



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DEL FENÓMENO EL NIÑO EN EL AÑO 1998 EN LA PRESA LOS EJIDOS

Rubén Luis Gerardo Carrión Melgarejo

Piura, 14 de Enero de 2004

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil



Esta obra está bajo una [licencia](#)
[Creative Commons Atribución-](#)
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Programa Académico de Ingeniería Civil



“Análisis de los efectos del Fenómeno del Niño en el año 1998 en la presa Los Ejidos”

**Tesis para optar el título de:
Ingeniero Civil**

Rubén Luis Gerardo Carrión Melgarejo

Asesor: Ing. Jorge Reyes Salazar

Piura, Enero 2004

A Dios, mi abuela, padres, tíos y hermanos y María.

PRÓLOGO

El fenómeno del niño del año 1998, originó muchos daños en estructuras civiles tales como carreteras, puentes, canales de irrigación, viviendas, etc. Este fenómeno nos ha puesto en alerta ya que de presentarse mayores avenidas; lo cual se ha hecho probable, otras estructuras que no sufrieron daños graves podrían ser afectadas.

Una de las estructuras de mayor importancia en la ciudad de Piura es la presa Los Ejidos, obra de la segunda etapa del Proyecto Especial Chira Piura, que permite irrigar las tierras de cultivo del Bajo Piura. Por encontrarse en el cauce del río Piura, esta estructura está sometida a presencias recurrentes de grandes avenidas como consecuencia del Fenómeno del Niño. Esto unido a que está muy próxima a la ciudad, hace que requiera una profunda evaluación.

Dentro de esta evaluación hay que determinar cuáles son los principales problemas que se pueden presentar en el caso que ocurran grandes avenidas.

Uno de los problemas que ya se había presentado antes del fenómeno de 1998 es la colmatación del embalse, esta presa estaba colmatada casi en su totalidad, lo que había provocado la pérdida de su volumen útil. A pesar que esta presa cumple con otra función importante que es mantener el nivel de agua y se permita irrigar las zonas de cultivo del Bajo Piura, se notan una serie de desventajas como la falta de seguridad en el lugar de la presa al ser un lugar muy concurrido en época de verano, también se está desaprovechando la posibilidad de efectuar pequeñas regulaciones y de esa manera optimizar el uso agrícola e hidroeléctrico, además no se puede tener un buen comportamiento ante situaciones de grandes avenidas. Ante esta situación se está planteando un diseño teórico de un sistema de hidrosucción a utilizar en la presa, necesario para poder descolmatarla, evitando así elevados costos que se tendrían si es que se utilizaran otros métodos. El mecanismo utilizado aprovecha la energía potencial originada por los desniveles aguas arriba y aguas debajo de la presa, para remover el material depositado en la presa; esta diferencia piezométrica conduce al sedimento mezclado con agua dentro de una tubería, desde la boca de succión aguas arriba de la presa, hasta aguas abajo del río sin requerir energía externa.

Otro problema es la falta de evacuación de grandes avenidas y la determinación de la capacidad de la presa. En el año 1998 el Proyecto Especial Chira Piura determinó

que el caudal que atravesó por la presa fue de 4424 m³/seg; este cálculo fue erróneo porque se hizo en base a la extrapolación de las curvas de gasto de la presa pero no se tomó en cuenta que la operación de la presa no fue la correcta, ya que no se habían abierto completamente las compuertas, y que además existía influencia del nivel aguas abajo de la presa. En este estudio se plantean tres alternativas para determinar cuál es la más conveniente de acuerdo a la capacidad que se quiera tener en la presa, lógicamente esta capacidad estará de acuerdo a una probabilidad de ocurrencia de una máxima avenida en un tiempo determinado. De esta manera se tendría una presa con capacidad para evacuar grandes avenidas originadas por el fenómeno de El Niño.

Como último gran problema se tiene la disipación de energía. Este problema hay que tenerlo muy en cuenta porque en el año 1983 el aliviadero fijo colapsó debido a que el disipador de energía no cumplió su función y se produjo la socavación del aliviadero fijo y posterior colapso. En esta tesis se evalúa el disipador de energía existente y se plantea un diseño teórico de un disipador de energía para diferentes caudales. Cabe tomar en cuenta que estos diseños teóricos son sólo planteamientos y los diseños definitivos tendrían que hacerse a través de modelos hidráulicos que podrían ser temas para otras investigaciones.

Espero que esta tesis sea aplicada y no quede sólo como un planteamiento, porque se hace necesario que la presa Los Ejidos tenga un buen funcionamiento para futuras avenidas y evitar así problemas que puedan originar pérdidas de todo tipo.

Finalmente quiero agradecer a mi asesor, Ing. Jorge Reyes Salazar, por sus orientaciones en el desarrollo del presente trabajo de investigación. Así mismo al Mgtr. Ing. Jorge Ortiz por ofrecerme las facilidades para obtener información valiosa de otras instituciones.

RESUMEN

La presa Los Ejidos es una estructura importante, porque a través de ésta se puede irrigar el valle del Bajo Piura, por eso es necesario realizar el análisis de los efectos que produjo el Fenómeno del Niño en el año 1998.

La investigación se realizó en tres etapas:

- 1.- Investigación Bibliográfica: Consistió en estudiar los principios básicos de tres temas para este estudio como son el Sistema de Hidrosucción de Sedimentos, Disipadores de Energía y Capacidad de una presa, recopilando informes de investigadores que han abarcado estos temas.
- 2.- Recopilación de información básica y trabajo de laboratorio: Se consiguió planos de la presa, datos de avenidas máximas, estudios hechos en la presa. También se recogió muestras del sedimento depositado en el embalse realizándose ensayos de laboratorio para el diseño del Sistema de Hidrosucción.
3. Evaluación: Se realizan los cálculos teóricos y los resultados se comparan con los existentes in situ determinando recomendaciones a seguir en un período a corto plazo. Para el sistema de hidrosucción se realiza un diseño y se proponen pautas para la instalación y operación del sistema .

ÍNDICE

DEDICATORIA

PRÓLOGO

RESUMEN

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN 1

**CAPÍTULO 1 : FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LOS FLUIDOS Y
SEDIMENTOS**

1.1 MODO DE TRANSPORTE DE LOS SÓLIDOS 2

1.2 DISTRIBUCIÓN DEL TRANSPORTE SÓLIDO 3

1.3 PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SÓLIDOS TRANSPORTADOS..... 5

1.3.1 Tamaño 5

1.3.2 Densidad, peso específico y gravedad específica 6

1.3.2.1 Densidad 6

1.3.2.2 Peso Específico 6

1.3.2.3 Gravedad Específica 7

1.3.3 Forma 7

1.3.3.1 Esfericidad.....	7
1.3.3.2 Redondez.....	7
1.4 FASES DEL TRANSPORTE.....	8
1.5 FUERZA DE ARRASTRE.....	9
1.6 VELOCIDAD CRÍTICA DE ARRASTRE.....	10
1.7 GASTO LÍQUIDO - CRÍTICO.....	10
1.8 EL INICIO DEL MOVIMIENTO DE UNA PARTÍCULA.....	10
1.9 EQUIPOS Y MÉTODOS PARA DETERMINAR LOS PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE LA SEDIMENTACIÓN.....	10
1.9.1 Equipos y métodos para medir el gasto sólido.....	10
1.9.1.1 Instrumento para muestreo de material de fondo.....	11
1.9.1.2 Instrumento para muestreo de material de suspensión.....	12

CAPÍTULO 2: PRESAS

2.1 DEFINICIÓN.....	14
2.2 OBJETIVOS.....	15
2.3 ELEMENTOS.....	16
2.4 PROBLEMAS MÁS FRECUENTES.....	23
2.4.1 Sedimentación de embalses.....	23
2.4.2 Erosión del colchón amortiguador.....	24
2.4.3 Determinación de la capacidad del aliviadero.....	24

CAPÍTULO 3: SEDIMENTACIÓN DE EMBALSES

3.1 PROBLEMAS EN LA APRECIACIÓN DE LA EFICIENCIA DE RETENCIÓN.....	29
3.2 MECANISMO DE LA DECANTACIÓN Y SU DESARROLLO EN EL TIEMPO.....	30
3.3 CONSECUENCIA DE LA PÉRDIDA DE VOLUMEN ÚTIL EN EMBALSES	31

3.4 MÉTODO PARA CUANTIFICAR LA COLMATACIÓN DE UN EMBALSE EXISTENTE	33
---	-----------

3.5 MÉTODO PARA AUMENTAR LA VIDA DEL EMBALSE	38
---	-----------

CAPÍTULO 4: DISIPADOR DE ENERGÍA

4.1 TIPOS DE AMORTIGUADORES	43
--	-----------

4.2 COLCHONES AMORTIGUADORES O TANQUES AMORTIGUADORES	43
--	-----------

4.3 GENERALIDADES SOBRE EL DISEÑO DE TANQUES AMORTIGUADORES SEGÚN EL BUREAU OF RECLAMATION DE LOS EE.UU.	49
--	-----------

CAPÍTULO 5: SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN DE SEDIMENTOS

5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA	53
--	-----------

5.2 SIFONES	54
--------------------------	-----------

5.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN DE SEDIMENTOS	71
---	-----------

5.4 REQUISITOS PARA USAR EL SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN DE SEDIMENTOS.....	72
---	-----------

5.5 PASOS PARA DISEÑAR EL SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN	74
--	-----------

CAPÍTULO 6: APLICACIÓN DEL SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN EN LA PRESA LOS EJIDOS.

6.1 INFORMACIÓN BÁSICA	76
-------------------------------------	-----------

6.2 DISEÑO TEÓRICO DEL SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN	76
---	-----------

6.3 OPERACIÓN DEL SISTEMA.....	78
---------------------------------------	-----------

CAPÍTULO 7: CAPACIDAD DEL ALIVIADERO

7.1 INFORMACIÓN BÁSICA	79
-------------------------------------	-----------

7.2 CARACTERÍSTICAS DEL VERTEDOR.....	80
--	-----------

7.3 COEFICIENTE DE DESCARGA	89
--	-----------

7.4 VERTEDORES CON CRESTA MÓVIL	98
7.5 VERTEDORES EN CORTINAS DE ENROCAMIENTO	99
7.6 CÁLCULO TEÓRICO DE LA CAPACIDAD DEL ALIVIADERO EN LA PRESA LOS EJIDOS	101

CAPÍTULO 8: EVALUACIÓN DEL DISIPADOR DE ENERGÍA EN LA PRESA LOS EJIDOS

8.1 EVALUACIÓN DEL COLCHON AMORTIGUADOR EXISTENTE	109
8.1.1 Determinación de la profundidad del salto hidráulico.	109
8.1.2 Determinación de la longitud del salto hidráulico	110
8.1.3 Determinación de la pérdida de energía.....	110
8.1.4 Determinación de posible erosión dentro de la poza disipadora.....	110
8.1.5 Funcionamiento de la poza disipadora con diferentes caudales.....	111
8.2 DISEÑO TEÓRICO.....	111

CAPÍTULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 114

BIBLIOGRAFÍA..... 115

ANEXOS 117

ANEXO 1: RESULTADOS DEL CAUDAL MÁXIMO EL 12 DE MARZO DE 1998

ANEXO 2: RESULTADOS DEL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD MÁXIMA DE LA PRESA.

ANEXO 3: GRÁFICOS.

ANEXO 4: PLANOS.

ANEXO 5: FOTOS.

RELACIÓN DE TABLAS

- Tabla 1.1.- Clasificación de tamaño de partículas sólidas.
- Tabla 3.6.1.- Coeficiente de consolidación (K_{co}).
- Tabla 3.6.2.- Peso Específico aparente inicial (W_t).
- Tabla 3.6.3.- Rango de pesos específicos de los sedimentos de un embalse después de 50 años de acumulación.
- Tabla 7.1.- Curvas de Descarga vs. Nivel de Agua, Aguas Debajo de la Presa (según Estudios en Modelo Hidráulico 1983/84; Valores extrapolados a partir de 3200 m³/s).
- Tabla 7.2.- Valores de C en la fórmula $Q = CLH^{3/2}$ para vertedores de cresta ancha.

RELACIÓN DE FIGURAS

Fig. 1.1.- Modo de transporte de los sólidos.

Fig. 1.2.- Distribución del transporte sólido.

Fig. 1.3.- Distribución del transporte sólido en un estrechamiento del lecho del río.

Fig. 1.4.- Distribución vertical de los sólidos en suspensión.

Fig. 1.5.- Fases del transporte.

Fig. 3.1.- Elementos característicos del embalse sin sedimentos.

Fig. 3.2.- Proceso de sedimentación en un embalse.

Fig. 3.3.- Esquema hipotético de deposición y formación de corrientes de densidad en un embalse

Fig. 3.4.- Variación del volumen útil con el tiempo en función del avance de sedimentación.

Fig. 4.1.- Disipación de energía.

Fig. 4.2.- Ejemplos de protección al pie de las cortinas.

Fig. 4.3.- Salto Hidráulico.

