una vez ocurrida la depositación (Oa), se puede obtener:

$$R = \frac{Oa}{OA}$$

Posteriormente se multiplica R por OB, OC..... y se obtienen Ob, Oc,..... . Por último se unen por medio de una curva y con esto se obtiene la nueva curva elevaciones - capacidades que tendrá el embalse después de la sedimentación.



Capacidades

METODO TRIGONOMETRICO DE DISTRIBUCION
DE SEDIMENTOS EN UN EMBALSE

3.4 Delta

Conocer el desarrollo de los deltas generalmente no reviste mucha importancia, en la cuantificación del total de sedimentos depositados, ya que comunmente no llega a representar mas del 10 %, pero si cobra importancia cuando se tienen obras aguas arriba del embalse que podrían ser dañadas por las sobreelevaciones que causa este delta, es por esto último que se requiere saber como se comportará para que de esta manera se puedan tomar las debidas precauciones.

La predicción del desarrollo de un delta es un problema difícil, debido al tipo de variables relacionadas y entre las cuales están: tamaño y cantidad de sedimentos, tipo de operación del embalse y condiciones hidráulicas del tramo inicial del vaso.

Para predecir la forma de los deltas se han desarrollado procedimientos empíricos y analíticos, los primeros suelen utilizarse cuando se considera que el delta no tendrá mucha importancia, pero en caso contrario es mas recomendable utilizar un método analítico.

3.4.1. Método empírico de Borland

Este método se obtuvo empleando las mediciones realizadas en 27 embalses de U.S.A. y el procedimiento de aplicación es el siguiente:

Paso 1.- Se determina la pendiente superior del delta por alguno de los siguientes criterios:

- Empleando los resultados de los 27 embalses que se sintetizan en la fig. 3.24 .
- Aplicando las fórmulas de transporte de fondo, como la de -

Schoklitsch y Meyer - Peter y Muler para condiciones de transporte nulo (ref. 13).

- Medir la pendiente superior en varios embalses existentes y similares al estudiado.
- Como el 50% de la pendiente original del cauce.

Paso 2.- Se lleva acabo, el cálculo de la pendiente frontal del delta. La cual se obtiene multiplicando la pendiente superior por una constante. Un valor promedio obtenido en las mediciones de los embalses de U.S.A., para dicha constante, es de 5.5 .

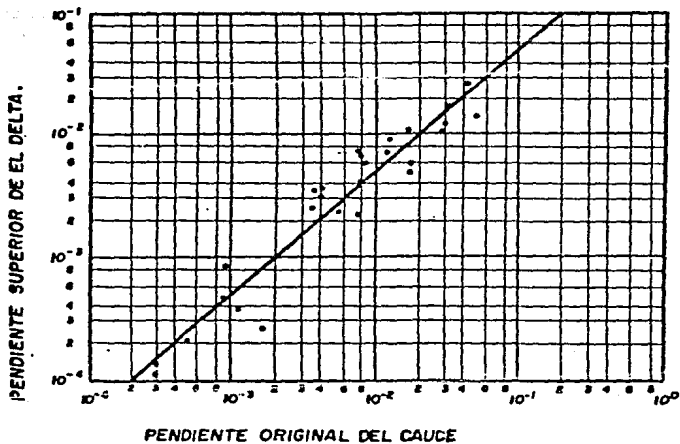
Paso 3.- Se ubica el límite aguas arriba de el delta, el cual se le pone donde la elevación máxima del embalse corta al fondo original del cauce.

Paso 4.- Se localiza el punto pivote (ver fig. 3.25). Esta localización depende de la operación del embalse y de las pendientes existentes en el área de el delta. La elevación de la superficie normal de las aguas en el vaso es usada cuando el embalse es operado en este nivel la mayor parte del tiempo, pero cuando el embalse esta sujeto a fluctuaciones constantes y el cauce entra al vaso por medio de un tajo hondo entre los depósitos, una elevación media de operación del embalse será usada para el punto pivote, es decir, al 50% de almacenamiento útil.

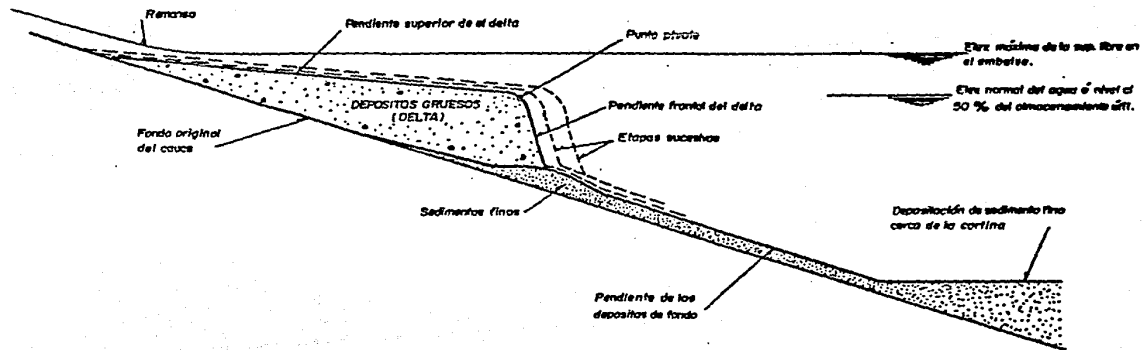
Paso final.- Este último paso, consiste en encontrar la forma definitiva del delta, por medio de tanteos de tal manera que el volumen de diseño sea semejante al volumen aportado por el transporte de fondo del rio en el período de diseño. Si estos dos volúmenes no coinciden por una diferencia pequeña se puede cambiar la pendiente frontal, pero si la diferencia es considerable se debe recorrer el punto pivote hacia adelante o hacia atrás según sea el caso, pero siempre conservando su elevación.

FIG. 3.24

Método de Borland para la determinación
del Delta en embalses



PÉRFIL DE UN DELTA DE EMBALSE TIPICO



3.5 Corrientes de densidad

Quando un fluido denso entra en otro con diferente densidad se genera una corriente que se denomina de gravedad, de densidad ó de turbidez. En este trabajo las llamaremos corrientes de densidad.

Estas corrientes suelen presentarse en la naturaleza con mucha -- frecuencia, tal es el caso de la intrusión de masas frías en la -- atmósfera, la intrusión de agua de mar en agua dulce, las corrientes de agua caliente producidas por las descargas de plantas nucleoeeléctricas y las corrientes de sedimento que son producidas -- al llegar un río a un embalse, y son precisamente estas últimas -- las cuales se tratarán con mas detalle a continuación.

Por los estudios realizados hasta la fecha se estima que las concentraciones mínimas necesarias para que puede formarse una corriente de densidad, en embalses, son del orden de $1 \text{ a } 2 \text{ Kg / m}^3$.

Una vez que se forma la corriente de densidad en un embalse, se -- mueve en dirección de la cortina a causa de su propio peso, siendo este movimiento retardado, ya que cambian las distribuciones -- verticales de presiones y de velocidades.

Existen varios criterios para analizar las corrientes de densidad que viajan por el fondo de un embalse. La mayoría, analizan dichas corrientes a partir de las ecuaciones de energía y continuidad -- para obtener la velocidad media de avance de la corriente. Entre los criterios existentes se pueden citar los siguientes:

Stefan hace un estudio detallado de las corrientes de densidad -- para flujo laminar, turbulento, uniforme y no uniforme. Este criterio tiene aplicación principalmente para casos de régimen establecido (ref. 20).

Harleman analiza el flujo uniforme de una corriente de densidad-- que viaja en un canal con pendiente y propone una ecuación para - calcular la velocidad media (ref. 7).

Yih propone un criterio para calcular la velocidad media de una - corriente de densidad que viaja en un canal horizontal (pendiente cero, ref. 24).

Kao propone una ecuación general para representar la velocidad de una corriente de densidad en un ambiente estratificado, sin considerar importante la pendiente, sin embargo su enfoque es teórico- y no claramente aplicable a problemas prácticos (ref.9).

Anuchin presenta un procedimiento para calcular el perfil de velocidades de una corriente de densidad tomando en cuenta su distribución de densidades, además demuestra que existe buena correlación entre distribuciones medidas y calculadas (ref.1).

Estudios mas recientes sobre las corrientes de densidad han demostrado que el movimiento de éstas, es regido por el frente de avance (cabeza), por lo cual en problemas de sedimentación es de mayor importancia conocer la velocidad del frente de avance, que la velocidad media de avance, ya que con la primera se puede conocer hasta donde llegará la corriente y por consiguiente la zona donde se depositará el material.

Entre los pocos autores que tratan de analizar el comportamiento del frente de avance, esta Fukuoka quien propone un método, sin - embargo, este es complejo y difícil de utilizar con fines prácticos (ref. 5).

Con base en experimentos realizados en el laboratorio del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., se desarrollo un procedimiento -

para determinar la velocidad del frente de avance, el cual se expone a continuación.

Para este procedimiento se plantearon las siguientes hipótesis:

- a). La pendiente del fondo es pequeña, como se supone ocurre en la mayoría de los embalses.
- b). La velocidad de avance es uniforme.
- c). El tirante de la corriente de densidad (h) es pequeño, comparado con el nivel del embalse (H).
- d). La corriente viaja por el fondo del embalse.
- e). Las fuerzas que actúan en la cabeza de la corriente, son una fuerza de arrastre que se opone al movimiento con coeficiente de arrastre $C_d = 2$, y otra de origen hidrostático, causada por el cuerpo, que produce el avance.

La fuerza total de arrastre en la cabeza está dada por:

$$F_d = C_d \frac{\rho_1}{2} \bar{v}^2 \bar{h} \dots\dots\dots (1)$$

donde:

F_d = fuerza de arrastre, en Kg / m .

C_d = coeficiente de arrastre.

ρ_1 = densidad del agua en el embalse, en Kg s²/ m⁴ .

\bar{v} = velocidad media de avance de la corriente en m/s .

\bar{h} = tirante máximo del frente de avance, en m .

La fuerza hidrostática es :

$$F_t = (P_T) (A) \dots\dots (2)$$

donde:

P_T = presión total.

A = área

$$P_T = - \text{presión en (1)} + \text{presión en (2)}$$

$$P_T = \int_0^H p_1 g dh + \int_h^H p_1 g dh + \int_0^H p_2 g dh \dots\dots (3)$$

donde:

g = aceleración de la gravedad, en m / s^2 .

H = tirante en el embalse, en m .

h = tirante máximo del cuerpo detrás de la cabeza, en m .

p_2 = densidad de la corriente, en $Kg s^2 / m^4$.

Simplificando (3) tenemos:

$$P_T = - \int_0^H p_1 g dh + \int_0^H p_1 g dh - \int_0^h p_1 g dh + \int_0^h p_2 g dh$$

$$P_T = \int_0^h g (p_2 - p_1) dh \dots\dots\dots (4)$$

Sustituyendo (4) en (2) tenemos:

$$F_t = \int_0^h (p_2 - p_1) g A dh$$

donde :

$A = h$ (1 m) para obtener la fuerza por unidad de longitud.

Por lo tanto:

$$F_t = \int_0^h (p_2 - p_1) g h dh$$

integrando

$$F_t = \frac{p_2 - p_1}{2} g h^2$$

Ahora si la velocidad es uniforme:

$$F_d = F_t$$

$$C_d \frac{\rho_1}{2} \bar{v}^2 \bar{h} = \frac{p_2 - p_1}{2} g h^2$$

Si $h = \bar{h}$, lo cual es cierto para pendientes bajas se tiene:

$$\bar{v} = \sqrt{g \frac{(p_2 - p_1) \bar{h}}{\rho_1 C_d}} \dots\dots\dots (5.1)$$

Y si se usan pesos específicos en lugar de densidades, se tendrá:

$$\bar{v} = \sqrt{\frac{g (w_2 - w_1) \bar{h}}{w_1 c_d}} \dots\dots\dots (5. 2)$$

También se tiene que :

$$q_d = f' q_e \dots\dots\dots (6)$$

donde:

q_d = gasto líquido unitario de la corriente, en $m^3/s - m$.

q_e = gasto líquido unitario que entra al embalse, en $m^3/s - m$.

$f' = \frac{c_d}{c_e}$ = coeficiente de dilución.

c_d = concentración de la corriente de densidad.

c_e = concentración de entrada al embalse.

Por continuidad, para los gastos sólidos unitarios se cumple:

$$q_d c_d = f' c_e q_e \dots\dots\dots (7)$$

El gasto líquido unitario del frente de avance es :

$$q_c = \bar{v} \bar{h} \dots\dots\dots (8)$$

donde:

\bar{v} = velocidad media del frente de avance de la corriente de densidad, en m/s .

\bar{h} = tirante del frente de avance, en m .

El gasto sólido unitario, del frente de avance, en Kg / s m se calcula como :

$$q'_c = q_c c_c = \bar{V} \bar{h} c_c \quad \dots\dots\dots (9)$$

donde:

c_c = es la concentración media del frente de avance, en Kg / m³.

Si se acepta que el régimen es establecido y uniforme, el gasto sólido del cuerpo de la corriente es el mismo que con el que avanza el frente, por lo tanto igualando las ecuaciones (7) y (9) se tiene :

$$f' q_e c_e = \bar{V} \bar{h} c_c \quad \dots\dots\dots (10)$$

δ

$$f' q_e \frac{c_e}{c_c} = \bar{V} \bar{h} \quad \dots\dots\dots (11)$$

Resolviendo el sistema formado por (5.2) y (11) se pueden conocer \bar{V} y \bar{h} .

3.5.1 Longitud recorrida y depósito de sedimento

La longitud de recorrido de una corriente de densidad será al menos la correspondiente al tiempo que dura la avenida, o sea :

$$L_{\min} = \bar{V} t$$

donde:

L_{\min} = es la longitud mínima de recorrido, en m .

t = tiempo que dura la avenida, en segundos.

\bar{V} = velocidad media del frente de avance, en m/s .

Esto se considera suficiente en los casos en que la inercia de la corriente no sea importante (esto se da generalmente en pendientes bajas), pero cuando la inercia si es importante (comúnmente en pendientes altas) se sugiere utilizar la metodología propuesta por Pyrkin et al, que aunque corresponde aun caso muy particular y el fenómeno es muy parecido (ref. 15) .

Si se considera que L_{\min} es la longitud donde ocurrira el depósito, el espesor del sedimento depositado puede calcularse como:

$$E = \frac{q'_e t}{W_s L}$$

donde:

E = espesor del depósito de fondo en el embalse, en m.

q'_e = gasto sólido unitario de entrada, en $Kg_f / s m$.

W_s = peso específico del sedimento, en Kg_f / m^3 .

t = tiempo que dura la avenida, en s.

L = longitud del depósito de sedimentos, en m .

Comúnmente se ha supuesto que la corriente que entra al embalse es constante, y también lo es la concentración; esto no es totalmente cierto, ya que en una avenida el hidrograma y el sedimentograma varían con el tiempo, de manera que si se desea tomar en cuenta esto, sería necesario proponer lo siguiente:

$$E = \frac{q'_{e0}}{W_s L Q_{e0}} \int_0^{Dt} Q_{e0} (t) dt$$

Aceptando que:

$$q'_e(t) = \frac{q'_{eo}}{Q_{eo}} Q_{eo}(t)$$

Es decir, se supone que el gasto sólido unitario, $q'_e(t)$, en un instante (t) , es proporcional al gasto líquido total $Q_{eo}(t)$, según la relación q'_{eo} / Q_{eo} ; donde $q'_{eo} = \bar{h}_o \bar{V} c_d$ es el gasto sólido y Q_{eo} el gasto líquido que lo transporta.

Por último cabe mencionar que las corrientes de densidad son un fenómeno poco estudiado, por lo cual la congruencia entre la teoría y la práctica aún no es muy clara. Para comprender debidamente este fenómeno, los trabajos realizados deben complementarse con más experiencias, tanto de laboratorio como de campo, ya que este fenómeno en algunos casos es una esperanza prometedora, para aliviar el problema de sedimentación, ya que con un uso adecuado de dichas corrientes podría extraerse sedimento por alguna obra de desfogue.

3.6 Consolidación.

En un embalse existe un fenómeno lento de consolidación del sedimento depositado que hace disminuir el volumen del depósito, por lo que es necesario conocer el volumen real que ocuparan los sedimentos después de un cierto tiempo.

El peso específico unitario (peso seco de los depósitos de sedimentos, en la unidad de volumen), se determina mediante muestras directas en el embalse para luego relacionar los valores con el tiempo de operación y el espesor de los depósitos.

Sin embargo, si la presa no está construída es necesario emplear - métodos de predicción.

La grava y la arena se consolidan en muy corto tiempo, mientras que los sedimentos finos requieren de un período más largo para alcan- zar dicha consolidación.

Entre los criterios existentes para predecir el peso específico -- después de t años, tenemos los siguientes:

3.6.1. Criterio propuesto por Miller.

$$W_N = W_0 + 0.4343 K \left(\left(\frac{N}{N-1} \right) (\ln N) - 1 \right)$$

donde:

W_N = peso específico de los sedimentos después de N años de conso- lidación, en Kg_f / m^3 .

W_0 = peso específico inicial, es decir, al final del primer año, - obtenido de la tabla 3.1, en Kg_f / m^3 .

K = factor de consolidación que depende del tipo de operación del- vaso y del tamaño de sedimento.

Cuando se tienen diferentes materiales, el W_0 y K se obtienen por medio del promedio pesado de los valores de cada material.

3.6.2. Criterio de E.W. Lane y V. A. Koelzer.

$$W_T = W_1 + K \log (T - 1)$$

donde:

W_T = peso específico del sedimento después de T años en el embalse, en Kg / m³.

W_1 = peso específico inicial usualmente considerado igual al valor obtenido después de un año de consolidación, en Kg / m³.

K = constante que toma en cuenta la consolidación, ver tabla 3.2.

Cuando el sedimento está compuesto por una mezcla de materiales, - entonces la ecuación se transforma en :

$$W_T = W_1 X_1 + (W_2 + K_2 \log T) X_2 + (W_3 + K_3 \log T) X_3$$

donde:

W_1 , W_2 y W_3 = pesos específicos iniciales, para la arena y materiales gruesos (1), limo (2) y arcilla (3), en Kg / m³.

K_1 , K_2 y K_3 = constantes de consolidación, para arena ($K_1 = 0$).

X_1 , X_2 y X_3 = porcentajes de cada material.

T = tiempo en años, igual a (t - 1).

Tabla 3.1

Operación del embalse	Arena		Limo		Arcilla	
	W_0	K	W_0	K	W_0	K
Embalse con sedimento siempre sumergido.	1450	0	1050	91	344	256
Embalse con descensos normales o moderados.	1450	0	1240	29	848	134
Embalses normalmente vacíos.	1450	0	1320	0	1250	0

Tabla 3.2

Condiciones del Embalse	Arena		Limo		Arcilla	
	W_1	K_1	W_2	K_2	W_3	K_3
Sedimentos siempre sumergidos	1490	0	1040	91.3	480	256
Embalse moderadamente vacío	1490	0	1185	43.2	737	171.4
Embalse considerablemente vacío	1490	0	1265	16	961	96.1
Embalse normalmente vacío	1490	0	1314	0	1249	0

Existen otros criterios para determinar el peso específico, como el de J.M. Lara y E. L. Pemberton (ref. h), el de W. F. Megahan - (ref. 11), etc. .

Por último para aplicar los métodos antes expuestos es necesario - conocer las distribuciones granulométricas de los materiales, además de la forma en que se operará el vaso, con lo cual se pueden - obtener resultados confiables y congruentes.

3.7 Soluciones del problema de sedimentación.

En la actualidad se han planteado diversas soluciones al problema de sedimentación, las cuales, pueden ser clasificadas en tres bloques:

- Soluciones de diseño.
- Soluciones directas.
- Soluciones indirectas.

3.7.1. Soluciones de diseño.

Las soluciones de diseño más importantes son :

3.7.1.1. Seleccionar adecuadamente el sitio para ubicar el embalse o sea colocarlo en algún lugar donde el aporte de sedimentos no sea importante. Esta solución en la actualidad, ya no es muy realista, ya que los mejores sitios ya han sido utilizados.

3.7.1.2. Determinar adecuadamente la capacidad de azolves. Esta solución puede presentar dos grandes problemas; uno, es la incertidumbre que se tiene encuaneto al aporte de sedimentos que tendrá un embalse, y el otro que tal vez se requiera de una gran capacidad de azolves, lo cual implicaría construir una presa gigantesca, que de ninguna manera es una solución apropiada.

3.7.1.3. Reducir la capacidad de captación. Aquí lo que se busca, es que el sedimento que llegue al embalse no tenga suficiente tiempo para depositarse, lo cual puede lograrse con el empleo de sifones profundos, o por un manejo adecuado de corrientes de densidad para sacarlas por una obra de desfogue, aunque dicha solución aun no ha sido suficientemente estudiada.

3.7.2. Soluciones directas.

Entre las soluciones de este tipo tenemos las siguientes:

3.7.2.1. Dragado. Esta es una solución que en la actualidad es muy costosa lo cual la hace antieconómica, pero como se dijo anteriormente, los sitios para ubicar nuevos embalses ya no son muchos por lo cual en el futuro esta alternativa dejará de ser antieconómica.

3.7.2.2. Lavado. Este procedimiento consiste en arrastrar el material depositado en el embalse, haciendo descender el nivel del agua hasta vaciar el embalse. Este procedimiento que ha mostrado ser eficiente en muchos casos requiere que el vaso no sea muy grande, que exista una toma profunda de gran capacidad y que sea posible desperdiciar una gran cantidad de agua en el lavado. En este punto son de gran utilidad los modelos físicos.

3.7.3. Soluciones indirectas.

Son las más importantes y quizá las mejores de todas pues tratan de evitar la erosión de los suelos en las cuencas. Detener la pérdida del suelo implica no solo resolver el problema de sedimentación, sino también impedir que el suelo útil para fines agrícolas forestales, etc., no se pierda, lo que es factible al combinar las técnicas de control de erosión de suelos normalmente recomendadas como son reforestación, terraceo, prácticas de riego adecuadas, cobertura vegetal, contorno, etc. .

3.8 Análisis Económico.

Como se dijo, en el problema de sedimentación, existen diversas soluciones técnicamente posibles, pero para escoger alguna de dichas soluciones deberá hacerse un estudio económico, para que la solución tomada sea la más adecuada.

Dicho análisis puede hacerse con los criterios tradicionales como el de: beneficio - costo, beneficio / costo, tasa interna de retorno, etc. .

Para fines prácticos se planteará el análisis de dos alternativas para un embalse dado, una sin obras de protección y otra efectuando algunas obras de protección.

En el caso del embalse sin protección, los beneficios serían el costo del agua y el rendimiento en la cuenca, nótese que debido a la sedimentación, el volumen útil irá disminuyendo, al mismo tiempo que la producción de la cuenca se reducirá por la pérdida de suelo. En estas condiciones, calculando el valor presente para un gradiente descendente, se puede utilizar la ecuación:

$$B_T = R V (Z_1 - S Z_2) + R_1 A (Z_1 - E Z_2)$$

siendo:

$$Z_1 = \frac{(1 - i)^N - 1}{i (1 + i)^N}$$

$$Z_2 = \frac{(1 + i)^N - (1 + N i)}{i^2 (1 + i)^N}$$

Los costos de esta alternativa son nulos.

Para el caso de la alternativa con obras de protección los beneficios serían :

$$B_T = R V (Z_1 - S_1 Z_2) + R_1 A (Z_1 - E_1 Z_2)$$

Y los costos :

$$C_T = C A + G Z_1$$

Para las ecuaciones anteriores se tiene que:

A = área de la cuenca del embalse analizado, en Km^2 .

R_1 = rendimiento de la cuenca, en $\$/\text{Km}^2$.

E = índice anual de erosión de la cuenca sin protección, adimensional.

E_1 = índice anual de erosión de la cuenca con protección, adimensional.

G = mantenimiento de las obras de protección, en $\$/\text{Km}^2$.

C = costo de las obras de protección, en $\$$.

V = capacidad útil de la presa, en m^3 .

R = costo del agua del embalse, en $\$/\text{m}^3$.

S = índice de sedimentación del embalse, sin protección en la cuenca, adimensional.

S_1 = índice de sedimentación del embalse, con protección en la cuenca, adimensional.

N = número de años analizados.

i = interés.