Fig. 4.4.- Hidráulica de la cortina.

Fig. 5.1.- Descripción del Sistema de Hidrosucción de Sedimentos.

Fig. 5.2.a.- Partes del sifón.

Fig. 5.2.b.- Disposición general del sifón.

Fig. 5.2.c.- Energía de sifón.

Fig. 5.2.d.- Perfil del sifón, cotas y posiciones de estudio.

Fig. 5.2.e.- Evaluación de la presión estática, pérdida de carga y altura de velocidad en el recorrido del sifón.

Fig. 5.2.f.- Presión dinámica del sifón.

Fig. 5.3.a.- Estrechamiento en la tubería.

Fig. 5.3.b.- Tubería con presión negativa.

Fig. 5.4.- Presión en el codo del sifón.

- Fig. 7.1.- Esquema para el desarrollo de la fórmula de Poleni – Weisbach.
- Fig. 7.2.- Condiciones de flujo adoptadas para la fórmula de Poleni – Weisbach.
- Fig. 7.3.- Vertedero de pared delgada, condiciones de flujo reales.
- Fig. 7.4.- Vertederos de pared delgada en función de las condiciones de flujo aguas arriba
- Fig. 7.5.- Vertederos de pared gruesa sin pérdidas.
- Fig. 7.6.- Vertedero de cresta ancha. Condiciones de flujo reales.
- Fig. 7.7.- Flujo sobre un vertedero de cresta ancha para $H_o/L > 3$.
- Fig. 7.8.- Coronamiento o cresta de vertedero. Distribución de velocidades.
- Fig. 7.9.- Formas prácticas de vertederos.
- Fig. 7.10.- Vertedero de pared ancha con la arista de aguas arriba redondeada.
- Fig. 7.11.- Vertedero de cresta ancha.
- Fig. 7.12.- Relación entre c y h . Vertedero de cresta ancha con pendiente y arista redondeada.
- Fig. 7.13.- Flujo con carga pequeña sobre un vertedero de cresta ancha.
- Fig. 7.14.- Ejemplos de vertederos de pared gruesa.
- Fig. 7.15.- Vertedor grueso, con $a > 15 H$.

RELACIÓN DE FOTOS

Foto 2.1.- Obras complementarias.

Foto 2.2.- Amortiguamiento de energía.

Foto 2.3.- Amortiguamiento de energía.

Foto 2.4.- Presas de gravedad.

Foto 2.5.- Presas de arco.

Foto 2.6.- Presas de contrafuertes.

Foto 2.7.- Presas de terraplén.

INTRODUCCIÓN

La presente tesis se ha realizado teniendo en cuenta los principales problemas que se presentan en la presa Los Ejidos. Para el tratamiento de estos problemas ha sido necesario tomar en cuenta las investigaciones relacionadas con estos problemas, como es el sistema de hidrosucción de sedimentos cuyo estudio lo han realizado ya muchos autores en el mundo y servirá para solucionar el problema de sedimentación de esta presa.

El presente trabajo contiene nueve capítulos. En los tres primeros capítulos se abarcan conceptos fundamentales que se refieren a la mecánica de fluidos, sedimentos y presas. En el cuarto capítulo se trata sobre disipadores de energía, sus fundamentos, tipos y el diseño. En el quinto capítulo se habla sobre los fundamentos, diseño, ventajas y desventajas del sistema de hidrosucción de sedimentos. En el sexto capítulo se trata sobre la aplicación del sistema de hidrosucción de sedimentos en la presa Los Ejidos. En el séptimo capítulo se trata sobre la capacidad de la presa, para lo cual se toma en cuenta diferentes conceptos cuyo objetivo es calcular la capacidad de la presa. En el octavo capítulo, conociendo el resultado del cálculo del séptimo capítulo, se realiza un diseño del disipador de energía de la presa. En el noveno capítulo se realizan las conclusiones y recomendaciones finales.

Este trabajo se ha realizado con el fin de dar una solución a los principales problemas en esta estructura tan importante, y se espera que esto sea base para realizar estudios en modelos hidráulicos y llegar así a soluciones más precisas.

CAPITULO 1: FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LOS FLUIDOS Y SEDIMENTOS

1.1 MODO DE TRANSPORTE DE LOS SÓLIDOS

Las partículas son transportadas principalmente de dos maneras: las de mayor tamaño ruedan sobre el fondo constituyendo el transporte sólido de fondo; las más finas se mantienen y son trasladadas en suspensión. Es posible que ciertas partículas se transporten de un modo especial a saltos, y no constituyan propiamente material de fondo ni material en suspensión. A esta modalidad se le denomina transporte por saltación. La figura 1.1 muestra las modalidades de transporte.

La naturaleza del movimiento depende del tamaño, forma y gravedad específica de la partícula en relación con la velocidad y turbulencia asociada. Bajo ciertas condiciones de alta velocidad, como las altas pendientes de las corrientes montañosas, las partículas son transportadas intermitentemente en suspensión.

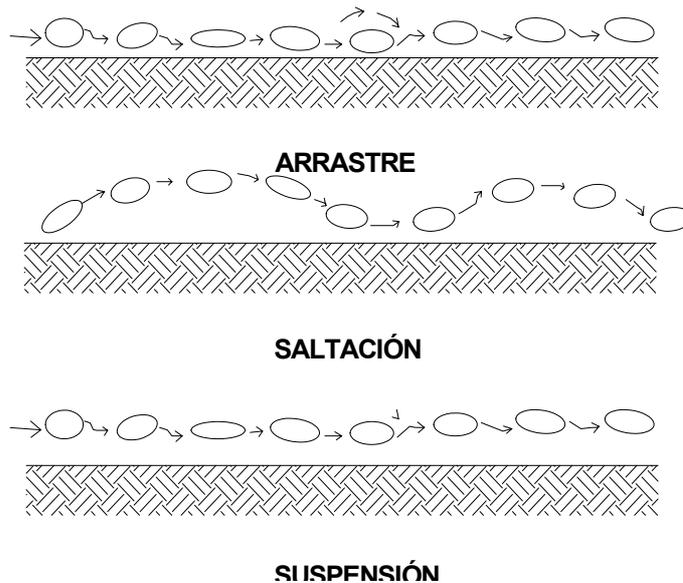


Fig. 1.1.- Modo de transporte de los sólidos.

Por otro lado, partículas muy pequeñas se mueven como carga de lecho en canales con pendientes bajas, y velocidades bajas. En cualquiera de las formas, el sedimento transportado puede originar serios problemas.

1.2 DISTRIBUCIÓN DEL TRANSPORTE SÓLIDO

Un caso particular se presenta en los tramos en curva, tal como se muestra en la figura 1.2 En este caso la velocidad en la margen exterior es notablemente mayor que la velocidad en la margen interior. Como todo cambio en la velocidad representa un cambio en la velocidad de transporte se tendrá erosión en la margen externa y sedimentación en la margen interna.

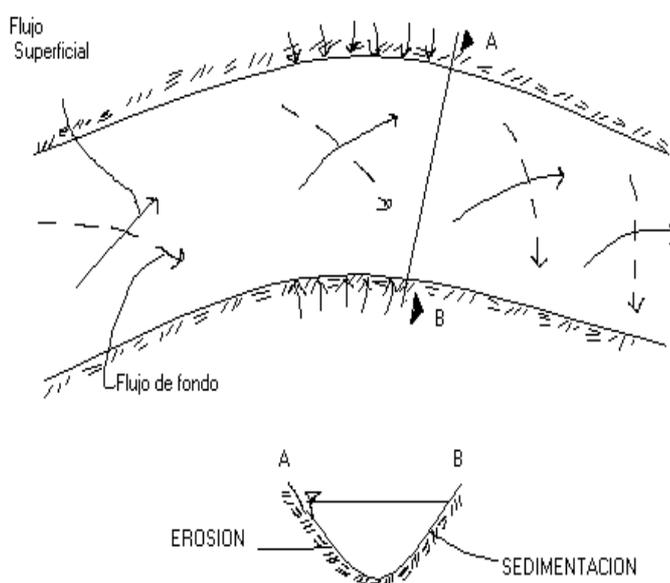


Fig. 1.2.- Distribución del transporte sólido.

Otro caso es el que se presenta en un estrechamiento del lecho del río (ver figura 1.3). Al aumentar la velocidad, aumentará enormemente la capacidad de transporte y por consiguiente habrá erosión. Se tendrá también una mayor cantidad de material que entra en suspensión. En cambio un ensanchamiento en la sección transversal ocasionará sedimentación por la disminución de la velocidad.

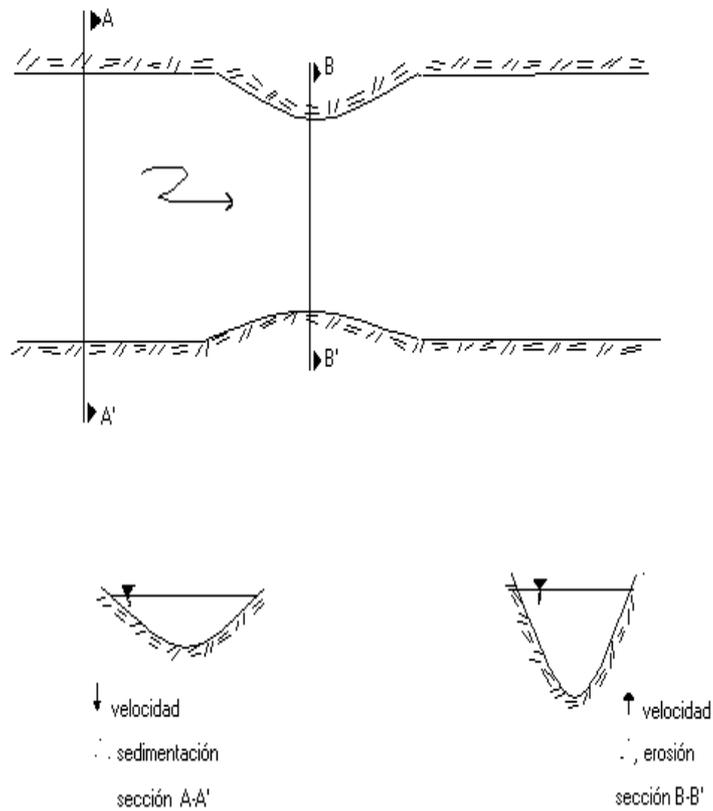


Fig. 1.3.- Distribución del transporte sólido en un estrechamiento del lecho del río.

La distribución vertical de los sólidos suspendidos es como sigue: se concentran a medida que se acercan al fondo y es menos su concentración en la superficie. Si los sólidos son homogéneos y de diámetros menores a 0.1 mm., la concentración es casi – constante en toda la vertical. A continuación en la figura 1.4 se observan las curvas características, de carácter esquemático, las cuales representan la distribución vertical de concentración de material en suspensión y de velocidad de la corriente.

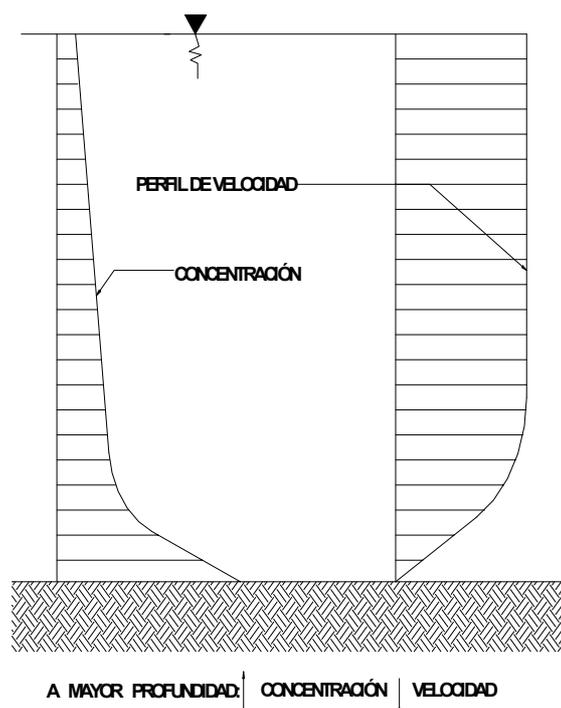


Fig. 1.4.- Distribución vertical de los sólidos en suspensión.

1.3 PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SÓLIDOS TRANSPORTADOS

Sus propiedades y características son muy importantes para el cálculo del tiempo de sedimentación de un embalse, para determinar las dimensiones de un modelo físico, y para la evaluación de la socavación, tanto local como general.

1.3.1 Tamaño

Es uno de las propiedades más importantes de los sedimentos, no solamente porque es directamente medible, sino porque con ella están relacionadas la mayoría de las propiedades fundamentales de los sedimentos. El tamaño, puede ser definido por el volumen, diámetro, peso, velocidad de caída, tamaño de malla, etc. Algunas propiedades, con excepción del volumen, están afectadas también por la forma y la densidad de la partícula.