Las ecuaciones anteriores corresponden a un caso relativamente sencillo donde se supone que el embalse y las obras de protección empiezan a funcionar al mismo tiempo, sin embargo, hay una gran cantidad de variantes que se pueden presentar, como podría ser que -- varios años después de entrar en funciones el embalse se empezara la construcción de las obras de protección, las cuales podrían durar varios años en proceso, entonces las ecuaciones antes citadas deberían ser modificadas para lo cual se recomienda al lector interesado consultar la referencia 8 .

4. EMPLEO COMBINADO DE METODOS EMPIRICOS Y ANALITICOS

En el presente capítulo se propone una metodología que conjunta -- los métodos citados anteriormente, y que intenta servir de guía, a los interesados en abordar en forma integral el problema de sedimentación en embalses.

4.1 Metodología Propuesta.

1). Determinación del aporte de sedimento. Para conocer la cantidad de sedimento que llegará a un embalse, se pueden hacer mediciones directas en campo (refs. 3, 23) y/o utilizar algún criterio de predicción como el de la Fórmula Universal de Pérdida de Suelo --- (FUPS). Esta información ya permite obtener una primera aproximación de la magnitud del problema, pues indicará la capacidad que será necesario reservar para el azolve en el vaso.

2). Eficiencia de atrape. La cantidad de material sólido que será retenido por el embalse, se puede obtener por medio de los criterios existentes (ref.b). Este cálculo permitirá corregir la capacidad de azolve del inciso anterior.

3). Análisis del material sólido. Es necesario determinar las características físico - químicas del material transportado, pues ellas condicionarán su comportamiento dentro del embalse. En especial es necesario conocer la cantidad de material grueso susceptible de ser depositado en la entrada del vaso (δ), y de material fino que viajará dentro del embalse. Esta información se puede obtener de las curvas granulométricas y de muestras de concentración de la corriente. En esta situación, es posible definir cual de los dos materiales será el principal problema dentro del vaso en cuanto a la pérdida de capacidad.

4). Ubicación del sedimento. Para conocer la configuración que tomarán los depósitos de material en el fondo del vaso a través del tiempo, se pueden emplear los métodos empíricos, tales como el área - reducción, área - incremento, el trigonométrico, etc. (ref. c) los cuales no requieren mucha información y son supuestamente aplicables para cualesquiera que sean las características del sedimento y del embalse. Pero sin embargo, conviene señalar que los resultados obtenidos con estos métodos, deben tomarse con cierta reserva ya que no siempre son confiables (ver fig. 4.1).

5). Determinación del delta. Para obtener una primera aproximación de la forma del delta, se pueden emplear los métodos empíricos (refs. b y f). Sin embargo cuando se estima que el delta constituirá una parte importante del problema de sedimentación, es recomendable un estudio más detallado sobre este aspecto. Dicho estudio puede realizarse a través de algún modelo matemático de simulación (ref. d). Un factor muy importante que debe tomarse en cuenta en esta etapa, es la operación del vaso, o bien la posible fluctuación de niveles durante las avenidas. En esta etapa, si se considera necesario, sería conveniente revisar el efecto que causará aguas arriba la presencia del delta.

6). Corrientes de densidad. Cuando se detecta que el material fino será el principal aporte de sedimento, entonces será conveniente - realizar un estudio sobre la posibilidad de que se formen corrientes de densidad, esto permitirá ajustar y revisar los resultados - obtenidos tanto en la ubicación del sedimento (inciso 4) como en la eficiencia de atrape (inciso 2).

Como se indicó en el capítulo anterior el estudio de las corrientes de densidad en los embalses no es un tema totalmente desarrollado, pero las referencias g, 1,5,7 y 16 podrán ayudar al lector en el tratamiento de este problema. Se recuerda que una alternativa muy-

importante en este caso es el empleo de modelos físicos para real_izar tales simulaciones. Para este análisis, es necesario dispo_ner, además de los datos del material en suspensión y de los hidro_gramas de entrada al vaso, de los cálculos de la probable estrati_ficación del vaso.

7). Consolidación. En esta etapa se determinará el grado de conso_lidación y por consiguiente el volumen real que ocuparán los sedi_mentos, para ello se pueden emplear los criterios empíricos corres_pondientes (refs. b y c). Aquí es necesario disponer de la informa_ción del volumen depositado, zonas de depósito, las características físico - químicas del sedimento y las políticas de operación del _vaso, pues ellas condicionarán la consolidación del sedimento.

8). Técnicas de desazolve. Según las características del material-depositado y de su volumen, se determinarán las técnicas de extra_ción (ref. e) de sedimento más adecuadas, así como la frecuencia _de su empleo. En esta etapa pueden ser muy útiles los modelos fís_i-cos de simulación, pues permiten determinar la eficiencia de las _estructuras de descarga de sedimento, así como la posibilidad de _proyectar obras dentro del vaso, que permitan encauzar el flujo de sedimento.

9). Evaluación económica. En cada problema de sedimentación en em_balses, habrá diferentes soluciones técnicamente posibles, pero _que requieren de un análisis económico (ref. e) para decidir la _más conveniente. Por ejemplo, puede existir en algún caso las si_guientes alternativas:

- Realización de obras en la cuenca para controlar el aporte de se_dimento.
- Dragar el sedimento dentro del vaso.
- Construcción de represas aguas arriba del embalse.
- Prever una gran capacidad para azolve en la presa.

Nótese que dicho análisis económico no se restringe a embalses nuevos, si no que también a los ya construídos que presentan problemas de azolve.

10). Estudios adicionales y mediciones . El proyectista deberá tener en mente, que el problema de sedimentación, no está asociado -- solamente a la pérdida de capacidad, sino que puede inducir otros problemas importantes que deberán tomarse en consideración, tales como la alteración de la calidad del agua potable, afectaciones a la fauna del vaso, afectaciones aguas abajo, etc. . Es recomendable también plantear programas de mantenimiento en los embalses en cuanto al problema de sedimentación, los cuales deberán incluir el aforo de las corrientes entrantes al vaso y muestreos de sedimento -- con lo cual se podrá realizar un seguimiento del problema de azolve en el vaso.

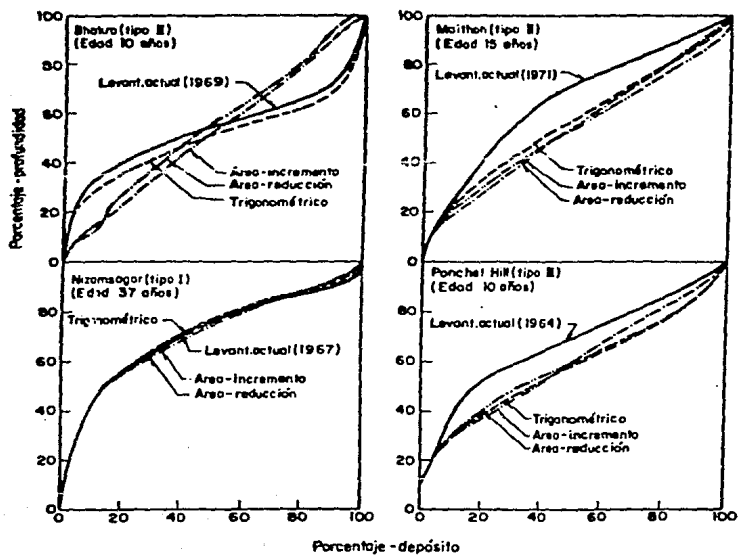
Está metodología para muchos puede resultar inaplicable, ya que -- los estudios actuales sobre sedimentación de embalses son muy restringidos tanto por la falta de cantidad como de calidad de la información; pero en muchas ocasiones los problemas deben resolverse independientemente de que se disponga de datos escasos, en cuyo caso el cálculo es la única herramienta que se puede emplear.

Con lo anterior se pretende que el lector, este conciente de que -- en los casos en que se carezca de suficiente información, la metodología podrá ser utilizada para acotar los rangos de variabilidad del problema, esto se logrará proponiendo los datos faltantes para diferentes circunstancias (pesimista, optimista, media) y realizando un análisis comparativo de los resultados obtenidos.

Es importante señalar que la metodología propuesta es un intento -- para atacar de una manera mas adecuada, los problemas de sedimentación en embalses, pero es evidente que aún es susceptible de me_

oras y cambios.

FIG. 4.1 Comparación de métodos empíricos, sobre la distribución del sedimento dentro de los embalses



5. APLICACIONES

Con base en la metodología propuesta, en el capítulo anterior, y con motivo de ilustrar su funcionamiento, se realizará a continuación un estudio sobre el posible estado que guardará la presa BHAKRA, situada en la India, después de 25 años de iniciada su operación.

Para realizar dicho estudio, se recabaron algunos datos en la referencia c, y los faltantes tuvieron que proponerse; unos en base a cálculos preliminares y otros a extrapolaciones de regiones que se considera están en condiciones semejantes a las del área en estudio. También cabe mencionar que se tomaron algunas suposiciones que aunque no son del todo correctas, sirvieron para simplificar el proceso de cálculo, que de otra manera hubiese sido más extenso y repetitivo, y para este caso la finalidad del desarrollo es mostrar el funcionamiento de la metodología, más que la calidad de los resultados obtenidos.

5.1 Datos generales.

- Presa Bhakra (India).
- Área de la cuenca = 56 721 Km².
- Capacidad máxima = 9 800 x 10⁶ m³.
- Capacidad normal = 9 100 x 10⁶ m³.
- Capacidad muerta = 2 400 x 10⁶ m³.
- Longitud del embalse = 19 312. 13 m.
- Pendiente del embalse = 0.0083 .
- Altura de la cortina = 161.54 m.
- Entrada promedio anual = 10 000 x 10⁶ m³.

FIG. 5.1 Datos Generales de la Presa
Bhakra (India)

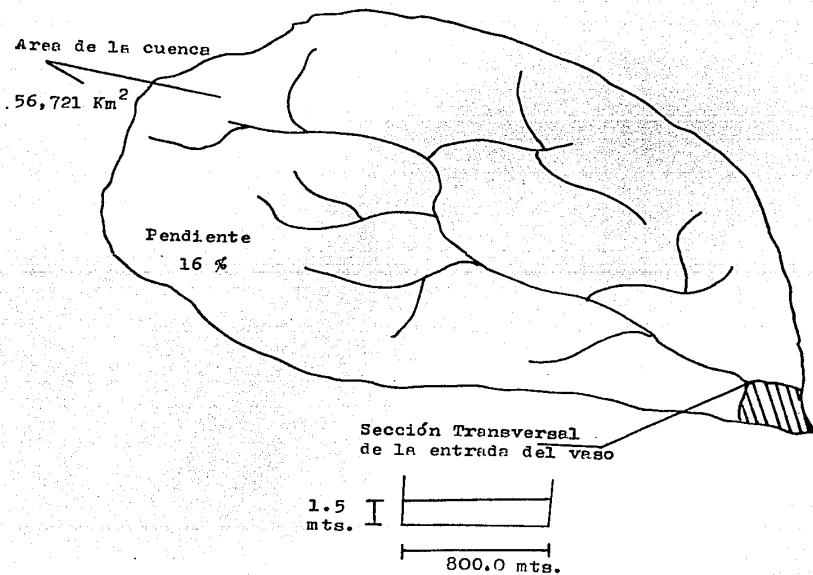
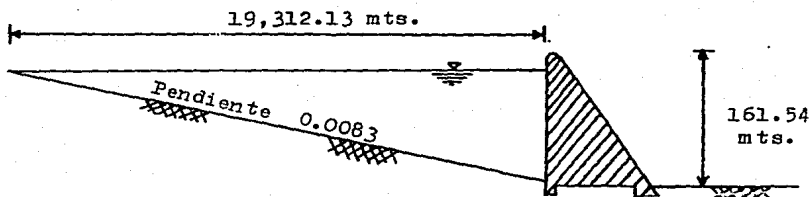
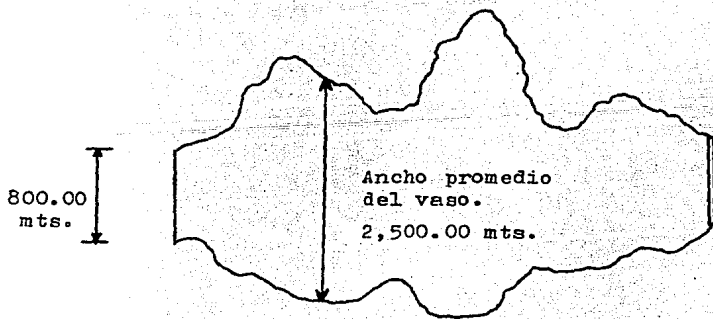


FIG. 5.2

Datos Generales (Descripción del vaso)



PERFIL



PLANTA

5.2 Aporte de sedimento.

Para calcular el aporte de sedimento se utilizará la fórmula universal de pérdida de suelos (FUPS). A este respecto cabe mencionar que la FUPS no ha sido utilizada en cuencas tan grandes como esta pero por considerar que el método es prometedor se decidió emplearlo.

También es necesario decir que como las cuencas cuentan con una gran variedad de terrenos, para aplicar la FUPS, se requiere dividir las en regiones con características semejantes. A continuación se obtienen los parámetros de la FUPS para cada región, con los cuales posteriormente se calculan, por medio del promedio pesado, los parámetros representativos de toda la cuenca.

Por último se dirá que con la finalidad de simplificar el proceso de cálculo se tomó la decisión de considerar la cuenca como homogénea, con lo cual los parámetros de la FUPS para la cuenca fueron obtenidos directamente .

El cálculo del aporte de sedimento se muestra a continuación.

Primeramente se tiene:

$$E = a R K L S C P$$

donde:

$$a = 224.2$$

El parámetro K se calculará utilizando el nomograma de la segunda aproximación (fig. 3.3), para lo cual se tomarán las siguientes consideraciones:

- Porcentaje de limo más arena muy fina (60%).
- Porcentaje de arena (40 %).
- Porcentaje de M. O. (3 %).
- Estructura del suelo (granular fina).
- Permeabilidad (moderada).
- Porcentaje de fragmentos gruesos (5 %).

Con lo cual obtenemos :

$$\underline{K = 0.32}$$

El parámetro LS se calcula con la ayuda de la fig. 3.4 , y en -- dicho cálculo se tomarán las siguientes consideraciones:

- Longitud de la pendiente (250 m.).
- Pendiente (16 %).

Lo cual da como resultado un factor de:

$$\underline{LS = 8.2}$$

El siguiente parámetro es el C y las consideraciones hechas son:

- Se consideró una cuenca formada por pastizales y terrenos en des_ canso y forestales (fig. 3.6) .
- Cobertura vegetal (arboles 75 %).
- Cobertura del terreno (plantas herbáceas, tales como plantas con red reducida de raíces lateral cerca de la superficie y/o re siduos no deteriorados, con un 40% de cobertura).

Lo cual da como resultado un factor de:

$$\underline{C = 0.13}$$

El siguiente factor es el P el cual será igual a la unidad ya que la cuenca en estudio se considerará que no tiene medidas para controlar la erosión.

$$\underline{P = 1.0}$$

El último factor a calcular es R .

Para calcular este parámetro se utilizará una de las fórmulas existentes, ya que no se dispone de información pluviométrica detallada.

Fórmula de Campos A.

$$R = 0.0073 (P_6)^{2.229}$$

donde:

P_6 = precipitación máxima de duración 6 horas y período de retorno 10 años, en mm .

Para este caso se considerará:

$$P_6 = 120 \text{ mm}$$

por lo tanto

$$R = 0.0073 (120)^{2.229}$$

$$\underline{R = 314.6428}$$

Una vez calculados todos los parámetros se procederá a estimar la pérdida de suelo por unidad de área.

$$E = a R K L S C P$$

$$E = (224.2)(314.6428)(0.32)(8.2)(0.13)(1.0)$$

$$\underline{E = 24,063.6027 \text{ Ton./ Km}^2/\text{año .}}$$

Ahora lo que procede es calcular el coeficiente de entrega, que indicará la cantidad real que será transportada hasta el embalse.

Para calcular este coeficiente se utilizarán algunas fórmulas empíricas:

Criterio de S. B. Maner.

$$\log \text{CES} = 1.93542 - 0.14191 \log 10 A$$

donde :

CES = coeficiente de entrega de sedimentos, en porcentaje.

A = área de la cuenca en Km².

$$\log \text{CES} = 1.93542 - 0.14191 \log 10 (56,721)$$

$$\log \text{CES} = 0.0553$$

$$\underline{\text{CES} = 1.0569 \%}$$

Criterio de Mule Creek.

$$\text{CES} = 74.389 A^{-0.258}$$

donde:

CES y A son iguales a las del criterio anterior.

$$\text{CES} = 74.389 (56,721)^{-0.258}$$

$$\underline{\text{CES} = 4.4161 \%}$$

Criterio de L. M. Glymph.

$$\text{CES} = 34.946 A^{-0.239}$$

donde:

CES y A son los mismos de los criterios anteriores.

$$CES = 34.946 (56,721)^{-0.239}$$

$$\underline{CES = 2.5542 \%}$$

Tomando el promedio de los resultados obtenidos, tenemos que el coeficiente de entrega será :

$$\underline{\underline{CES = 2.7 \%}}$$

Por lo tanto, el aporte de la cuenca al embalse será entonces de:

$$AS = E CES$$

$$AS = 24,063.6027 (0.027)$$

$$\underline{\underline{AS = 650 \text{ Ton. / Km}^2 \text{ / año.}}}$$

5.3 Eficiencia de atrape.

En este punto se aplicarán algunos de los criterios expuestos en el capítulo 3.

Criterio de G. M. Brune y R. E. Allen.

Primeramente se calcula:

$$2.1 \times 10^3 \frac{\text{Capacidad del embalse (Km}^3\text{)}}{\text{Area de la cuenca (Km}^2\text{)}}$$

$$2.1 \times 10^3 \frac{9800}{56721} = 362.829$$

Con este valor se entra en la fig. 3.12 y se obtiene la eficiencia de retención :

$$\underline{ER = 40 \%}$$

Criterio de C. B. Brown.

$$ER = 100 \left(1 - \frac{1}{1 + K 2.1 \times 10^3 (C/A)} \right)$$

$$ER = 100 \left(1 - \frac{1}{1 + (0.046)(2.1 \times 10^3)(9,800/56,721)} \right)$$

ER = 94.35 % Este valor corresponde a la curva en volvente inferior.

$$ER = 100 \left(1 - \frac{1}{1 + (1)(2.1 \times 10^3)(9,800 / 56,721)} \right)$$

ER = 99.73 % Este valor corresponde a la curva en volvente superior.

Criterio de Churchill.

$$\text{Gasto (I)} = 300 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Capacidad (C)} = 9,800 \times 10^6 \text{ m}^3.$$

$$\text{Período de retención (PR)} = C / I = 9,800 \times 10^6 / 300$$

$$PR = 32,666,666.67 \text{ seg.}$$

Longitud (L) = 19,312.13 m.

Area promedio transversal del vaso (A) = C / L = $9,800 \times 10^6 / 19,312.13$
 $A = 507,453.08 \text{ m}^2$.

Velocidad (V) = I/A = $300 / 507,453.08 = 0.00059 \text{ m / seg.}$

Indice de sedimentación = PR / V = $32,666,666.67 / 0.00059$
 $= 5.52 \times 10^{10} \text{ seg}^2/\text{m.}$

Con el indice de sedimentación se entra a la fig. 3.14 y se obtiene la eficiencia de atrape, que para este caso es de :

$$\underline{ER = 100 \%}$$

Criterio de G. M. Brune.

Primeramente se obtiene el cociente de, la capacidad del vaso entre el escurrimiento anual.

$$\frac{\text{Capacidad}}{\text{Escurrimiento}} = \frac{9,800 \times 10^6 \text{ m}^3}{14,700 \times 10^6 \text{ m}^3} = 0.6667$$

Con este resultado se entra en la fig. 3.15 y se obtiene la eficiencia de retención, la cual es :

Para la curva envolvente superior .

$$\underline{ER = 99 \%}$$

Para la curva envolvente inferior .

$$\underline{ER = 94 \%}$$

Para la curva de diseño.

$$\underline{ER = 97\%}$$

Como puede observarse salvo, en el primer criterio todas las eficiencias de retención son superiores al 90 %, lo cual coincide bastante bien con los resultados de campo que se realizaron en los 10 -- primeros años de operación de esta presa, los cuales son cercanos o superiores al 90 % . Dichos resultados pueden ser observados en la ref. c .

5.4 Análisis del material sólido.

A este respecto se puede decir, que en base a los estudios realizados en la presa en sus primeros años de operación y cuyos resultados se encuentran en la ref. c , que la distribución granulométrica es la siguiente:

Material fino	----	15 %
Material medio	----	60 %
Material grueso	----	25 %

5.5 Distribución del sedimento en el embalse.

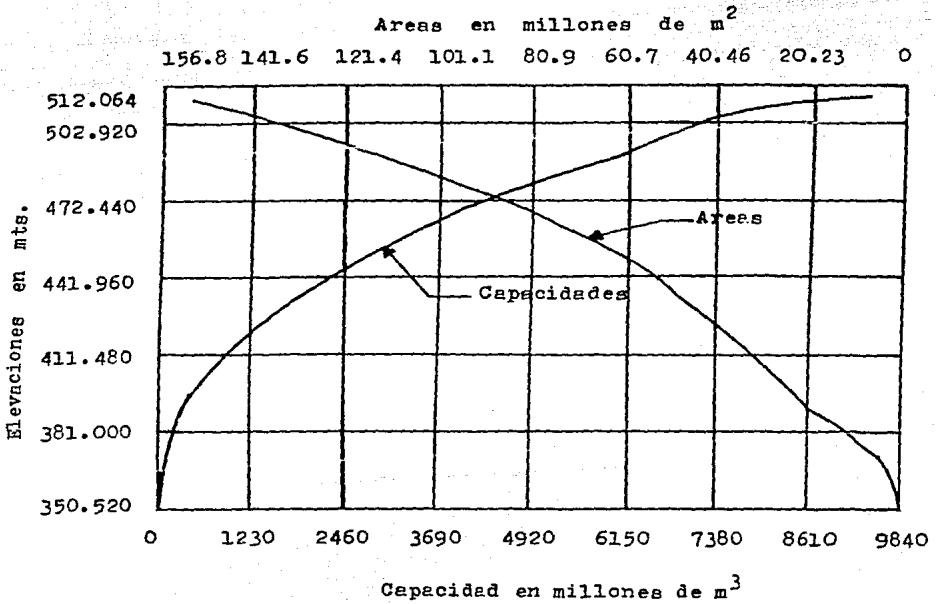
Método Area - Reducción.

Datos.

- 1.- Elevación del punto más bajo del embalse (350.52 m).
- 2.- Elevación del agua del embalse, para las condiciones normales- (a capacidad total) (512.064).
- 3.- Volumen que será depositado en 25 años (922,500,000.0 m³).

FIG. 5.3

Curvas, Elevaciones - Areas - Capacidades,
Originales del embalse



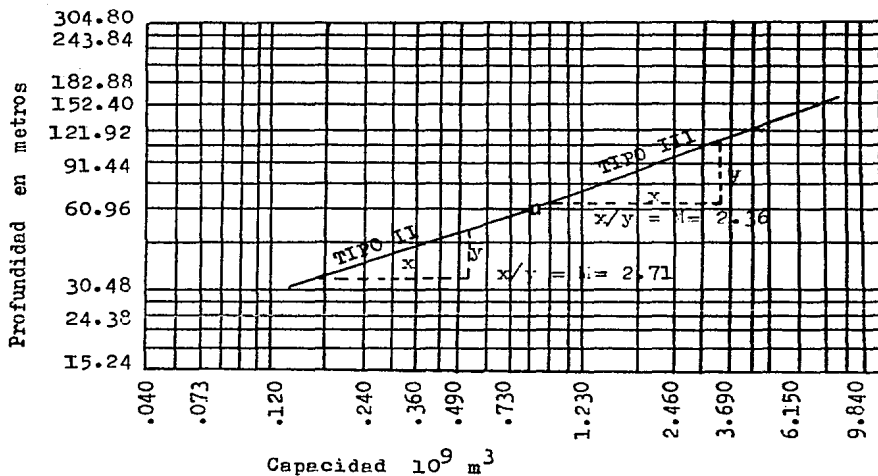
- 4.- Profundidad máxima del embalse (161.54 m).
 5.- Curvas elevaciones - áreas - capacidades (fig. 5.3).