El tamaño puede ser medido directamente por calibradores o mallas, o por métodos indirectos como los ópticos, fotográficos o a través de la misma sedimentación. El tamaño, por sí solo, no es una característica representativa, pero sí lo es la forma de distribución de los diferentes tamaños en las barras y los bancos de un canal o de un embalse.

Existen diferentes clasificaciones para identificar a una partícula de tamaño determinado. En la tabla 1.1 se presenta la clasificación perteneciente a la American Geophysical Union (A.G.U.), confeccionada en base al diámetro.

TABLA 1.1 CLASIFICACIÓN DEL TAMAÑO DE PARTÍCULAS SÓLIDAS			
1	Cantos rodados (250 – 400 mm)	- muy grandes	2000-4000mm
		- grandes	1000-2000mm
		- medianos	500-1000mm
		- pequeños	250 - 500mm
2	Guijarros (64 –250 mm)	- grandes	125 - 250mm
		- pequeños	64 – 25mm
3	Gravas		2 - 64mm
4	Arenas (0.062 a 2 mm)	- muy gruesas	1 - 2mm
		- gruesas	0.5 - 1mm
		- media	0.25 - 0.5mm
		- fina	0.125 - 0.25mm
		- muy fina	0.062 -0.125mm
5	Limos		0.0040 a 0.062 mm
6	Arcilla		0.0024 a 0.004 mm

1.3.2 Densidad, peso específico y gravedad específica

1.3.2.1 Densidad

La densidad se denota con la letra ρ , y se define como la relación de la masa por unidad de volumen. La densidad de los sedimentos depende de su composición mineral. La densidad relativa de un material sumergido en agua se puede escribir como la siguiente relación, muy utilizada en el cálculo de transporte de sedimentos:

$$\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \dots\dots\dots(1)$$

ρ_s = densidad del sedimento

ρ = densidad del agua.

1.3.2.2 Peso específico

El peso específico se denota con la letra δ_s , y se define como el peso por unidad de volumen, considerando la definición de la densidad, entonces se puede escribir la siguiente relación:

$$\delta_s = \rho_s \times g \dots\dots\dots(2)$$

g = aceleración de la gravedad.

$$W = V \times (\delta_s - \delta) \dots\dots\dots(3)$$

W : Peso de la partícula

V : Volumen de la partícula

V : Volumen de la partícula
 δ : Peso específico del agua

El peso específico neto de una partícula sumergida en el agua $\delta's$, está definido por la relación:

$$\delta's = \delta s - \delta \dots \dots \dots (4)$$

El peso específico es un parámetro ampliamente utilizado en la hidráulica y en el análisis del transporte de sedimentos.

1.3.2.3 Gravedad Específica

Se define como la relación del peso específico de un líquido o de un sólido, con respecto al peso específico del agua a 4°C. La gravedad específica puede variar entre 2,3 a 7,6. El valor promedio es de 2,65.

1.3.3 Forma

Con este concepto se abarca todo lo que se refiere a las formas geométricas de una partícula, haciendo caso omiso de su composición mineral. Partículas de diferente forma geométrica, pero del mismo volumen y de la misma densidad, pueden conducirse de forma similar, en los líquidos que están en movimiento, es decir, que la forma puede ser definida en relación con el comportamiento hidromecánico de la partícula.

1.3.3.1 Esfericidad

La esfericidad es un parámetro adicional usada para establecer las relaciones entre el fluido y la partícula que se mueve en él. La esfericidad se define como la relación que existe entre el área superficial de una esfera, que tiene el mismo volumen que el de la partícula y el área de la partícula misma. Si a, b, c son ejes perpendiculares entre sí, que pasan por la partícula, a-eje mayor, b-eje intermedio, c-eje menor, Krumbein propone la siguiente expresión para la esfericidad. (Ψ_p):

$$\Psi_p = 3 \sqrt[3]{\left(\left(\frac{b}{a}\right)^2 \times \left(\frac{c}{b}\right)\right)} \dots \dots \dots (5)$$

La esfericidad depende fundamentalmente de la composición mineral de las partículas.

1.3.3.2 Redondez

Es otro parámetro adimensional muy poco utilizado en el estudio del comportamiento hidráulico de las partículas, pero que tiene mucha aplicación en el estudio de abrasión. La redondez se define como la relación de la distancia promedio entre las puntas o filos que tiene una partícula, al radio del círculo inscrito, en el área máxima proyectada de la partícula utilizando el sistema de ejes anteriormente propuesto. El factor de esfericidad S_p tiene la siguiente expresión:

$$S_p = \frac{c}{(axb)} \dots\dots\dots(6)$$

La esfericidad y redondez tienden a disminuir con la disminución del tamaño de las partículas.

1.4 FASES DEL TRANSPORTE

Para un flujo gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable pasando por diferentes etapas que son función de la velocidad media del flujo. Dichos estados son (ver figura 1.5).

-Fondo Plano: Es una etapa inicial que corresponde a una velocidad pequeña. Se observa movimientos aislados e intermitentes de las partículas más gruesas constituyentes de fondo. Las pequeñas entran eventualmente en suspensión.

-Rizos: Al incrementarse la velocidad aparecen ondulaciones en el fondo de pequeña amplitud. Hay un aumento de la resistencia (aumento del coeficiente de Manning y disminución del coeficiente de Chezy).

-Dunas: La fase siguiente representa un cambio en la forma de los rizos. Adquieren hacia aguas arriba una pendiente suave en la que se produce erosión y hacia aguas abajo una pendiente fuerte. Hay un aumento de la resistencia. Eventualmente las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras.

-Antidunas: Representa una inversión de las dunas. La característica es que hay deposición en la pendiente de aguas arriba y erosión en la de aguas abajo.

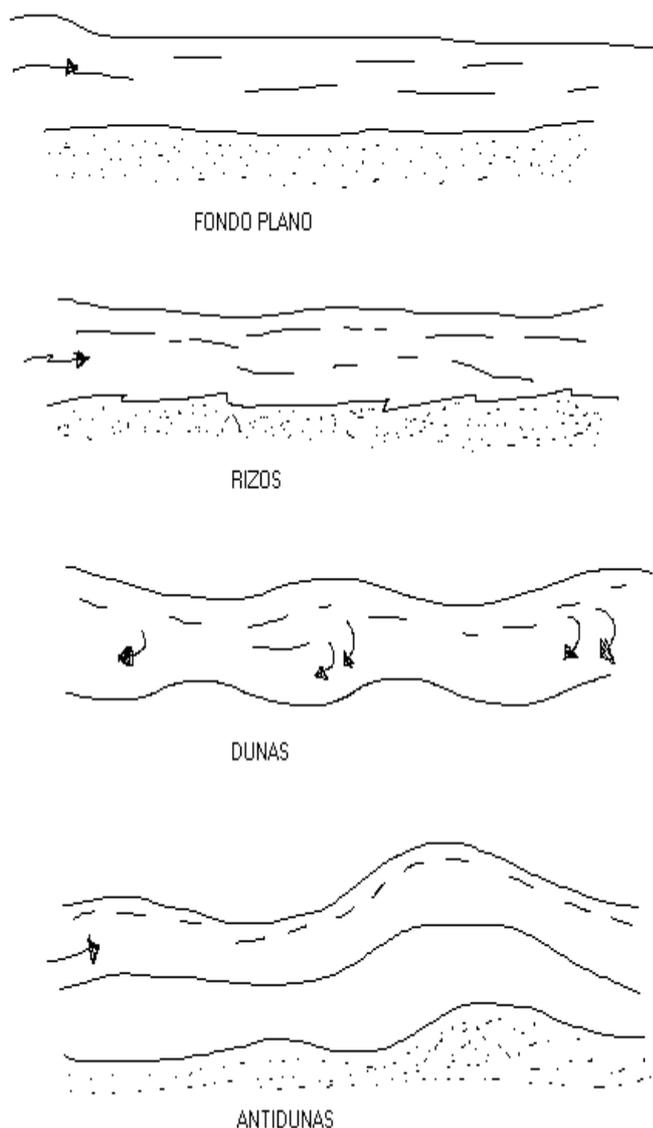


Fig. 1.5.- Fases de transporte.

1.5 FUERZA DE ARRASTRE

El agua en movimiento ejerce sobre el cauce una fuerza que puede determinar, según su intensidad, el movimiento y transporte de las partículas constituyentes del fondo. A esta fuerza se le denomina fuerza de arrastre.

Un aumento de la fuerza de arrastre debido a un aumento de la velocidad, representa la posibilidad de un incremento de la erosión.

Cuando la fuerza de arrastre es menor que un valor crítico, las partículas en el lecho de un canal permanecen en su sitio. Si el esfuerzo cortante sobre las partículas alcanza o excede un valor crítico, la partícula comienza a moverse. En la naturaleza, es difícil precisar el instante bajo el cual, el movimiento se inicia, por lo que en la mayoría

de los casos, el estudio del movimiento y esfuerzo cortante crítico se efectúa en modelos hidráulicos.

Cuando el esfuerzo cortante está cercano a su valor crítico, se observa que algunas partículas, en forma aleatoria, inician el movimiento.

1.6 VELOCIDAD CRÍTICA DE ARRASTRE

Se denomina así, a la velocidad de agua a partir de la cual se inicia el movimiento de las partículas de un cierto diámetro.

1.7 GASTO LÍQUIDO CRÍTICO

Es el caudal que es capaz de poner en movimiento a las partículas del fondo y mantener una situación de equilibrio.

1.8 EL INICIO DE MOVIMIENTO DE UNA PARTÍCULA

Uno de los problemas que se enfrenta en el estudio del mecanismo de transporte de sedimentos es el de la determinación de las condiciones críticas de iniciación de movimiento. Hasta la fecha no se ha podido precisar con exactitud los valores de velocidad de arrastre y caudal crítico, considerando que se desarrollan modelos de laboratorio en condiciones similares a las reales.

Las condiciones críticas de inicio de movimiento de sedimentos han sido presentadas en base a la función de Shields. Discrepancias en los valores experimentales, han sugerido hacer correcciones empíricas o semi-empíricas, las que sin embargo no agregan mayor aproximación.

Los sedimentos no cohesivos pueden iniciar su movimiento por: deslizamiento, rodamiento, levantamiento o por una combinación de efectos, comprobándose que la condición crítica puede ser dada por la función de Shields, independientemente del modo del primer movimiento, aún cuando influye el ángulo de fricción interna.

El inicio de movimiento de sedimentos enfrenta las antes mencionadas dificultades y es así como no existe una única explicación aceptada acerca de cómo se originan las fuerzas que hacen moverse a los sedimentos. Así, Jeffreys y Einstein y el Samni explican cómo la diferencia de presiones actuando sobre los granos produce fuerzas de levantamiento. Sutherland explica el movimiento de las partículas inicialmente rodando y luego levantándose como efecto de vórtices turbulentos que atravesando la subcapa laminar actúan sobre los sedimentos.

1.9 EQUIPOS Y MÉTODOS PARA DETERMINAR LOS PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE LA SEDIMENTACIÓN.

1.9.1 Equipos para medir el gasto sólido

Las características de los sedimentos (dimensiones, peso específico, etc.) y las condiciones de las corrientes superficiales (velocidad, anchura, profundidad, etc) hacen que el transporte de la carga de sedimento se realice en solución (materiales disueltos), en

suspensión en el agua (materiales lavados) y acarreados en el fondo por tracción, rodamiento y saltación. De estos tres tipos de desplazamiento, el que se realiza en solución no afecta significativamente a la dinámica de la corriente.

En la mayor parte de las corrientes naturales, el desplazamiento por saltación y acarreo, se divide en dos categorías: sedimentos en suspensión y sedimentos en fondo.

1.9.1.1 Instrumento para muestreo de material de fondo

El material de fondo esta constituido por:

Prensa mediana	(0.2 a 0.5mm)
Prensa gruesa	(0.6 a 2.0mm)
Gravillas	(2.0 a 20mm)
Guijarros	(20 a 200mm)
Bloques	(superior a 200mm)

Los guijarros y los materiales más gruesos se deslizan o ruedan a lo largo del fondo. Los granos de arena fina y mediana, se elevan debido a la acción de las turbulencias y saltan a nuevas posiciones donde se depositan. Durante las crecientes, estos granos de arena son acarreados en suspensión mientras que dura la época de estiaje. Tales granos constituyen parte de la carga de fondo.

El gasto sólido de fondo puede medirse con diferentes técnicas de campo y con estudio de modelos reducidos.

En general estas mediciones son muy imprecisas y sólo puede realizarse en ríos de poca pendiente y materiales de fondo más o menos finos. En los torrentes es prácticamente imposible medir el gasto sólido de fondo dada la gran velocidad que llevan y el tipo de material que arrastran.

El gasto sólido de fondo varía con el tiempo. Esta variación es muy intensa en épocas de avenidas: por lo tanto la frecuencia de la medición dependerá de la época del año y de la precisión que se busque.

LAS TÉCNICAS DE CAMPO

1. Muestreador de cajones de malla.

Consta de una caja o nasa protegida por una malla, pero abierta en el extremo situado aguas arriba, tomando la forma de un paralelepípedo. La existencia de una tela de tamiz en la parte posterior del aparato crea una importante perturbación en el flujo de la corriente.