Aplicación del método.

Primeramente se clasificará el embalse, para lo cual se graficará la profundidad contra la capacidad en papel logarítmico (ver fig. 5.4).

FIG. 5.4 Clasificación del Embalse

Método Área - Reducción



Como puede verse en la figura 5.4 el embalse debería ser clasificado en dos tipos, pero para simplificar el proceso se considerará-- como de tipo II .

Acontinuación se procede a calcular varias parejas de (P) y $h'(P)$, lo cual se muestra en la fig. 5.5 .

FIG. 5.5

DETERMINACION DIRECTA DE LA ELEVACION DEL SEDIMENTO DEPOSITADO EN EL EMBALSE

(Método Empírico Area - Reducción)

PROYECTO: Fraba Bhakra MPIO: _____ EDO: _____ FECHA: _____
 PERIODO DE DISEÑO: 25 años VOLUMEN DE SEDIMENTOS (S): 922.5×10^6 m³ N: 161.54 m.

1	2	3	4	5	6	7	8
ELEV. (m)	PROFUNDIDAD (m)	P	CAPACIDAD C _C (10 m ³)	S - C S (10 m ³)	AREA A (10 m ²)	N · A	h'(p)
350	0	0	0	922.5	0	0	∞
365	15.24	0.0947	20	902.5	3,640	586040	1.54
381	30.48	0.1893	130	792.5	12,900	2076900	0.382
396	45.72	0.284	430	492.5	24,300	3912300	0.126
411	60.96	0.3786	870	52.5	35,600	5731600	0.009

NOTACION :

P = Profundidad relativa del embalse

C = Capacidad del vaso para una elevación

A = Area del vaso para una elevación

h'(p) = Función del embalse, definida como: $h'(p) = \frac{S - C}{N \cdot A}$

RESULTADOS :

Po = 0.095

Elevación del fondo = 350.52 m.

Yo = PoH = 15.29 m.

Elevación de los sedimentos depositados en el

embalse = 365.76 m.

Graficando los valores obtenidos de (P) y $h'(P)$ sobre la figura 5.6 y trazando una línea sobre ellos de tal manera que corte a la curva correspondiente al tipo II, se encuentra el punto de coordenadas (Po) y $h'(Po)$, con el cual se obtiene el tirante alcanzado por los sedimentos en el período de estudio, de la siguiente manera:

$$Yo = (Po) H$$

$$Yo = 0.095 (161.54)$$

$$\underline{Yo = 15.3 \text{ m}}$$

Una vez calculado el tirante que alcanzarán los sedimentos, se procede a determinar la distribución del sedimento dentro del vaso -- (ver fig. 5.7).

Para finalizar se trazan las nuevas curvas elevaciones - áreas - capacidades, con lo cual se puede apreciar el cambio que sufrirá el embalse en el período de estudio, (ver fig. 5.8).

Método Area - Incremento.

En este método los datos utilizados son los mismos del método anterior.

Aplicación del método.

Primeramente se supone un Yo .

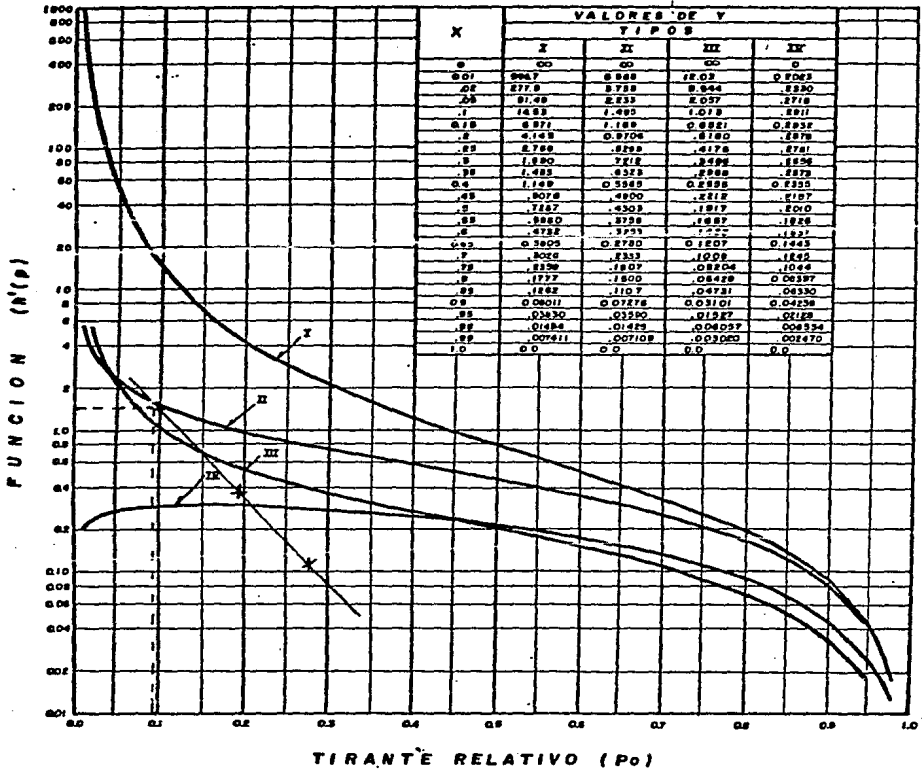
$$Yo = 15.24 \text{ m.}$$

por lo tanto se tiene:

$$Ao = 3642.1 \times 10^3 \text{ m}^2$$

$$Vo = 24 \times 10^6 \text{ m}^3$$

FIG. 5.6



$$h'(P_0) = 1.5$$

$$(P_0) = 0.095$$

FIG. 5.7 CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE LOS SEDIMENTOS
(Método Empírico Area - Reducción)

Punto No.	Elevaciones (m)	Profundidades (m)	Area ($10^6 m^2$)	Capacidad ($10^6 m^3$)	P	a	Primer Area ($10^6 m^2$)	Tanto Volumen ($10^6 m^3$)
1	512.06	161.54	153.78	9,102	1.0	0	0.0	19.91
2	502.92	152.40	137.59	7,724	0.943	0.743	4.358	79.86
3	487.68	137.16	110.48	5,879	0.849	1.044	6.123	99.84
4	472.44	121.92	86.20	4,367	0.755	1.190	6.979	109.53
5	457.20	106.68	67.99	3,173	0.660	1.261	7.396	113.42
6	441.96	91.44	53.82	2,226	0.566	1.277	7.490	112.84
7	426.72	76.20	44.52	1,488	0.472	1.248	7.319	108.29
8	411.48	60.96	35.61	873	0.377	1.175	6.891	71.09
9	400.81	50.29	27.52	553	0.311	1.097	6.434	28.87
10	396.24	45.72	24.28	431	0.283	1.057	6.199	86.70
11	381.00	30.48	12.95	135	0.189	0.883	5.179	67.21
+ 12	365.76	15.24	3.64	24	0.094	0.621	3.642	24.00
13	350.52	0.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0	0.0

SUMA 921.6

+ Elevación del piso después del período de estudio.

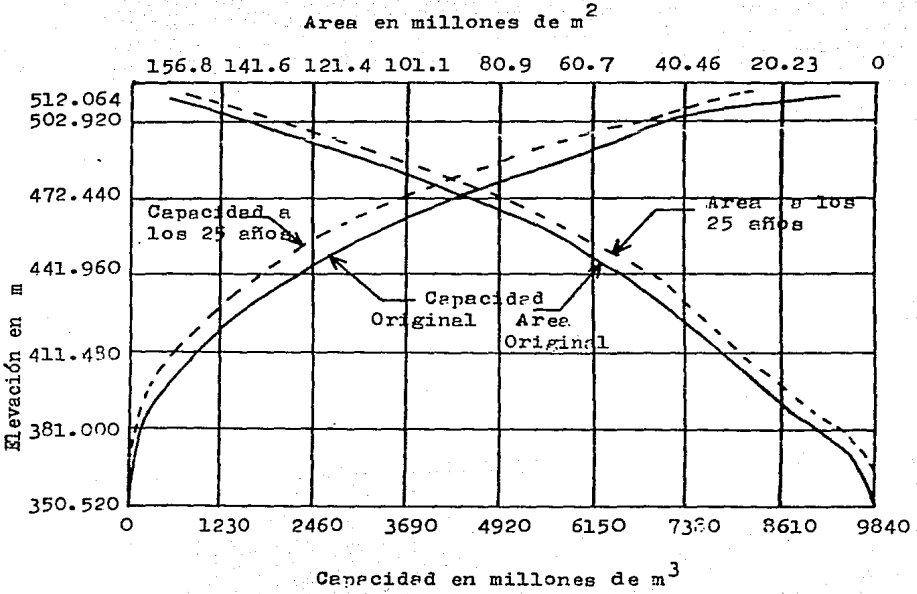
$$K_1 = 3.64 / 0.621 = 5.865$$

$$K = 5.865 (922.5 / 921.6) = 5.870$$

FIG. 5.7 (Continuación)

Punto No.	Segundo Area (10^6 m^2)	Tanteo Volumen (10^6 m^3)	Volumen Acumulado (10^6 m^3)	Area (10^6 m^2)	Volumen (10^6 m^3)
1	0.0	19.9	922.2	153.8	8,179.8
2	4.362	79.9	902.3	133.2	6,821.7
3	6.128	99.9	822.4	104.4	5,056.6
4	6.986	109.6	722.5	79.2	3,644.5
5	7.403	113.5	612.9	60.6	2,560.1
6	7.497	112.9	499.4	46.3	1,726.6
7	7.326	108.4	386.5	37.2	1,101.5
8	6.898	71.2	278.1	28.7	594.9
9	6.439	28.9	206.9	21.1	346.1
10	6.205	86.8	178.0	18.1	253.0
11	5.184	67.2	91.2	7.8	43.8
12	3.642	24.0	24.0	0.0	0.0
13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

FIG. 5.8 Distribución del Sedimento
Método Área - Reducción



$$S = A_o (H - Y_o) + V_o$$

$$S = 3642.1 \times 10^3 (161.54 - 15.24) + 24 \times 10^6$$

$$S = 554,872,496 \text{ m}^3 \neq 922,500,000 \text{ por lo cual es necesario proponer un nuevo } Y_o .$$

Segundo tanteo.

$$Y_o = 20.0 \text{ m}$$

por lo tanto:

$$A_o = 5,057.5 \times 10^3 \text{ m}^2$$

$$V_o = 98.4 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$S = 811.5 \times 10^6 \text{ m}^3 \neq 922.5 \times 10^6 \text{ m}^3 \text{ por lo cual es necesario proponer una nueva } Y_o .$$

Tercer tanteo.

$$Y_o = 21 \text{ m}$$

por lo tanto:

$$V_o = 104.55 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$A_o = 5,664.4 \times 10^3 \text{ m}^2$$

$$S = 897.566 \times 10^6 \text{ m}^3 \neq 922.5 \times 10^6 \text{ m}^3 \text{ por lo cual es necesario un nuevo tanteo.}$$

Cuarto tanteo.

$$Y_o = 21.25 \text{ m}$$

por lo tanto:

$$A_o = 5,866.7 \times 10^3 \text{ m}^2$$

$$V_o = 106.395 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$S = 926.3 \times 10^6 \text{ m}^3 \quad \doteq \quad 922.5 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Por lo tanto se tomará:

$$\underline{Y_0 = 21.2 \text{ m}}$$

A continuación se procede a calcular las nuevas áreas y nuevas capacidades (ver fig. 5.9), para luego dibujar las nuevas curvas elevaciones - áreas - capacidades y de esta manera poder visualizar la transformación que se puede tener del embalse después de 25 años - de operación del mismo, (ver fig. 5.10).

Método Trigonométrico.

Primeramente se calcula :

$$R = \frac{Oa}{OA}$$

donde :

$$Oa = 8,170 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$OA = 9,102 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$R = \frac{8,170}{9,102}$$

$$\underline{R = 0.8979}$$

Ahora bien, multiplicando R por las capacidades originales del vaso, podemos obtener la capacidad que se tendrá después de 25 años - de operación del vaso (ver fig. 5.11).

CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE LOS SEDIMENTOS

(Método Area - Incremento)

PROYECTO: Presa Bhakra MPIO: _____ EDO: _____ FECHA: _____

PERIODO DE DISEÑO: 25 años VOLUMEN DE SEDIMENTOS (S) : 922.5 x 10⁶ m³

PUNTO No.	ELEVACIONES (m)	PROFUNDIDADES (m)	AREA DEL VASO (10 ³ m ²)	CAPACIDAD DEL VASO (10 ⁶ m ³)	A ₀ (10 ⁶ m ²)	V (10 ⁶ m ³)	VALORES CORREGIDOS	
							AREAS A _c (10 ⁶ m ²)	CAPACIDADES C _c (10 ⁶ m ³)
1	512.06	161.54	153,780.7	9,102.0	5.867	929.728	147,914.0	8,172.3
2	502.92	152.40	137,593.2	7,724.0	5.867	876.106	131,726.5	6,847.9
3	487.68	137.16	110,479.2	5,879.0	5.867	786.698	104,612.5	5,092.3
4	472.44	121.92	86,198.1	4,367.0	5.867	697.289	80,331.4	3,669.7
5	457.20	106.68	67,987.2	3,173.0	5.867	607.880	62,120.5	2,565.1
6	426.71	76.20	44,515.4	1,488.0	5.867	429.063	38,648.7	1,058.9
7	396.24	45.72	24,281.1	431.0	5.867	250.246	18,414.4	180.8
8	371.72	21.2	5,866.7	106.4	5.867	106.400	0.0	0.0
9	365.76	15.24	3,642.1	24.0	3.642	24.0	0.0	0.0
10	350.52	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								

Elevación del piso después del período de estudio

Fig. 5.9

FIG. 5.10 Distribución del Sedimento
Método Area - Incremento

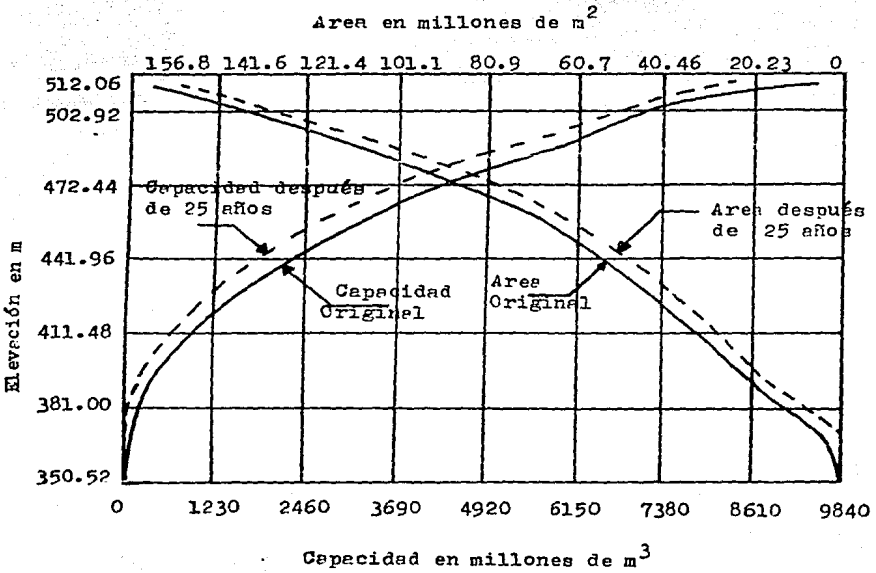
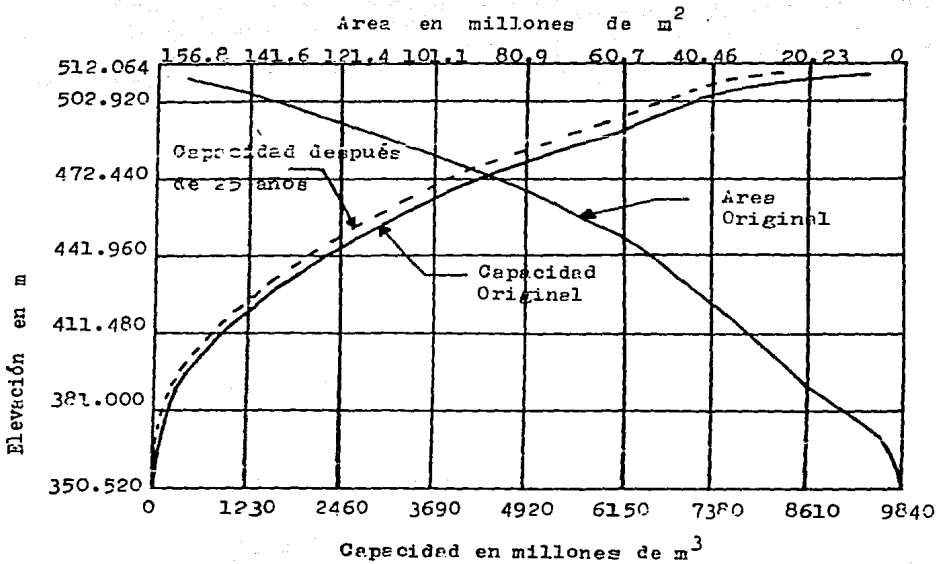


FIG. 5.11 Distribución del Sedimento
Método Trigonométrico



F I G. 5.11

Elevación	Capacidad original (10^6 m^3)	Capacidad después de 25 años (10^6 m^3)
512.06	9,102	8,170
502.92	7,724	6,933
487.68	5,879	5,277
472.44	4,367	3,919.8
457.20	3,173	2,848.1
426.71	1,488	1,335.6
396.24	431	386.9
371.72	106.4	95.5
365.76	24	21.5
350.52	0	0

5.6 Delta

Para determinar la forma del delta primeramente se tiene que estimar la pendiente, que para este caso se tomará como el 50% de la pendiente de cauce, por lo cual se tiene que :

$$S_s = 0.5 S_c$$

donde :

$$S_c = 0.008$$

por lo tanto:

$$S_s = 0.5 (0.008)$$

$$\underline{S_s = 0.004}$$

A continuación se calcula la pendiente frontal, la cual es igual al producto de la pendiente superior por una constante, para este caso se tomará el valor de 6.5 que fué el obtenido por Borland en sus mediciones.

$$S_f = \text{Cte } S_s$$

$$S_f = 6.5 (0.004)$$

$$\underline{S_f = 0.026}$$

Una vez calculadas las pendientes se fija el punto pivote, el cual para este caso se supondrá a la elevación correspondiente al 50 % de la capacidad de almacenamiento y que es la siguiente:

$$\text{Elevación del Pto. Pivote} = 479 \text{ m .}$$

Con esta elevación y las pendientes, se procede a dibujar el perfil del delta (fig 5.12) y a calcular el volumen que ocupará.

Con los datos antes obtenidos y considerando un ancho promedio del embalse de 2500 metros se obtiene el siguiente volumen:

$$\underline{V = 510,535,400 \text{ m}^3}$$

Este volumen es del orden del 60% del total de sedimento que se estima llegará al embalse en el período en estudio. Ahora bien, si recordamos que del total del sedimento que llega el 25 % es material al grueso y el 60 % es material medio, bien puede ser que parte de este material medio se quede en el delta, por lo cual el volumen obtenido se estima es correcto o cuando menos no es un valor despro-

porcionado.

Por último de este estudio, se desprende que el delta tendrá una proyección dentro del embalse de alrededor de 10,000 m (ver fig. 5.12).

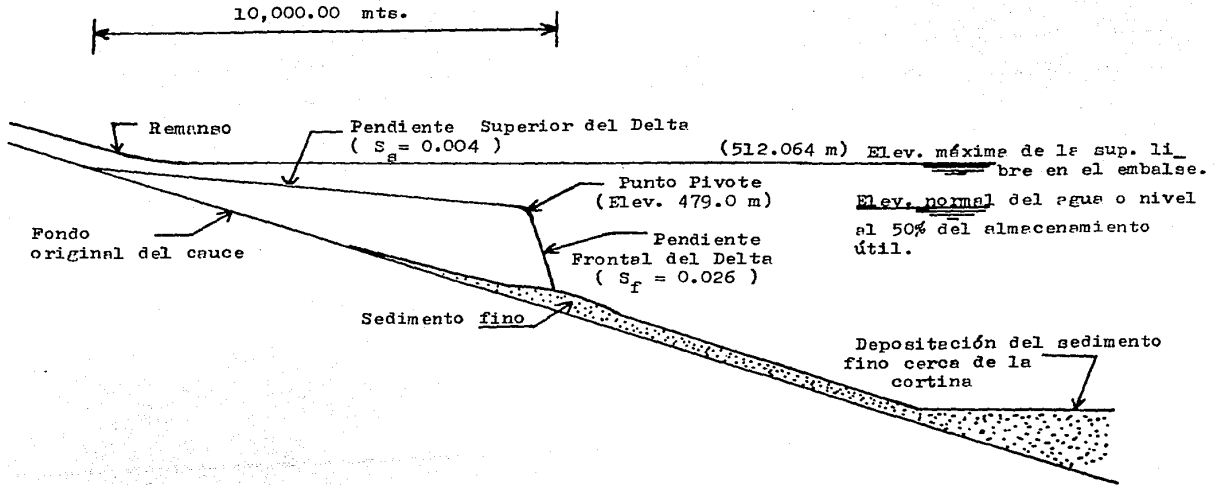
5.7 Corrientes de densidad.

Como pudo verse en el inciso anterior entre el 50 y 60 por ciento del material que llega al embalse se queda en el delta, por lo cual el restante puede ser transportado más adentro del embalse por medio de una corriente de densidad.

Para realizar el estudio de corrientes de densidad, se harán las siguientes consideraciones.

- Concentración de entrada (C_e) = 0.25 gr / lt.
- Al entrar la corriente al embalse ocurre una dilución del 50 % - por lo cual se tiene que (C_d) = 0.125 gr/lt.
- Gasto promedio durante una avenida = $1500 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Gasto líquido unitario que entra al embalse durante una avenida - (q_e) = $1.875 \text{ m}^3/\text{s} / \text{m}$.
- Concentración media del frente de avance (cabeza) (C_c) = 0.1875 gr / lt.
- Peso específico del agua en el embalse (w_1) = $1,000 \text{ Kg} / \text{m}^3$.
- Peso específico de la corriente (w_2) = $1,000.25 \text{ Kg} / \text{m}^3$.
- Aceleración de la gravedad (g) = $9.81 \text{ m} / \text{s}^2$.
- Coeficiente de arrastre (C_D) = 2 .
- Coeficiente de dilución $f' = C_d / C_e = 0.5$.

FIG. 5.12 Configuración del Delta



Con estas consideraciones se procede a obtener la velocidad y el tirante máximo que tendrá la corriente. Para realizar dicha obtención se tiene que resolver el sistema de ecuaciones planteado en el capítulo 3 y que continuación se reproduce.

$$\bar{v} = \sqrt{g \frac{(w_2 - w_1) \bar{h}}{w_1 C_D}} \quad \dots\dots (5.7.1)$$

$$f \cdot q_e \frac{C_e}{C_c} = \bar{v} \bar{h} \quad \dots\dots (5.7.2)$$

Sustituyendo los valores tenemos:

$$\bar{v} = \sqrt{9.81 \frac{(1,000.25 - 1,000) \bar{h}}{(1,000) 2}}$$

$$\bar{v} = 0.035 \sqrt{\bar{h}} \quad \dots\dots (5.7.3)$$

$$0.5 (1.875) \frac{0.25}{0.1875} = \bar{v} \bar{h}$$

$$\bar{v} \bar{h} = 1.25 \quad \dots\dots (5.7.4)$$

Sustituyendo (5.7.3) en (5.7.4) tenemos:

$$0.035 (\bar{h})^{3/2} = 1.25$$

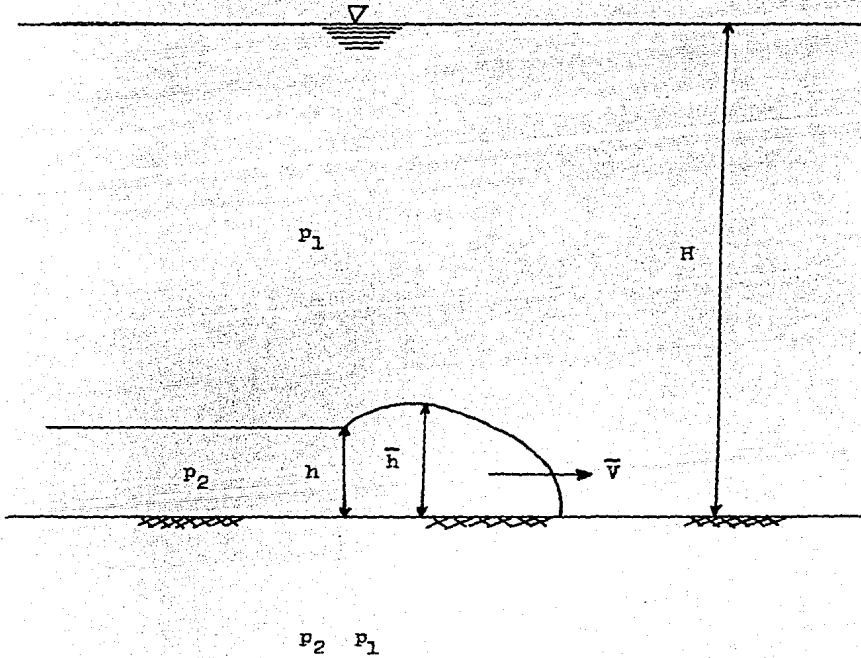
$$\bar{h} = 10.845 \text{ m}$$

Con lo cual:

$$\bar{v} = 0.035 \sqrt{10.845}$$

$$\bar{v} = 0.1153 \text{ m / s}$$

FIG. 5.13 Corriente de Densidad



Con la velocidad de la corriente se puede calcular la longitud mínima que recorrerá dentro del embalse, dicho cálculo se hace de la siguiente manera:

$$L_{\min} = \bar{V} t$$

donde :

t = tiempo de duración de la avenida en segundos.