Se ancla en el fondo del cauce, con el fin de que los cajones recojan una parte representativa del arrastre del fondo. Pero como en los ríos grandes, el flujo de la corriente dificulta el anclaje del instrumento, su uso sería más adecuado, al parecer, en canales o secciones revestidas.

2. Los levantamientos hidrotopográficos.

Son las ejecuciones periódicas y sistemáticas de levantamientos topográficos transversales de distintos tramos de la corriente, durante períodos diferentes. En especial antes y después de crecidas y en tramos en donde se mide paralelamente la variación de los caudales líquidos. Los perfiles topográficos transversales de tramos cercanos se comparan entre sí para determinar la evolución de las formas del cauce:

Erosión y/o sedimentación. Se deducen así, los volúmenes de sedimento de fondo.

Se realizan sobre todo en ríos que desembocan en embalses.

Trazadores fluorescentes y trazadores radioactivos.

Los primeros tienen la ventaja de que son baratos y seguros, pero se requiere que recojan las muestras marcadas para poder realizar el recuento de granos fluorescentes con luz ultravioleta. En cambio los trazadores radioactivos, se controlan por medio de aparatos de detección, a través del lecho de la corriente, sin necesidad de sacar las muestras. El grupo es relativamente caro y precisa observar estrictas medidas de protección.

Los Modelos reducidos

Consiste en simular sobre maquetas de secciones de corrientes fluviales, la acción del flujo turbulento, con el fin de establecer leyes hidrodinámicas. Tres problemas se pueden plantear con respecto a este método de investigación:

No se puede respetar la regla de similitud según la cual todas las variedades sufren una reducción de la misma escala. Esto produce distorsiones que modifican la naturaleza de los fenómenos que se intentan estudiar.

Algunos lechos naturales son difíciles de producir en forma adecuada.

Son muy costosos y sus resultados se deben aplicar en condiciones muy específicas.

En ríos regularizados como el Elba o el Rhin, la aplicación de modelos reducidos es excelente.

1.9.1.2 Instrumentos para muestreo de material de suspensión

Está muy divulgado el uso de la clasificación E.W.Lane, para determinar la granulometría de los sedimentos suspendidos:

Arena muy fina	(0.062	a	0.125mm)
Limo grueso	(0.031	a	0.062mm)
Limo mediano	(0.016	a	0.031mm)
Limo fino	(0.008	a	0.016mm)
Limo muy fino	(0.004	a	0.008mm)
Arcilla gruesa	(0.002	a	0.004mm)
Arcilla mediana	(0.001	a	0.002mm)
Arcilla fina	(0.00024	a	0.001mm)

Para que el valor del gasto sólido en suspensión obtenido en un cierto momento, sea representativo debe corresponder a varias muestras tomadas en puntos diferentes de la sección transversal.

Técnicas de campo

La medida directa de transporte en suspensión no ofrece dificultad y sus valores son ampliamente conocidos.

Se utilizan generalmente como si fueran instalaciones de aforos. Los métodos más usados para realizar la medición del sedimento en suspensión son:

Los muestreadores

Son aparatos de diseño aerodinámico que constan de botellas de vidrio (Botella de Delf) para recoger las muestras de agua. Tienen un conducto que permite la salida del aire a medida que el agua llena la botella, de tal forma que la velocidad de penetración sea aproximadamente semejante a la velocidad del flujo local. Estos aparatos están diseñados de tal manera que produzcan una perturbación mínima. Así las muestras obtenidas son más representativas del volumen de los sedimentos suspendidos

Los muestreadores normalizados de los norteamericanos son: El US-48 aparato ligero montado en una varilla standard de inmersión que se utiliza en vadeo en ríos pequeños y el US D-49 que se utiliza para aforar cerca del fondo del lecho, para lo cual se le suspende a un cable desde una estructura determinada (cables, puentes colgantes, botes, etc.). En el proyecto especial Chira Piura se cuenta con este instrumento (US D-49) con el cual se ha tomado muestras de sedimentos en suspensión en el río Piura, el reservorio de Poechos, entre otros.

Los nombres de “Muestreador de sedimentos” e “Integrador de gasto sólido”

El aparato consta fundamentalmente de un cuerpo principal de Zinc, que actúa como pescado o lastre. Tiene forma apropiada y termina en una cola y aletas directrices. Puede mantener su estabilidad hasta una velocidad de más de 4 m/s.

El aparato debe introducirse en el agua lentamente y con una velocidad uniforme, que según recomendaciones del fabricante no debe ser mayor que la cuarta parte de la velocidad de la corriente. Durante la inmersión se evita la entrada de agua a la botella manteniendo en ella una presión ligeramente mayor que la que hay en la toma. Esto se logra incorporando aire a presión. En los puntos en los que se desee tomar una muestra se suspende el ingreso de aire. También se puede utilizar como un equipo de muestreo continuo, a lo largo de una vertical.

Esta turbisonda permite la lectura simultánea de la velocidad de la corriente puesto que se mide un volumen en un tiempo determinado.

Entre otros aparatos utilizados están los muestreadores.

Los métodos colorimétricos

Miden la turbiedad por lo que sus instrumentos se denominan “ turbidímetros”.

Se basa en la comparación del color del agua que contiene sedimentos con el color de una muestra base. Requiere de calibraciones periódicas.

Uno de los métodos es la fotometría que consiste básicamente en la incorporación en el río de partículas radioactivas o fluorescentes y luego se estudian las concentraciones aguas abajo, a lo largo del río.

Este método se utiliza desde hace varios años para determinar la dirección en la que se produce el transporte sólido. Se ha aplicado con éxito de estuarios y a lo largo de las costas.

CAPÍTULO 2 : PRESAS

2.1 DEFINICIÓN

Se definen como presas aquellas que sirven para aprovechar las aguas superficiales en forma controlada y sin alterar el régimen de la fuente de abastecimiento, disponiéndolas de tal manera que se puedan conducir hasta el sitio de utilización ya sea por gravedad o bombeo.

Una presa, es una barrera artificial que se construye en algunos ríos para embalsarlos y retener su caudal. Los motivos principales para construir presas son concentrar el agua del río en un sitio determinado, lo que permite generar energía hidráulica (electricidad), regular el agua y dirigirla hacia canales y sistemas de abastecimiento, aumentar la profundidad de los ríos para hacerlos navegables, controlar el caudal de agua durante los periodos de inundaciones y sequía, y crear pantanos para actividades recreativas. Muchas presas desempeñan varias de estas funciones.

La primera presa de la que se tiene constancia se construyó en Egipto en el 4000 a.C. para desviar el cauce del Nilo y proporcionar más terreno a la ciudad de Menfis. Muchas presas de tierra antiguas, como las construidas por los babilonios, formaban parte de un complejo sistema de riego que transformaba regiones no productivas en fértiles vegas capaces de mantener a grandes poblaciones. Muy pocas de más de un siglo de antigüedad se mantienen en pie debido a los destrozos de las inundaciones periódicas. La construcción de presas de altura y capacidad de almacenamiento considerables, casi indestructibles, se hizo posible gracias al desarrollo del cemento Portland, del concreto, y al uso de máquinas para mover tierra y equipamiento para el transporte de materiales.

El control y la utilización del agua mediante presas afecta de modo importante las posibilidades económicas de grandes áreas.

Generalmente se piensa en una captación por **derivación**, cuando el caudal normal que se pretende aprovechar es igual o mayor que el necesario para satisfacer la demanda de algún problema en cuestión; y es claro que se adoptará una obra de **almacenamiento** cuando el gasto de la corriente sea menor que el gasto requerido.

Las presas de derivación, son estructuras que se originan al mejorar el funcionamiento de los barrajes y la efectividad de las tomas directas. Consecuentemente mediante este tipo de obra se controla el paso de la corriente, se eleva el tirante de agua

para encauzarla hacia la obra de toma, y el gasto de derivación, es controlado con esta última estructura.

Conceptos a tomar en cuenta

Para el proyecto de una presa se toma en cuenta el análisis y determinación de los siguientes conceptos:

- 1) Régimen de la corriente.
- 2) Avenida máxima de proyecto.
- 3) Curva tirantes – gastos de la corriente.
- 4) Capacidad de la obra de toma.
 - coeficiente de riego.
 - demandas de riego.
- 5) Azolves, acarreos, poder destructivo de las corrientes.
- 6) Remanso.

Una presa debe ser impermeable a las filtraciones, a través o por debajo de ella, las que deben ser controladas al máximo para evitar la salida del agua y el deterioro de la propia estructura. Debe estar construida de forma que resista las fuerzas que se ejercen sobre ella. Estas fuerzas que los ingenieros deben tener en cuenta son: la gravedad (que empuja a la presa hacia abajo) la presión hidrostática (la fuerza que ejerce el agua contenida), la presión hidrostática en la base (que produce una fuerza vertical hacia arriba que reduce el peso de la presa), la fuerza que ejercería el agua si se helase, y las tensiones de la tierra, incluyendo los efectos de los sismos.

Cuando se valora el mejor emplazamiento para construir una presa, el riesgo de terremotos forma parte del análisis geológico. Además, los geólogos deben determinar qué tipo de terreno está expuesto a filtraciones y cuál puede soportar el peso de la presa y el agua que contendrá detrás de ella.

Análisis geológicos inadecuados han tenido consecuencias catastróficas. Un ejemplo es el desastre ocurrido con la Presa Vaiont, en los Alpes italianos. El 9 de octubre de 1963 perdieron la vida 4.000 personas cuando un desprendimiento de rocas detrás de la presa produjo una enorme ola que rebasó los 265 m de la estructura de hormigón. La fuerza de esta ola, al caer desde una altura tan grande, devastó varios kilómetros de valle río abajo. Varios factores geológicos fueron responsables del desprendimiento, sobre todo el debilitamiento de las paredes de roca, inestable en el agua embalsada.

2.2 OBJETIVOS

Las presas sirven para disponer de cargas suficientes en los ríos, a efecto de proporcionar los gastos requeridos por los canales de derivación en diferentes condiciones de trabajo.

Mejorar la oferta hídrica para uso multisectorial.

Mejorar y ampliar la frontera agrícola.

Propiciar obras de desarrollo regional y local vinculadas al saneamiento de tierras y la producción de energía eléctrica.

2.3 ELEMENTOS

Estas presas constan de una **obra principal y una de toma**. La primera, alojada en el cauce del río, está formada por una batería de compuertas y los bordos del río, y en algunos casos de un aliviadero fijo, mientras que la segunda, generalmente posee una compuerta para regular el gasto que va hacia el canal de derivación y se le ubica en una margen del río. Cualquiera de estas obras, o bien ambas, pueden requerir de tanques amortiguadores. Las dos están provistas de puentes de maniobras para colocar los mecanismos elevadores.

Es frecuente que en la época del estiaje se deriven gastos mayores a los de la temporada de avenidas y, en esta última, es necesario comprobar que la obra principal no provoque remansos importantes en el cauce del río.

Podríamos concluir que existen tres partes que se consideran como esenciales para cumplir con sus fines:

- Cortina o aliviadero fijo.
- Bocatoma u obra de toma.
- Estructura de limpia.
- Obras complementarias.

Cortina o aliviadero fijo

Después de determinar el nivel del embalse en condiciones normales, hay que establecer los procedimientos que aseguren que este nivel no se supere. Los aliviaderos son necesarios para descargar el excedente de agua para que éste no dañe la presa, la central eléctrica ni la ribera del río delante de la presa. El tipo de aliviadero más común es el de derrame. Este sistema consiste en que una zona de la parte superior es más baja. Para permitir el aprovechamiento máximo de la capacidad de almacenamiento estas partes más bajas están cerradas con unas compuertas móviles. En algunas presas, los excedentes de agua son tan grandes que hay aliviaderos en todo el ancho de la presa, de forma que la estructura es una sucesión de pilares que sujetan compuertas levadizas. Otro tipo de aliviadero es el de salto de agua, un canal de hormigón ancho, con mucha pendiente, que se construye en la base de algunas presas de altura moderada.

Las grandes presas de bóveda, construidas en cañones rocosos río abajo, tienen paredes demasiado inclinadas para utilizar aliviaderos de derrame. Un ejemplo de esto es la Presa Hoover, en el río Colorado (EEUU), en la que se utilizan vertederos de pozo, que consisten en un conducto vertical que conduce agua del embalse, cuando el nivel es alto, hasta un conducto horizontal que atraviesa la presa y la lleva río abajo.

Con ésta se represa el agua hasta una elevación suficiente para derivar el gasto por la bocatoma y se diseña para que la corriente vierta sobre ella, ya sea parcial o totalmente en longitud; por lo que siempre se tienen cortinas vertedoras.

Generalmente nuestras presas no son construidas con el fin de aprovechar el agua retenida con la cortina, pero pudiera suceder que dadas las características físicas de la derivación, se propiciara un almacenamiento que convenga aprovechar aumentándolo además, con la instalación de compuertas o agujas en la cresta; estos dispositivos permiten controlar el almacenamiento y el paso de los excedentes de agua, teniendo entonces lo que se llama una cortina con cresta móvil.

Bocatoma u obra de toma

Además de los aliviaderos, que aseguran que el embalse no rebase la presa, las obras de toma son necesarias para extraer de modo constante agua del embalse. El agua extraída puede descargarse río abajo, puede llevarse a los generadores para obtener

energía hidroeléctrica o puede utilizarse para riego. Las obras de toma son conductos o túneles cuyas entradas se encuentran a la altura del nivel mínimo del embalse. Estas tomas poseen unas compuertas o válvulas que regulan la entrada de agua.

Se encuentra formando un determinado ángulo con el eje de la presa. Hacia esta estructura se deriva el agua represada por el vertedero fijo. Esta formado por compuertas que permiten controlar el gasto que se quiere llevar hacia al canal principal.

Estructura de limpia

Se encuentra a un lado de la toma. Está formado por una determinada cantidad de compuertas cuyo número y dimensiones dependen del caudal máximo que circula por el río. Sirve para limpiar los sedimentos y otros elementos que colmatan el embalse.

Obras complementarias

Son obras que sirven para el manejo y control de la obra. Pueden ser un centro de mando, oficinas, taller, almacén, vivienda para operadores, caseta de guardianía, caseta limnigráfica, depósito para combustible, caminos de acceso, etc.



Foto 2.1.- Obras Complementarias.

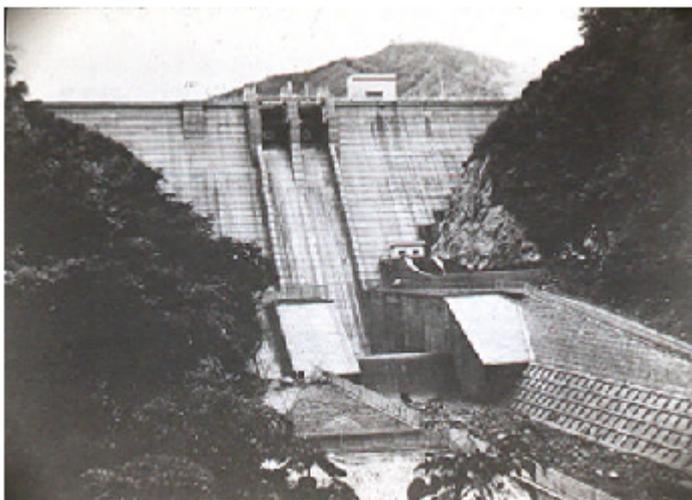
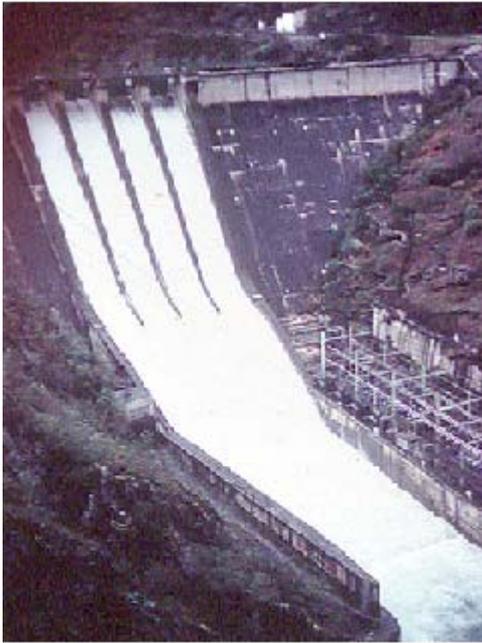
Funcionamiento

- El aliviadero fijo permite elevar la altura del agua hasta un nivel que permita que el agua discurra por gravedad al canal derivador.
- En el caso que la cantidad de agua que pase por el río sea demasiada se abre una cierta cantidad de compuertas para mantener el nivel de agua.
- También se pueden abrir las compuertas con la finalidad de efectuar una limpieza de sedimentos acumulados en el embalse.
- En casos extremos se abren todas las compuertas y el agua vierte por el aliviadero fijo.

- Al verter el agua por el aliviadero fijo entra a funcionar el dissipador de energía que evita la erosión de los cimientos de la obra principal y su posterior colapso.

Protección contra la erosión

Hay que evitar que el agua que se envía río abajo erosione la base de la presa. Para reducir la velocidad del agua se construyen unos embalses llamados cuencas amortiguadoras, que forman parte de la estructura de la presa. Existen dos tipos de estructura que se utilizan para disipar la energía destructiva que lleva el agua al caer. Uno es el que el flujo rápido y de poca profundidad que baja de la presa se convierte en un flujo profundo y lento al hacerlo pasar por una falda horizontal o poco inclinada de concreto, construida río abajo desde la base de la presa. En el otro tipo la base de la presa tiene una forma que desvía el flujo, que baja a gran velocidad, hacia arriba y lo hace girar. Este giro disipa la energía destructiva del agua.



Presas vertedero. Amortiguamiento de energía al pie de la presa, mediante cuenco amortiguador

Foto 2.2.- Amortiguamiento de energía.



Amortiguamiento de energía mediante
lanzamiento en trampolín

Foto 2.3.- Amortiguamiento de energía.

Tipos de presas

Las Presas son clasificadas basándose en la forma estructural y materiales usados. Los tipos básicos de diques son: presas de gravedad, presas de arco, presas de contrafuertes, y presas de terraplén. Los primeros tres tipos normalmente se construyen de concreto. Una sola estructura puede incluir más de un tipo de presa; por ejemplo, una presa encorvada puede combinar una de gravedad y una de arco para lograr la estabilidad, y una presa de terraplén puede tener una sección de gravedad de concreto sólido que contenga el vertedero de derrame. La selección del tipo de presa para un sitio dado es determinada por estudios de ingeniería y consideraciones económicas. El costo de varios tipos de presas depende en la disponibilidad de materiales de la construcción y proximidad de medios de transporte. La fundación frecuentemente dicta el tipo de dique ha ser construido en un sitio particular.

a Presas de Gravedad

Las presas de Gravedad son estructuras de concreto sólidas con secciones cruzadas triangulares; la presa es ancha en su base y más delgada en su cima. Cuando es vista desde planta, son rectas ó ligeramente encorvadas; la cara aguas arriba es casi

vertical. Estas presas dependen principalmente de su propio peso para su estabilidad. Ningún tipo de presa tiene más durabilidad y requiere menos mantenimiento que la presa de gravedad. La altura generalmente se restringe por la fuerza de la cimentación. Debido al peso, la presa de gravedad tiene más de 20 m de alto y normalmente se construye en lecho de roca. Completado en 1962, la Presa Grande Dixence Suiza, con una altura de 284 m, es uno de las presas más altas en el mundo. Es una estructura de concreto de 700 m de largo, construida en roca sólida. La Presa Gran Coulee, completada en 1942, en el Río Columbia en el Estado de Washington, es un ejemplo excelente de una estructura de gravedad maciza. Tiene 168 m de alto y 1272 m de largo y contiene aproximadamente 7' 645,550 m³ de concreto.



Presa de gravedad



Presa de gravedad

Foto 2.4.- Presas de gravedad.

b Presas de Arco

En este tipo de presa se emplea los mismos principios estructurales de puente de arco. Las curvas de arco están hacia el flujo de agua, y la carga de agua principal es distribuida a lo largo del dique hacia las paredes laterales del estrecho valle ó cañón en que se construyen tales presas. Bajo condiciones favorables, la presa de arco contiene menos concreto que la presa de gravedad. Relativamente pocos sitios están preparados para este tipo de presa. La Presa Pontalto, construida en Austria en 1611, fue la primer presa de arco construida. La presa de arco más alta en los Estados Unidos es la Presa del Cañón de Cañada en el Río Colorado en Arizona. Completada en 1964, tiene 216 m de alto y 475 m de largo. El tipo de presa arco-gravedad más alta es La Presa Hoover, también en el Río de Colorado a lo largo de la frontera de Arizona-Nevada. Completada en 1936, tiene 221 m de alto y 379 m de largo. El lago Mead, apoyado por la Presa de Hoover, es uno de los lagos artificiales más grandes en el mundo, con una área de 603 km² y una longitud de la línea de la costa de 885 km.



Foto 2.5.- Presa de arco.

c Presas de Contrafuertes

Una presa de contrafuertes tiene la cara de aguas arriba para apoyar el agua almacenada, y una serie de contrafuertes o paredes verticales triangulares construidas para apoyarlas y transmitir la carga de agua a la cimentación. Estas presas a veces se llaman presas de gravedad huecas porque requieren sólo 35 a 50 por ciento del concreto usado en una presa de gravedad del mismo tamaño. De los varios tipos de presas de contrafuertes, las de losa plana y de arco múltiple son las más comunes. En una presa de contrafuertes de piso plano, el miembro de apoyo de agua es realmente una serie de pisos, de placas de concreto reforzado que separan los contrafuertes. En una presa de contrafuertes de arco múltiple, una serie de arcos permite mayor espacio de los contrafuertes.

A pesar del ahorro considerable en el concreto, las presas de contrafuertes no son necesariamente menos caras que las presas de gravedad. El costo del trabajo de la forma compleja para el concreto y las instalaciones para reforzar el acero compensa los ahorros en los materiales de construcción. Estas presas pueden ser necesarias, sin embargo, en sitios con condiciones de cimentaciones pobres. La primera presa de contrafuertes de concreto reforzado se construyó en Theresa, Nueva York, en 1903. La Presa Daniel Johnson, completada en 1968 en el Río Anicouagan en Canadá, es una presa de contrafuertes de múltiple arco muy grande. Tiene 1306 m de largo y, una altura de 214 m, está entre las más altas del mundo.

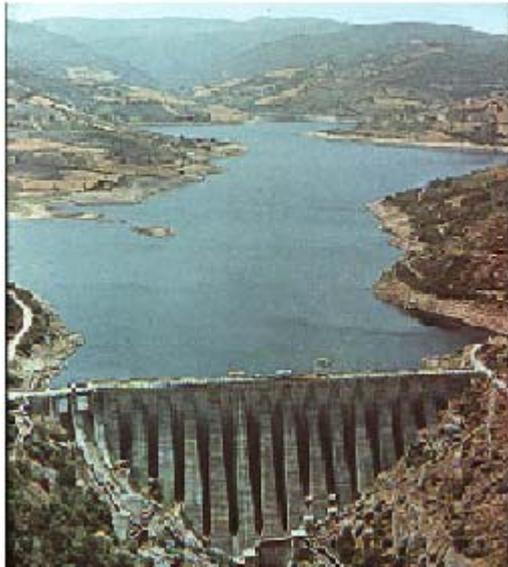


Foto 2.6.- Presa de Contrafuertes.

d Presas de terraplén

Las presas de Tierra y presas de relleno rocoso, normalmente son estructuras que usa la mayoría para almacenar el agua. Todo, desde la arcilla hasta grandes piedras se usan en su construcción. Las presas de tierra y de roca usan materiales naturales con un mínimo de procesamiento, por consiguiente la disponibilidad de material utilizable cerca del sitio influye en la opción de este tipo de presa. El desarrollo de grandes equipos de movimiento de tierra ha hecho que la presa de terraplén sea competitiva en el costo con las presas de concreto. La estabilidad de la inclinación requiere que la base de este tipo de presa sea es más extensa que la altura, masomenos de cuatro a siete veces la altura. La filtración es inversamente proporcional al recorrido del flujo; por consiguiente el terraplén de tierra ancho se ajusta a sitios que tienen cimentaciones permeables. La Presa High Aswân en Egipto, por ejemplo, tiene 1000 m de ancho y se construye en arena y grava que tienen 213 m de profundidad.

Las presas de terraplén pueden estar compuestas casi en su totalidad de material impermeable, como la arcilla, o pueden tener un centro de material impermeable limitado aguas arriba y aguas abajo por zonas de material más permeable, como arena gruesa o relleno de roca. El centro puede extenderse bien por debajo del nivel de cimentación de la presa principal, para reducir la filtración. La Presa Tarbela, completada en 1977 en el Río Indus en Pakistán, tiene 148 m de alto y 2743 m de largo. Contiene 126'151,570 m³ de tierra y roca en la presa principal, el volumen más grande que alguna vez se usó en una presa de terraplén. El proyecto, incluso las centrales hidroeléctricas, costó más de \$1 mil millones. La Presa Oroville en el Río Feather en California es la presa de terraplén más alta (235 m) en los Estados Unidos.



Presa de materiales sueltos homogénea



Depósito artificial impermeabilizado



Presas de materiales sueltos con pantalla impermeable en el paramento de aguas arriba

Foto 2.7.- Presas de terraplén.