Para este caso se considero que la avenida tendrá una duración de 30 días por lo cual :

$$t = 2,592,000 \text{ s.}$$

y

$$L_{\min} = 0.1153 (2,592,000)$$

$$L_{\min} = 298,756.8 \text{ m}$$

Este resultado indica que la corriente de densidad llegará hasta la cortina.

Por último se calcula el espesor que ocuparán los sedimentos, este cálculo se realiza de la siguiente manera:

$$E = \frac{q'_e t}{w_s L}$$

Para lo cual se considero que:

q'_e = gasto sólido unitario de entrada = $0.46875 \text{ Kg}_f / \text{s-m}$

w_s = peso específico del sedimento = $1,044 \text{ Kg}_f / \text{m}^3$

L = longitud de depósito = $19,312.13 \text{ m}$

t = tiempo que dura la avenida = $2,592,000 \text{ s}$

Sustituyendo los valores tenemos :

$$E = \frac{0.46875 (2,592,000)}{1,044 (19,312.13)}$$

$$E = 0.0603 \text{ m}$$

$$\underline{E = 6.03 \text{ cm}}$$

5.8 Consolidación.

A continuación se calculará el grado de consolidación que alcanzan los sedimentos después de 25 años, y por consiguiente la reducción de volumen que tendrán los mismos.

5.8.1 Criterio del USBR

$$W_N = W_0 + 0.4343 K ((N / N-1)(\ln N) - 1)$$

donde:

$$N = 25 \text{ años.}$$

$$W_0 = (1,450)(0.25) + (1,050)(0.6) + (344)(0.15) = 1,044.1 \text{ Kg / m}^3.$$

$$K = 0 (0.25) + (91)(0.6) + (344)(0.15) = 106.2$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$W_{25} = 1,044.1 + 0.4343 (106.2) ((25 / 25 - 1)(\ln 25) - 1)$$

$$\underline{W_{25} = 1,152.63 \text{ Kg}_f / \text{ m}^3}$$

5.8.2 Criterio de Lane y Koelzer.

$$W_T = W_1 X_1 + (W_2 + K_2 \log t) X_2 + (W_3 + K_3 \log t) X_3$$

donde :

$$T = 25 \text{ años.}$$

$$t = T - 1 = 25 - 1 = 24 \text{ años.}$$

$$W_1 = 1,490 \text{ Kg / m}^3.$$

$$W_2 = 1,040 \text{ Kg / m}^3.$$

$$W_3 = 480 \text{ Kg / m}^3$$

$$K_1 = 0$$

$$K_2 = 91.3$$

$$K_3 = 256$$

$$X_1 = 25\%$$

$$X_2 = 60\%$$

$$X_3 = 15\%$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$W_T = 1,490 (0.25) + (1,040 + 91.3 \log 24)(0.6) + (480 + 256 \log 24)(0.15)$$

$$\underline{W_{25} = 1,197.12 \text{ Kg} / \text{m}^3}$$

Analizando los resultados obtenidos, se obtiene que la disminución de volumen que sufrirán los sedimentos por el efecto de la consolidación es del orden del 10 % .

5.9 Análisis Económico

Para este análisis se estudiaron 4 alternativas, bajo el criterio de Beneficio - Costo, suponiendo que en las alternativas en que existan obras de protección en la cuenca estas entrarán en servicio al mismo tiempo que la presa, lo cual es precisamente el caso expuesto en el capítulo 3.

En la primera alternativa (A) estudiada la cuenca se encuentra sin ninguna obra de protección, mientras que en las tres restantes (B), (C) y (D) la cuenca si cuenta con obras de protección. Dichas obras consisten en terraceos que reducen la pendiente del 16% al 14% y - su longitud de 250m a 50 m (ver fig. 5.15), siendo la diferencia entre dichas alternativas la proporción de cuenca afectada, y es así que se tiene, que en la alternativa (B) se terraceará el 25% de la cuenca lo cual reducirá en la misma proporción la erosión, - en la alternativa (C) se trabajará un 50% de la cuenca y por lo tanto la erosión se reduce en un 50% y por último la alternativa (D) - que tiene un 75% de la cuenca con terraceos y un 75% menos de erosión.

Para este estudio se considerarán los siguientes datos:

Datos generales.

$$A = 56,721 \text{ Km}^2$$

$$R1 = 10,000,000 \text{ \$/Km}^2$$

$$V = 9,800 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$R = 100 \text{ \$/m}^3$$

Datos de la Alternativa (A)

$$E = 2.5 \%$$

$$S = 1.5 \%$$

Costos = 0.0 ya que no se tienen obras de protección.

Datos de la Alternativa (B)

$$E = 1.88 \%$$

$$S = 1.13 \%$$

$$C_{\text{Mantenimiento}} = 300,000 \text{ \$/Km}^2$$

$$C_{\text{obras}} = \$1.2408 \times 10^{12}$$

Datos de la Alternativa (C)

$$E = 1.25 \%$$

$$S = 0.75 \%$$

$$C_{\text{Mantenimiento}} = 300,000 \text{ \$/Km}^2$$

$$C_{\text{obras}} = \$2.4815 \times 10^{12}$$

Datos de la Alternativa (D)

$$E = 0.63 \%$$

$$S = 0.38 \%$$

$$C_{\text{Mantenimiento}} = 300,000 \text{ \$/Km}^2$$

$$C_{\text{obras}} = \$3.7224 \times 10^{12}$$

Para obtener el costo de las obras de protección se estimó lo siguiente :

- Volumen que tendrá que movilizarse por $\text{Km}^2 = 62,500 \text{ m}^3$.
- Costo de movilización del terreno = $1400 \text{ \$/ m}^3$.

Con los datos anteriores y las fórmulas planteadas en el capítulo 3 se analizan las alternativas en un período de 100 años. Los resultados de este análisis se concentrarán en la fig. 5.14 .

FIG. 5.14
Resultados del Análisis Económico

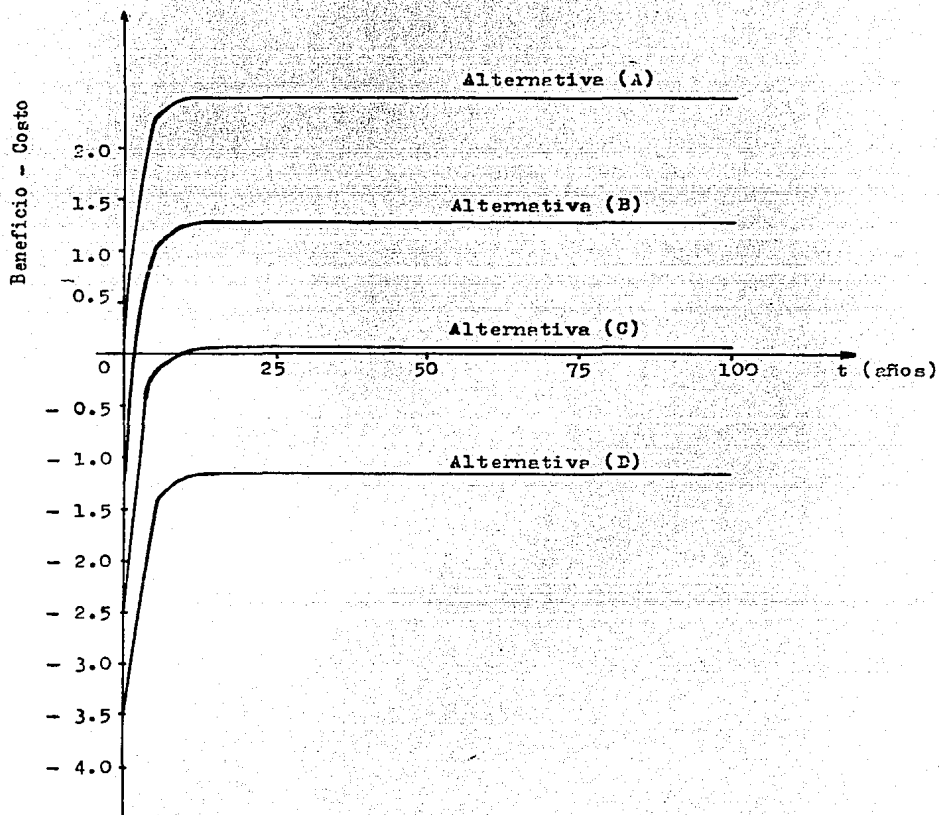
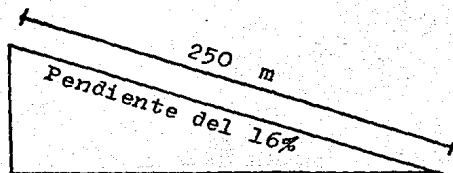
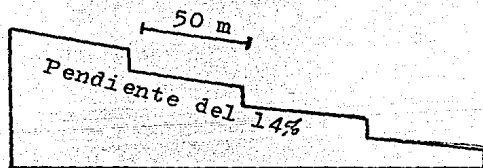


FIG. 5.15



Terreno sin protección



Terreno con terracedos

5.10 Comentarios

Del estudio realizado a la presa Bhakra, se desprenden varias observaciones interesantes, las cuales se mencionan a continuación.

- La primera observación es que del análisis sobre la eficiencia de retención, se obtuvo que más del 90% del material que entra al embalse se deposita en el fondo del mismo. Lo anterior es de esperarse ya que es generalmente lo que ocurre en grandes embalses como éste, además esto coincide bastante bien con las mediciones hechas en campo y cuyos resultados se concentran en la referencia (c).
- Como segunda observación, se tiene que del análisis realizado por métodos empíricos de la posible distribución del sedimento dentro del embalse (área-reducción, área-incremento y trigonométrico), se puede ver que el sedimento se depositará de una manera casi uniforme a todo lo largo del embalse; este hecho es ratificado posteriormente por los estudios de formación del delta y corrientes de densidad, en los cuales se observa que el delta llegará hasta la mitad del embalse mientras que las corrientes de densidad transportarán el sedimento restante hasta la cortina. A este último respecto se puede decir que como consecuencia de que las corrientes de densidad lleguen a la cortina habrá en ésta una acumulación importante de sedimento (esto se aprecia en los resultados del método área-incremento en los cuales se da una mayor elevación del piso en la zona de la cortina), lo anterior permite pensar que mediante obras de desfogue profundas podría ser desalojada una parte de los sedimentos, lo cual representaría entre un 10% y un 40% del total de material que llegará al vaso.
- Por último, del análisis económico se puede observar que se pre

sentan dos enfoques, que comunmente se encuentran en problemas ingenieriles y que por desgracia generalmente son opuestos lo cual hace que la decisión por tomar sea más difícil. Estos dos enfoques son el económico y el social; por parte del primero se tendría que la alternativa A sería la más conveniente ya que ésta brindaría beneficios desde el primer momento y no tendría que invertirse ninguna cantidad adicional (esto es lo que condiciona muchas veces el tomar una alternativa como la A y se da principalmente en países, en los cuales los recursos financieros son escasos). Ahora bien, por el lado de lo social la alternativa D sería la más adecuada ya que en esta por medio de las obras de protección se reduce considerablemente la erosión lo cual permite que la vida útil del embalse aumente considerablemente y que los terrenos utilizados para fines agrícolas, forestales, ganaderos, etc. no se pierdan, pero dicha alternativa tendría unos costos tan altos que siempre los beneficios estarían muy por debajo de dichos costos (lo cual no es saludable para ninguna economía y mucho menos para aquellas precarias de los países en desarrollo).

Por todo lo anterior se ve que el trabajo del proyectista debe consistir en combinar los dos enfoques y de esta manera obtener la alternativa más adecuada, para lo cual se deberán tomar en cuenta otros factores entre los cuales destacan: Disponibilidad de recursos, importancia del proyecto, magnitud de la erosión, afectaciones, necesidades actuales y futuras, etc. .

6. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

Como resultado del trabajo presentado surgió una metodología, en la cual se combinan métodos empíricos y analíticos que tratan los diferentes parámetros que intervienen en el problema de sedimentación en embalses, de la cual se desprenden las siguientes conclusiones:

- 1).- La metodología trata de contemplar el problema de una manera integral ya que considera factores que van desde el aporte de sedimentos hasta el análisis económico.
- 2).- Dicha metodología es un paso hacia adelante ya que mejora la manera en que se ha venido tratando el fenómeno de sedimentación.
- 3).- La metodología es aplicable aún cuando no se cuente con toda la información requerida. En tales casos se puede hacer un análisis comparativo, proponiendo diferentes valores a los datos faltantes y aplicando el método, lo cual permitirá acotar los rangos de variabilidad del problema. Evidentemente a mayor cantidad y calidad de información inicial mejores serán los resultados obtenidos.
- 4).- En lo referente a los aspectos que conforman a dicha metodología se puede decir lo siguiente.
 - a).- Aporte de sedimentos. Es quizá el punto que mayor incertidumbre presenta, ya que involucra una gran cantidad de factores. De los intentos que hasta hoy se han hecho por valorarlo, sobresale el de la fórmula universal de pérdida de suelo (FUPS), que es el más completo ya que en él se conjugan los factores más representativos del problema y aunque en la actualidad su uso está limitado

a cuencas chicas es de esperarse que se extienda a cuencas mas grandes ya que sus alcances van más allá de otros métodos.

b).- Eficiencia de retención. La mayoría de los métodos existentes para valuarla son del tipo empírico y en general estos no toman en cuenta las características del sedimento que entra al embalse, más sin embargo los resultados que se obtienen con dichos métodos son aceptables, aunque cuando se requiera de una mayor precisión en los resultados se recomienda utilizar un método más completo como puede ser el de Karaushev.

c).- Distribución del sedimento. A este respecto se puede decir que los métodos empíricos tradicionales para valuarla son sumamente fáciles de emplear y requieren de poca información, pero sus resultados no son siempre de fiar, por lo cual se recomienda utilizarlos de una manera tentativa solo para conocer la posible ubicación del sedimento y cuando se requiera de una mejor descripción, los resultados deberán ser complementados con estudios de formación de deltas, corrientes de densidad y turbidez.

d).- Delta. En este punto cabe mencionar que como los deltas en general no representan un problema grave por volumen, los métodos empíricos existentes se han considerado adecuados, y estos no toman en cuenta factores importantes como pueden ser las características del material, las condiciones hidráulicas de la entrada del embalse, la configuración del vaso, etc., por lo cual sus resultados no son muy precisos, debido a esto y a que existen casos en que los deltas pueden causar grandes problemas tanto a instalaciones dentro de la presa como a instalaciones aguas arriba de la misma se tuvo la necesidad de crear métodos de carácter analítico

que representarán con mayor precisión el fenómeno (dichos métodos son complejos y su estudio queda fuera del alcance de este trabajo, por lo cual el lector interesado en adentrarse en este tema puede consultar la referencia d.).

e).- Corrientes de densidad. Este es un fenómeno que apenas empieza a ser estudiado y por tanto los alcances y aplicaciones prácticas, son aún limitadas, pero se ha logrado observar que un manejo adecuado de éstas puede conducir a aliviar en forma parcial el problema de sedimentación.

f).- Consolidación. La consolidación de los materiales sedimentados en un embalse se puede decir que es importante desde el punto de vista de que en el futuro, tal vez, una solución importante para salvar los embalses existentes sea la de remover dichos sedimentos y esta remoción será más difícil en los casos en que el material esté altamente consolidado, por lo cual conocer el grado de dicha consolidación permitirá escoger el equipo y la forma más adecuada de extraer el material depositado. En cuanto a los métodos existentes para valuar este fenómeno se puede decir que estos dan buenos resultados, ya que toman en cuenta los factores más relevantes que intervienen en la consolidación.

g).- Análisis económico. Los objetivos de la metodología propuesta son; conocer la magnitud de los factores que intervienen en el problema de sedimentación, encontrar posibles soluciones y tomar la más adecuada y es aquí precisamente, donde entra el análisis económico ya que este indicará la pauta para escoger alguna de las posibles soluciones, de aquí se desprende que dicho análisis debe ser elaborado con el mayor cuidado posible y tomando en consideración todos los posibles aspectos (social, económico, ecológico, etc.) que se tengan en cada alternativa.

Referencias Consultadas

- a).- Aki, S. y Shirasuna, T. (1977), " Numerical simulation of temperature and turbidity in reservoirs ", XVII Congress of the IAHR, Baden Baden, Germany, pp 41 - 48 .
- b).- Campos, A. F. (1980), " Dimensionamiento de la capacidad para sedimentos en los embalses ", Tesis de Grado DEPFI, UNAM, México.
- c).- Central Board of Irrigation and Power (1977), " Life of Reservoir ", Technical Report No 19, New Delhi.
- d).- Gracia, J. (1981), " Modelo matemático para simular el funcionamiento hidráulico de cauces con arrastre de sedimentos", Tesis de Grado, DEPFI, UNAM, México .
- e).- Gracia, J. y Hernández, J. (1982), " Sedimentación en embalses", Instituto de Ingeniería, UNAM, México .
- f).- Graf Walter, H. (1984), " Hydraulics of reservoir sedimentation", Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Communication du Laboratoire D'hydraulique, No 51 .
- g).- Hernández Alcántara, J. V. (1982), " Estudio de las corrientes de densidad como factor en el problema de la sedimentación en embalses", Tesis de Grado DEPFI, UNAM, México.
- h).- Strand, R. I. (1977), " Sedimentation ", Appendix H in the Design of Small Dams, Bureau of Reclamation, U.S. States Department of the interior, second edition and revised reprint, Washington, D. C., U.S.A. .
- i).- United States Department of Agriculture (1978), " Predicting Rainfall Erosion Losses. A Guide to Conservation Planning", Agriculture Handbook Number 537, prepared by Science and Education Administration in cooperation with Purdue Agricultural Experiment Station, Washington, D.C. , USA .

Referencias Recomendadas

- 1).-- Anuchin, V. N. et al, " Experimental research of bed density flows under natural condition and their modelling in laboratory ", International Symposium on Stratified flows, IAHR, Novosibirsk, USSR (Aug 29-30, 1972), pp 525 - 532 .
- 2).-- Borland, W. M. " Reservoir Sedimentation ", chapter 29, volume II of the River Mechanics, edited and published by Hsieh Wen Shen. Fort Collins, Colorado, USA 1971 .
- 3).-- Basso, E. (1977), " Métodos de medición", curso regional de formación sobre procesos de erosión y sedimentación en América Latina, Bogotá, Colombia.
- 4).-- Evans, W. R. and Kalkanis, G. " Use of the Universal Soil Loss Equation in California ", page 31 to 40 in Soil Erosion: Prediction and Control, special publication No 21 of the soil Conservation Society of America. Ankeny, Iowa, USA 1977 .
- 5).-- Fukuoka, S. and Fukushima, Y. " On dynamic behavior of the head of the gravity current in a stratified reservoir ", IAHR Second International Symposium on Stratified Flows, Thondheim, Noruega, (June 1980) .
- 6).-- Glymph, L. M. " Importance of Sheet Erosion as a Source of Sediment ", vol. 38 , No 6 of transactions of American Geophysical Union, page 903 - 907, december 1957 .
- 7).-- Harleman, D. R. " Stratified flows " Section 26 in Handbook of Fluid Dynamics, editor in chief streeter V.L. , Mc Graw Hill Book Co, New York 1961 .
- 8).-- James, L. D. end Lee, R. R. " Economics of water resources planning " Mc Graw - Hill Book Co, New York 1971.
- 9).-- Kao, W. T. " Density currents and their applications ", journal of Hydraulics Division, ASCE, HY5, paper 12947, (May 1977), 543 - 555 .

- 10).-- Maza A. , J. A. " Solid Material Contributed by a Watershed and Its Variation When Modified ", Report 6, question No 47 in the Transactions of the Twelfth International Congress on Large Dams. México city, March 29 - April 2, 1976 .
- 11).-- Megahan, W. F. " Volume Weight of Reservoir Sediment in Forested Areas ", Journal of Hydraulics Division, ASCE, HY8, paper 9129, page 1335 to 1342, August 1972.
- 12).-- Paiz - Cuddou, I. C. dos M. and Rawal, S. N. C. " Sedimentation of Reservoirs ", Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, IR3, page 415 to 429 september, 1969 .
- 13).-- Pemberton, E. L. " Reservoir Sedimentation ", Chapter 8 in the Proceedings of the First Seminary Japanese - American on Erosion and Sedimentation. Honolulu, Hawai, USA Holy Week, 1978 .
- 14).-- Piest, R. F., Kramer, L. A. and Heinemann, H. G. " Sediment Movement from Loessial Watersheds ", page 130 to 141 in the Proceedings of the Sediment - Yield Workshop, USDA Sedimentation Laboratory, Oxford, Mississippi, USA November 28-30 1972.
- 15).-- Pyrkin, Y. G., Samoliubov, et al, " Transport of suspended matter in the Nurek Hidroelectric Station Reservoir by density currents, and calculation of the silting up of the reservoir " Gidrotekh Stroit No 5 , 1978, pp 9-12 .
- 16).-- Fyrkin, Y. G. and Samoliubov, B. I. (1978), " In situ investigations of under flow density currents in the presence of bottom erosion ", Water Resources, Vol 5, No 6, pp 866- 876 .
- 17).-- Sánchez B., J.L. " Consideraciones sobre el funcionamiento hidráulico e hidrológico de presas pequeñas ". paginas 39 a 50 en la memoria del simposio sobre almacenamientos pequeños, patrocinado por la Secretaría de Agricultura y Ganadería. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, D.F. Agosto 1975.

- 18).- Shen, H. W. and Li, R. M. " Watershed Sediment Yield ", chapter 21, volume II in stochastic approaches to water re_ sources, edited and published by Hsieh Wen Shen. Fort Collins Colorado, USA 1976 .
- 19).- Soil Conservation Service, USDA " Guide to Sedimentation Investigations ". Technical Guide - 12, South Technical Ser_ vice Center Area, Engineering and Watershed planning unit, Fort Worth, Texas, USA june 1976 .
- 20).- Sthefan, H. " High concentration turbidity currents in reser_ voirs" XV Congress of the IAHR, Istanbul - Turkey, 1973, pp 341 - 352 .
- 21).- Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual, ASCE. " Chapter IV : Sediment Sources and Sediment Yields ". Jour_ nal of Hydraulics Division, ASCE, Committee on Sedimentation, HY6, paper 7337 page 1283 to 1329. June 1970 .
- 22).- Thomas, W. A. " Volume 12 : Sediment Transport, without Appen_ dices 6 and 7 ". Hydrologic Engineering Methods for Water Re_ sources Development, the Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers. Davis, California, USA june 1977.
- 23).- Vanoni Vito, A. (1977) " Sedimentation Engineering ", ASCE - Manuals and Reports on Engineering, Practice No 54 , New York.
- 24).- Yih, C. S. " Stratified Flows " Academia Press, Inc., New York, USA, 1980 .