Construcción de presas

Las presas se construyen para detener el flujo de un río e ir acumulando el agua; o bien para desviar el flujo de un río hacia una planta hidroeléctrica. Un aspecto importante de la construcción de presas es la desecación y preparación de los cimientos. La desecación se consigue normalmente mediante una o varias ataguías, diseñadas para eliminar el agua del terreno donde se va a construir la presa. Las ataguías pueden ser presas de tierra o conjuntos de chapas de acero asentadas sobre pilotes y sujetas con tierra. También se deben construir ataguías a los lados del río para evitar el desbordamiento de su curso antes y después de la presa, y túneles rodeando la presa para conducir el agua. Estos túneles pueden aprovecharse cuando se haya terminado la presa. Si las condiciones topográficas impiden la construcción de túneles, la presa se debe realizar en dos etapas. Primero se instala una ataguía que deseca la mitad del ancho del río y se construye la base de esa mitad de la presa. Después se elimina esta ataguía y se construye una en la otra mitad. La construcción de grandes presas puede durar más de siete años; la posibilidad de que se produzcan inundaciones durante este periodo constituye un serio problema.

2.4 PROBLEMAS MÁS FRECUENTES

2.4.1 Sedimentación de embalses

Ocurre sobre todo en la zona de bajas velocidades, que generalmente se ubica al frente del aliviadero fijo. Normalmente la limpieza de estos sedimentos se hace mediante la abertura de compuertas, sin embargo, el flujo en esta parte es muy lento y no permite una limpieza total.

A pesar que en las presas de derivación esta sedimentación no afecta su función principal, la cual es elevar el nivel de agua y no almacenarla, produce una serie de desventajas.

En la presa de Los Ejidos las desventajas son las siguientes:

- La presa es un lugar de extremo peligro para las personas que la utilizan con fines recreativos, esto se ha visto reflejado en la pérdida de vidas humanas en cifras significativas, si consideramos que nuestra ciudad está ubicada a 60 Km. del mar, esta zona constituye un lugar concurrido.
- Imposibilidad de efectuar pequeñas regulaciones y optimizar su uso agrícola e hidroeléctrico.
- Mejor comportamiento ante situaciones de avenidas por el fenómeno El Niño.
- Desaprovechamiento del potencial turístico.

Para abordar el problema de colmatación; existen diversas alternativas como son el Dragado Mecánico que es una solución costosa y se realiza especialmente en la cola del embalse, La Operación de Compuertas que es un sistema de limpieza que puede emplearse sólo en épocas de avenidas y no permite la descolmatación total, especialmente en la zona frente al aliviadero fijo, la cual constituye la zona crítica. y finalmente el Sistema de Hidrosucción que es un sistema de fácil operación, el cual tiene la capacidad de limpiar completamente el embalse y es además un sistema económico. Este sistema aprovecha el desnivel energético existente entre aguas arriba y aguas debajo de la presa y permite extraer los sedimentos mediante la instalación de un sistema de tuberías que funcionan bajo el principio del sifón. Para aplicar este sistema se requiere una serie de condiciones que la Presa Los Ejidos las cumple.

Este sistema, utilizado en otros países, ha sido investigado por la Universidad de Piura, lo que ha permitido su utilización en la Central de Carhuaquero.

2.4.2 Erosión del colchón amortiguador.

Este problema se produce debido a que normalmente el diseño de una presa esta hecho en base a caudales tomados para un período de retorno de 100 años, sin embargo como consecuencia del Fenómeno del Niño estos caudales se presentan aproximadamente cada 20 años lo que origina nuevas situaciones que no fueron consideradas en el diseño.

Debido a la limitada capacidad de evacuación durante las avenidas se originan mayores velocidades y mayores alturas de agua que las consideradas en el diseño. Se requiere, por lo tanto, un rediseño del colchón disipador del aliviadero fijo.

Si se tiene una disipación insuficiente se pone en riesgo la estructura que podría colapsar tal como ya sucedió en el fenómeno 1983.

2.4.3 Determinación de la capacidad del aliviadero

La determinación de la capacidad de la presa es muy importante porque a partir de este cálculo se diseñan estructuras muy importantes como los puentes y la elevación de diques de protección. Sin embargo al diseñar para caudales menores de los que se presentan se estila determinar el caudal existente extrapolando las curvas de gasto sin tomar en cuenta el efecto del nivel aguas abajo.

La presa Los Ejidos fue diseñada para caudales menores que los presentados en el fenómeno El Niño de 1998, por lo que las curvas de gasto – niveles de agua vs caudal - fueron extrapoladas para conocer el caudal que se estaba presentando en el río.

La extrapolación no es posible si no se toma en cuenta que el nivel aguas abajo influye sobre la descarga, variación de las secciones de flujo, transporte de sedimentos, etc.

La máxima crecida registró oficialmente un caudal de 4400 m³/s, el 12 de marzo de 1998, asumiendo un coeficiente de descarga μ de 0.85, cuando un rango razonable estaría entre 0.55 y 0.66 ^[28].

La verificación de ese caudal se presenta en el capítulo VIII, obteniéndose un caudal máximo instantáneo entre 3100 y 3400 m³/s.

²⁸ CONSORCIO CLASS – SALZGITTER. Estudio de Evaluación de la presa derivadora Los Ejidos. Enero 2001.

CAPÍTULO 3 : SEDIMENTACIÓN DE EMBALSES

Para el aprovechamiento de los cursos de agua se requiere, en muchos casos, de la construcción de presas de embalse. El objeto de éstas es regular el caudal del río mediante la creación de un lago artificial que proporciona un volumen de almacenamiento, obteniendo así el agua en la cantidad y oportunidad requerida para su uso en un proyecto.

En general los embalses al construirse una presa son de dos tipos: los ubicados sobre el lecho del río y los laterales. Este trabajo está orientado a los primeros.

Una presa en el lecho del río ocasiona que aguas arriba se produzca sedimentación (agradación) y aguas abajo, erosión (degradación).

Cuando se construye una presa en el lecho del río, esta actúa como una trampa de sedimentación, y la mayor parte de los sólidos transportados por la corriente queda retenida en el embalse, disminuyendo así el volumen de almacenamiento.

Por tal razón se considera en el diseño un volumen de embalse adicional al requerido para satisfacer las necesidades del proyecto, y que sirve para el depósito sedimentado en el embalse. Este volumen se llenará con el transcurso del tiempo. A este volumen adicional se le conoce generalmente con el nombre de volumen muerto, pero este término es equívoco. Podría decirse para mayor precisión que es el volumen perdido por cota de descarga.

En la figura 3.1 se observa un esquema de definición de algunos de los elementos característicos del embalse sin sedimentos.

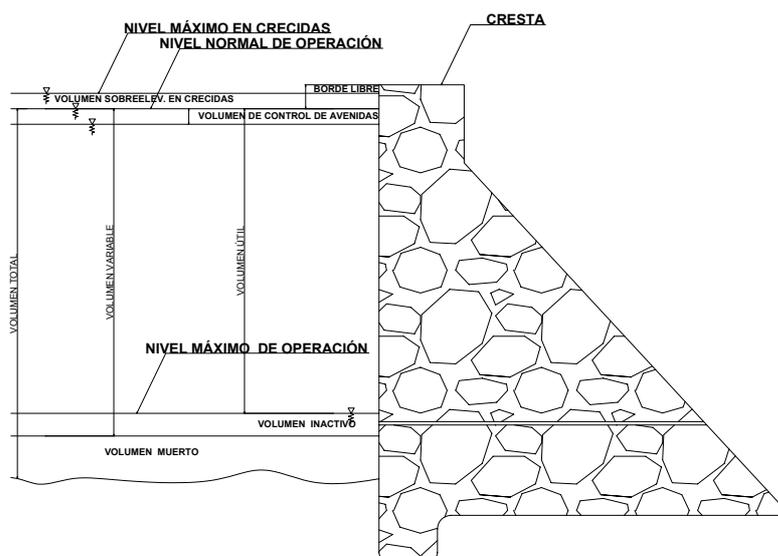


Figura 3.1.- Elementos característicos de embalse sin sedimentos.

Es muy importante definir la terminología que se usa, a continuación se presenta los principales términos según la ICOLD (International Comisión Large Dams).

- Volumen Útil:** Es el volumen total menos el volumen inactivo y el volumen muerto
- Volumen Inactivo:** Es el volumen del reservorio medido desde el punto más bajo del conducto de descarga y el nivel mínimo de operación.
- Volumen perdido por cota de descarga:** Es el volumen ubicado por debajo del punto más bajo de descarga que exista.
- Volumen Control de Avenidas:** Es la parte del volumen útil usada específicamente para ese fin.
- Volumen de sobreelevación de crecidas:** Es el volumen comprendido entre el nivel normal de operación y el nivel máximo de crecidas.

En todas estas definiciones no hay ninguna consideración de tipo sedimentológico. Obsérvese que la definición del volumen por cota de descarga es puramente hidráulica. En la figura 3.2 se muestra la tendencia general de un proceso de sedimentación aguas arriba de una presa.

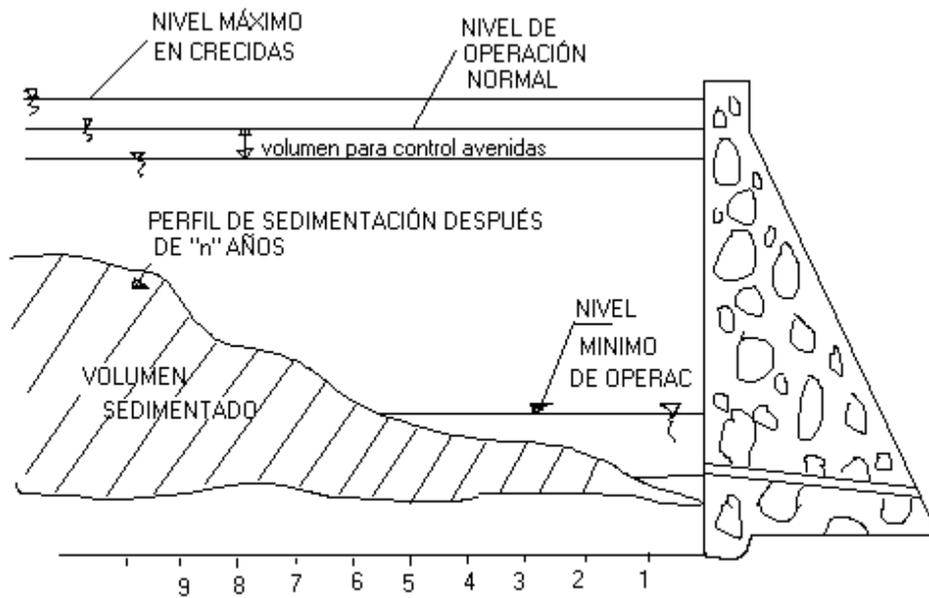


Fig. 3.2.- Proceso de sedimentación en un embalse.

Consideraciones sobre el aporte de los sólidos

La cantidad de sedimentos producida por una cuenca depende de varios factores, que en última instancia son una expresión del grado de erosionabilidad de la cuenca y de la intensidad del ataque de los agentes externos. Todos estos factores son variables con el tiempo.

Por lo general el problema sedimentológico se restringe a consideraciones teóricas de mecánica del transporte del sedimento, analizando una o más secciones del río y olvidándose de lo que ocurre en la cuenca. Esto es muy grave, porque así como la cuenca es la fuente de sedimentos, también debe ser fuente de conocimiento para evaluar el aporte de sólidos. Los estudios sedimentológicos deberían ser integrales. Tienen necesariamente que basarse en el estudio de la erosionabilidad de la cuenca, en la determinación de las "zonas críticas", en consideraciones geomorfológicas, etc. Es decir, que para la determinación del aporte de sólidos a un embalse, con el objeto de calcular el volumen perdido por sedimentación y la vida del mismo, es indispensable un estudio sedimentológico integral de la cuenca.

El transporte sólido en un río es variable a lo largo del año. Así como la masa líquida varía de un año a otro, lo mismo ocurre, quizás con mayor intensidad, con el gasto sólido, que se presenta también con gran intensidad en períodos tan cortos como unas pocas horas; es un elemento de juicio muy importante, no sólo para planear y ejecutar una campaña de muestreo, sino también para establecer las normas de operación de los embalses en funcionamiento y disminuir la sedimentación de los mismos.

El conocimiento de las cantidades de sólidos transportados en suspensión es de gran importancia para el cálculo del gasto sólido total. Para su determinación tiene grandes incertidumbres e inseguridades. Uno de los aspectos difíciles es la gran variabilidad del fenómeno.

3.1 PROBLEMAS EN LA APRECIACIÓN DE LA EFICIENCIA DE RETENCIÓN.

El Ing. Arturo Rocha Felices^[6] declara “supongamos que luego de haber realizado todos los estudios sedimentológicos llegamos a establecer, con el inherente grado de aproximación e inexactitud que tienen este tipo de cálculos, el aporte sólido de un río para los próximos 100 años, o para cualquier otro período, que por circunstancias suficientemente justificadas, consideremos como el adecuado. Queda entonces por resolver otro problema ¿Qué parte, qué porcentaje, de esa cantidad de sólidos que ingresa, quedará retenida en el embalse?. La diferencia evidentemente seguirá hacia aguas abajo, sea por la toma o por el aliviadero”.

Se denomina eficiencia de retención a la relación entre la cantidad de sólidos depositados en el embalse y el aporte de sólidos de la corriente. Esta eficiencia puede expresarse como un porcentaje. Es evidente que la definición de eficiencia se ha introducido en los estudios de sedimentación de embalses por analogía con los desarenadores.

Pero la analogía es sólo terminológica y no debe llevar a error. Un desarenador que logre sedimentar la mayor parte de las partículas sólidas se dice que tiene una alta eficiencia de retención, o que es muy eficiente, es decir que es muy buen desarenador. En cambio un embalse que tenga alta eficiencia de retención, no es en realidad muy “eficiente”; es muy malo, porque sedimentará rápidamente.

Dentro de los numerosos factores que determinan la eficiencia de retención de un embalse se pueden mencionar los siguientes:

- Régimen de operación del embalse.
- Existencia de sistema de purga.
- Magnitud del aporte sólido.
- Propiedades y características de los sólidos.
- Tamaño y forma del embalse.
- Posibilidad de formación de corrientes de densidad (formación de vórtices debido a la deposición de sedimentos con diferente peso específico).
- Régimen hidrológico (avenidas y sequías a lo largo de la vida del embalse).

La extensión de este trabajo no permite un análisis separado y detallado de cada uno de estos factores. Se harán algunos en conjunto y muy general sobre ellos.

En primer lugar se hablará sobre la influencia del régimen de operación del embalse. Cuando ocurre una crecida que generalmente trae gran cantidad de sólidos y el nivel de embalse se encuentra en una cota baja, la curva de remanso es corta y la deposición de los sólidos se produce muy cerca de la presa. Es de señalar que en este caso el aporte sólido no sólo está constituido por lo que trae el río desde toda la cuenca, sino por la remoción que realiza del material depositado anteriormente en el lecho del río cuando la cota de embalse estaba alta y la curva de remanso era muy larga. Este ejemplo muy simple es suficiente para mostrar la gran importancia que tiene en la sedimentación, es decir la eficiencia de retención, el régimen de operación del embalse.

Naturalmente no puede dejarse de lado uno de los factores más importantes y es el que se origina en la concepción y filosofía que se haya tenido al diseñar el sistema, con respecto a la incorporación de sistemas de purga por medio de grandes compuertas, de medio fondo, por ejemplo, que permiten el paso de las avenidas conjuntamente con las grandes cantidades de sólidos a ellas asociadas.

⁶ ROCHA FELICES, ARTURO; “Sedimentación acelerada de embalses”, IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil CIP filial Lambayeque. 1990

El material sólido que aporta la cuenca tiene granulometría variada. Hay casos que incluyen desde arcillas hasta grandes rocas. Para los efectos del cálculo de la sedimentación y de la eficiencia de retención es muy importante la velocidad de caída de las partículas, que a su vez depende de su tamaño, peso específico y forma. La composición granulométrica y mineralógica puede ser muy variable año tras año. Esta última puede presentar peculiaridades que no deben pasarse por alto.

La determinación de la eficiencia de retención y la predicción del lugar y cantidad de los depósitos es un problema que está muy lejos de haberse resuelto. Esto obliga a buscar soluciones de ingeniería que no sean rígidas, que tengan la suficiente flexibilidad para adaptarse a situaciones muy desfavorables. Ciertamente, el factor seguridad más evidente es considerar que el volumen perdido por sedimentación no se va a llenar en períodos muy cortos. Para saber qué es un período “muy corto” se debe pensar no sólo en la magnitud de la inversión y el tiempo de maduración del proyecto para llegar a su pleno desarrollo, sino en qué es lo que va a pasar cuando se empiece a perder volumen útil y más todavía, si esta pérdida ocurre antes de lo previsto y no tiene elementos correctores.

3.2 MECANISMO DE LA DECANTACIÓN Y SU DESARROLLO EN EL TIEMPO.

Lo más simple, y cierto, que podría decirse sobre el mecanismo de la decantación en un embalse es que las partículas gruesas se depositan aguas arriba y las finas hacia aguas abajo, cerca de la presa.

A medida que el flujo del agua del río entra en el embalse, la sección transversal se va incrementando, debido, tanto a la curva de remanso que se forma como por el ensanchamiento a la entrada del embalse; esto produce una disminución de la velocidad y los efectos de turbulencia, dándose las circunstancias propicias para que las partículas comiencen el proceso de deposición. Ver figura 3.3

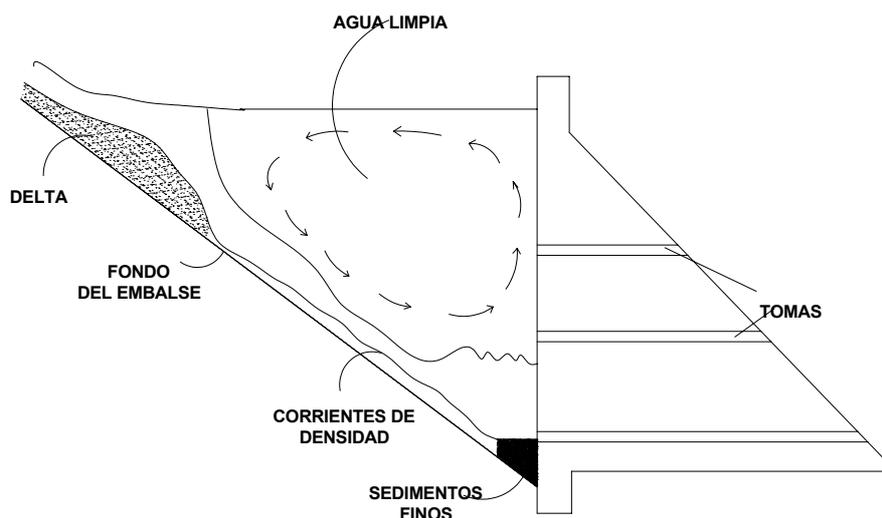


Figura 3.3.- Esquema hipotético de deposición y formación de corrientes de densidad en un embalse.

La figura 3.3 muestra el perfil típico de deposición. Su realización depende de muchos factores que pueden ser divididos en tres categorías.

a) Características del sedimento:

- Tamaño
- Forma
- Textura
- Peso específico
- Velocidad de caída

b) Flujo de agua:

- Velocidad del agua (turbulencia)
- Tipo de flujo (uniforme, no uniforme, permanente, no permanente)
- Densidad
- Viscosidad (temperatura, contenido de coloides).

c) Características del reservorio:

- Tamaño
- Geometría
- Profundidad
- Operación (relación entrada salida de volumen de agua)

Se podría perfeccionar la definición anterior, diciendo que cuando el aporte sólido entre una extensa gama de diámetros (de arcillas hasta piedras) y la presa da lugar a un volumen, y consiguiente curva de remanso importante, entonces, las piedras, las gravas y una parte de las arenas gruesas sedimentarán escalonadamente muy aguas arriba, en la “cola del embalse”. Pero el material más fino, constituido por una parte de las arenas y por los limos y arcillas penetrarán más en el embalse. Finalmente la porción más fina puede no sedimentar y seguir aguas abajo.

3.3 CONSECUENCIA DE LA PÉRDIDA DEL VOLUMEN ÚTIL EN EMBALSES.

El volumen útil es el que sirve para las necesidades del proyecto. Hay grandes aprovechamientos hidráulicos que se hacen sin obras de regulación, porque las condiciones naturales lo permiten. Pero hay otros, en lo que es necesario “corregir la naturaleza” para tener agua a voluntad a lo largo de todo el año. Con esta finalidad se construyen las presas, como elementos extraños al río, las cuales provocan varias respuestas. Una de ellas es la colmatación del embalse creado y la pérdida de su volumen útil.

El volumen de un embalse tiende a disminuir con el paso por la acumulación de sedimentos. En la figura 3.4 se observan varias curvas, de carácter esquemático, cada una de las cuales representa la relación, entre la altura y el volumen de almacenamiento de un embalse, en un instante del tiempo de su vida.

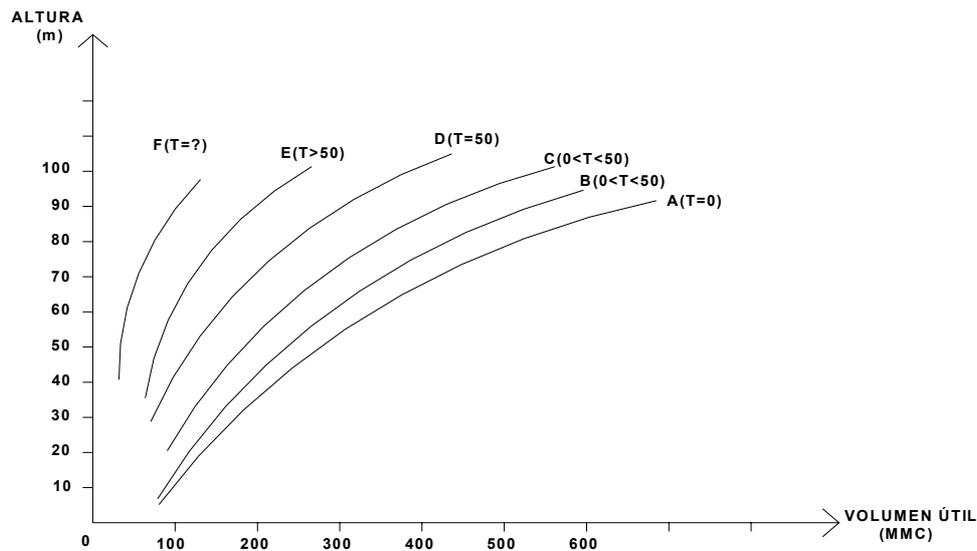


Figura 3.4.- Variación del volumen útil con el tiempo en función del avance de sedimentación.

La curva A corresponde a la denominada situación inicial ($T=0$), antes de empezar la construcción de las obras de repesamiento.

Esta curva, característica del embalse, es muy importante. Representa un volumen potencial, que con el paso de los años podrá ser de agua, o de piedras y de lodo. Como esta curva es uno de los elementos para determinar la altura de presa es conveniente que tenga una alta confiabilidad. Debe prestarse mucha atención a los métodos topográficos con que ha sido obtenida.

No se debe caer en el error de basar un proyecto en curvas “altura – volumen obtenidas a nivel de factibilidad”, pues esta operación carece de sentido real. La calidad de información topográfica está asociada a un error, y éste, a un costo o incertidumbres que debe evaluarse según la importancia y característica del proyecto.

Con el paso del tiempo los sedimentos se acumularán progresivamente en el embalse. Esta acumulación no es lineal con el tiempo. Pueden haber varios años en los que la acumulación de sedimentos, sea pequeña, pero en un solo año puede ingresar al embalse una cantidad igual a la de varios años anteriores juntos.

Los métodos usuales consideran, a partir de un cierto número de años de mediciones, que es posible establecer una ley gasto líquido – gasto sólido. Admiten además que esta ley seguirá siendo válida en el futuro presentando determinadas series hidrológicas a las que se les aplicará la “ley” y se obtendrán los caudales sólidos dentro de 50, 100 ó 200 años.

Continuando con la figura 3.4, para efectos del análisis, se admite que se ha logrado que los volúmenes de sólidos se depositen en el embalse. Se tendrá entonces que al cabo de 20,30 o 40 años, por ejemplo, las nuevas curvas altura – volumen son las B, C. Llegarán los 50 años, escogidos en el Perú, en muchos casos, como tiempo para la colmatación del volumen muerto y obtendremos finalmente la curva D (volumen muerto totalmente colmatado). A partir de este momento empieza la pérdida de volumen útil (curva E).

La alternativa es que, entretanto, se debe ir construyendo un proyecto sustitutorio o complementario del anterior.

Pero nadie puede asegurarse que se van a cumplir todos los supuestos en base a los cuales se elaborarán las curvas de la figura 3.4 lo más probable ciertamente, es que no se cumplan. Sin ser pesimistas, no se puede dejar de admitir la posibilidad que una curva tipo $F(t=?)$ aparezca casi en cualquier instante de la vida de la presa, o por lo menos mucho antes del tiempo previsto.

3.4 MÉTODOS PARA CUANTIFICAR LA COLMATACIÓN DE UN EMBALSE EXISTENTE.

Los sedimentos que se depositan en un reservorio se pueden evaluar por métodos directos o métodos indirectos.

Los métodos directos son aquellos que se utilizan en el campo, midiendo directamente el sedimento. Estos pueden realizarse en la zona misma donde ocurre la erosión en el momento del transporte o los depósitos de las partículas.

Entre los métodos directos podemos mencionar:

1.- POR MEDIO DE INSTRUMENTOS: En los ríos que conforman la red hidrográfica que desemboca en el reservorio. Se toman medidas del sedimento de fondo y del sedimento en suspensión.

2.-POR LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS: Zonas Afectadas con erosión severa (carreteras, oleoductos, etc.).

3.-POR LEVANTAMIENTOS BATIMÉTRICOS: Es la mejor manera de conocer el volumen de sedimentos acumulados, así como su distribución espacial dentro del reservorio.

Los métodos indirectos son derivados de los anteriores. Una vez analizados los resultados de las mediciones directas, se establecen relaciones (matemáticas, probabilísticas, estadísticas, gráficas, etc.) que permiten establecer modelos de predicción.

Según Rocha Felices, existen muchos métodos indirectos que han sido desarrollados durante las últimas décadas entre ellos podemos mencionar:

- Fórmula universal de la pérdida de suelo, desarrollada por Whismeyer y Smith (1965) que predice la cantidad de sedimentos que se mueve dentro de la cuenca.
- Meyer – Peter, Muller
- Schoklitsh
- Einstein
- Laursen
- Du Boys
- Ackers y White
- Engelund y Hansen
- Kittur, Ranga Raju, Garde y Bhardwah.

Todos estos métodos predicen la “producción neta” de sedimentos, es decir, la cantidad de partículas que son transportadas hasta un punto de observación en la cuenca (generalmente una estación de aforo antes de la desembocadura al reservorio).

En este apartado se desarrollará el método directo de mayor importancia: El levantamiento batimétrico, debido a que es la mejor manera de conocer el volumen de los sedimentos acumulados en un embalse existente.

El levantamiento batimétrico, conocido también como topografía hidrográfica, consiste básicamente en medir la profundidad de un lago, laguna, embalse, el lecho del mar entre otros. Así como el levantamiento topográfico describe la superficie, la batimetría también lo hace, con la deficiencia que este último describe al fondo de la laguna y/o mar, sobre una masa de agua (DOM, 1990).

Componentes del Levantamiento Batimétrico.

Para llevar adelante un levantamiento batimétrico es necesario realizar dos tipos de mediciones:

- Medición y registro de profundidades.
- Posicionamiento de los sondajes

Para la primera medición se requiere de equipos que reporten el tirante de agua y para ello se pueden utilizar desde cuerda con lastre hasta equipos sofisticados como las ecosondas o ecogramas que operan bajo el principio del eco. Claro está que se requiere en todos los casos, de una embarcación apropiada.

No basta medir las profundidades, sino también conocer la posición exacta de los puntos de sondeo para ubicarla en una costa o plano. Para el posicionamiento de los sondajes o de la embarcación se utilizan diferentes métodos, los más difundidos son los siguientes:

Mediante la medición de dos distancias desde dos estaciones en tierra y otra es el posicionamiento de la embarcación, usada en el sondeo, mediante la intersección de una dirección verdadera y una medición de una distancia electrónica. Ambas mediciones desde una estación de coordenadas de tierra (DOM 1990).

Ecosonda.

El diseño del equipo de la sonda acústica hidrográfica resulta del estudio de los requisitos topográficos. Sus características, han sido combinadas de manera tal, que posibilitan simplicidad en operación cómo también precisión y transporte fácil, comparando con otros como son las cuerdas con lastre, que resultan un tanto inadecuados para lago o lagunas de grandes dimensiones.

Usando el principio siguiente: los pulsos eléctricos se transforman en sondas sonoras y transmiten a través del agua ecos de retorno del lecho del agua y/o mar. Se reciben y se convierten por el mismo principio en señales eléctricas que se amplían y aplican a una base registradora. El análogo eléctrico sale en la forma de una indicación de profundidad y que expuesta un gráfico, es el reflejo fiel del lecho del agua y/o mar orientado con respecto a la línea de agua.

El sistema de sondeo acústico puede usarse como una instalación portátil con un equipo exterior o como una instalación permanente con traductores de transmisión y recepción. Aclarando lo expuesto anteriormente, se afirma lo siguiente: El sistema de levantamiento hidrográfico está integrado por un ecógrafo, un trasmisor y una fuente de poder (Honeywell, 1990).

Conversión del peso del sedimento transportado a volumen ocupado en el embalse.

Bureau of Reclamation (1974) menciona que el volumen ocupado por el sedimento en el embalse dependerá del peso específico del material. El peso específico varía con la clase de sedimentos y con la edad de los depósitos. Los sedimentos más antiguos tienen más tiempo para consolidarse y además están bajo una capa pesada de los sedimentos recientes. Lane y Koelzer encontraron que el peso específico aparente W_t , al cabo del tiempo está definido por:

$$W_t = W_1 + K_{co} \log t \quad \dots\dots\dots(7)$$

W_1 : Peso específico aparente inicial.
 K : Coeficiente de consolidación
 t : N° de años de operación del reservorio
 W_t : Peso específico aparente promedio

El coeficiente de consolidación (K) ponderado:

$$K_{co} = K_c.P_c + K_m.P_m + K_s.P_s \quad \dots\dots\dots(8)$$

P_c, P_m, P_s : porcentaje del tipo de sedimento arcilla, limo y arena respectivamente
 K_c, K_m, K_s : coeficiente de la arcilla, limo y arena en función a la condición del embalse. Usar tablas N° 3.6.1.

El peso específico aparente inicial (W_1) ponderado:

$$W_1 = W_c.P_c + W_m.P_m + W_s.P_s \quad \dots\dots\dots(9)$$

P_c, P_m, P_s : Porcentaje del tipo de sedimento arcilla, limo y arena respectivamente
 W_c, W_m, W_s : Coeficiente de la arcilla, limo y arena, en función a la condición del embalse. Usar tabla N° 3.6.2.

Desde el punto de vista de diseño se utiliza el peso específico aparente final promedio durante el período de vida de la estructura. En este sentido Miller, propuso una relación para el estimado del peso específico aparente promedio:

$$W_t = W_1 + 0.4343.K_{co} ((t/(t-1).Ln t) - 1) \quad \dots\dots\dots(10)$$

La tabla N° 3.6.3 presenta los pesos específicos promedio después de 50 años, utilizados por el servicio de conservación de tierras de los Estados Unidos (U. S. Soil Conservation Service) para propósitos generales de diseño.

TABLA N° 3.6.1^[7]

COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN (K)

PARA W EN lb/pie³.

CONDICIONES DEL EMBALSE	Kco		
	ARENA Ks	LIMO Km	ARCILLA Kc
Sedimentos siempre sumergidos	0	5.7	16.0
Embalse moderadamente vacío	0	2.7	10.7
Embalse considerablemente vacío	0	1.0	6.0
Embalse normalmente vacío	0	0.0	0.0

TABLA N° 3.6.2^[7]

PESO ESPECÍFICO APARENTE INICIAL (Wt)

PARA W, EN lb/pie³

CONDICIONES DEL EMBALSE	Kco		
	ARENA Ws	LIMO Wm	ARCILLA Wc
Sedimentos siempre sumergidos	26	70	97
Embalse moderadamente vacío	35	71	97
Embalse considerablemente vacío	40	72	97
Embalse normalmente vacío	60	73	97

⁷ Bureau of Reclamation. 1974

TABLA N° 3.6.3^[7]

RANGO DE PESOS ESPECÍFICOS DE LOS SEDIMENTOS DE UN EMBALSE
DESPUÉS DE 50 AÑOS DE ACUMULACIÓN.

MATERIAL	PERM.SUMERG.	PERM.SUMERG	AIRADOS	AIRADOS
	lb/pie ³	Kg/m ³	lb/pie ³	Kg/m ³
Arcilla	40-60	640-960	60-80	960-1280
Limo	55-75	880-1200	75-85	1200-1360
Arena	85-100	1360-1600	85-100	1360-1600
Arena y gramal gradada	95-130	1520-2080	95-130	1520-2080

Se ha podido determinar los siguientes casos de sedimentación de embalses en el mundo:

- El embalse de Austin, en el río Colorado (Texas, EE.UU.), años disminuyó en nueve años el 84% de su capacidad (Engineering News Record, 06 septiembre 1923, p380).
- El pantano de Zuni, en Nuevo México, de 17 millones de m³ de capacidad en 1906, quedó reducido al 60% en 1917.
- En la presa de Cismon (Italia), de 496 km³ de cuenca afluyente, el caudal sólido es de unos 400 m³ por año y km².
- En la presa de Cueva Fodarada (España), en 1917 los regantes quisieron que se embalsara y se colocó un tapón a la galería antes de colocar las compuertas de desagüe. Y cuando en 1928 hubo necesidad de quitar el tapón para montar las compuertas, había sobre la boca de la galería 13 metros de sedimentos (Congreso Mundial de la Energía, en Barcelona, España, 1929).

Los efectos de la deposición de sedimentos ^[8]

Los efectos principales en la operación del reservorio en la deposición de sedimentos pueden ser resumidos en la forma siguiente:

- Reducción de la capacidad de almacenamiento.
- Acumulación del sedimento en la presa y bloqueo de las salidas (desagües).
- Extensión aguas arriba de los depósitos de sedimentos en la región de remanso del reservorio.
- Disminución de la calidad del agua.
- Impactos adversos en la navegación.

En general los factores que más afectan el curso y la naturaleza de la sedimentación son:

⁷ Bureau of Reclamation. 1974.

⁸ HU CHUN HONG; "Hidropower & Dams", marzo 1995, p50.

- Flujo entrante y carga de sedimentos.
- Terreno del reservorio y características originales del lecho del río (antes de la construcción de la presa).
- Modo de operación del reservorio.
- Dimensiones y elevaciones de la estructura de salida.
- Volumen de almacenamiento.
- Confluencia de los ríos tributarios.

3.5 MÉTODOS PARA AUMENTAR LA VIDA DEL EMBALSE^[9].

Los medios que se emplean según las características y peculiaridades de cada embalse son los siguientes:

a) **Control de la erosión de la cuenca, mediante acciones de preservación**

Naturalmente que el método más efectivo y seguro es el de atacar el problema desde su origen. Las cuencas que producen grandes cantidades de sedimentos presentan por lo general otros tipos de problemas que deben tratarse en conjunto. El manejo de la cuenca en forma integral, es una medida de mediano a largo plazo, y se requiere de una serie de trabajos coordinados y planificados para hacer efectivo los resultados de preservación.

Este plan de ordenamiento y manejo de cuenca deberá estar fundamentado en las siguientes premisas:

- Usar cada unidad de tierra de la cuenca a su capacidad de uso, es decir, que garantice una producción óptima y sostenida (agropecuaria, forestal, hídrica, energética, etc.) de acuerdo con las necesidades, sin deteriorar el recurso suelo.
- Utilizar prácticas culturales, agrónomas y mecánicas en cada unidad de tierra que las necesite, de tal manera que se pueda prevenir la erosión del suelo y obtener un manejo óptimo del sistema hombre – agua – suelo –planta.
- Proteger las unidades de tierra (rurales y urbanas) contra las inundaciones y controlar la producción de sedimentos.

b) **Disponer de un volumen muy grande reservado para el depósito de los sólidos.**

No siempre es posible disponer de un volumen muerto muy grande; esto significa en una presa muy alta, la disponibilidad técnica de hacerla y afrontar los costos. Por lo general la limitación física es la más significativa. El problema entonces podría replantearse y pensar en limitar el volumen útil y los alcances del proyecto. Esto sería el caso extremo. Antes habría que proyectar el estudio de las otras posibilidades de control de sedimentos.

c) **Construir aguas arriba presas para la retención de sedimentos.**

La construcción de embalses ubicados aguas arriba, con el objeto de lograr la sedimentación y defender la presa principal es una solución que también se ha empleado. Por ejemplo en China, en la cuenca del río Amarillo se realizó un extenso programa de construcción de presas con el exclusivo objeto de controlar la erosión.

Cuando el reservorio a proteger representa una inversión de considerable importancia para una región o país, se puede justificar la construcción de presas de retención de sedimentos en los afluentes de mayor aporte de sedimentos, cuya ubicación debe determinarse cuidadosamente, previo estudio sedimentométrico de la red hidrográfica. Estas presas de contención de sedimentos generalmente son diseñadas para colmatarse en períodos mayores de 5 años, o para retener los sedimentos de la avenida correspondiente a 100 años de período de retorno. Este tipo de reservorio recibe un mantenimiento periódico que consiste en la remoción del sedimento acumulado utilizando medios mecánicos.

d) Remoción mecánica de los sedimentos

La remoción mecánica es sumamente costosa y sólo se justifica en embalses pequeños, con agua muy valiosa. A la fecha el costo de dragado mecánico es de \$25 (veinticinco dólares americanos) por hora y por m³.

e) Incorporar a la presa sistema de purga

La incorporación de sistemas de purga es el que en muchos casos, no todos, resulta ser el más efectivo. Son varias las condiciones que deben presentarse para que el sistema funcione eficientemente. Pero dadas sus innegables ventajas se deben estudiar siempre que haya problemas con los sedimentos y sólo debe descartarse después de un riguroso análisis. La gran ventaja que tiene es que prácticamente nos independiza del cálculo de los aportes sólidos y de la eficiencia de retención, por lo menos en un alto grado, bastando cálculos aproximados para estimar los períodos de purga. Hay muchas presas de este tipo construidas en diversas partes del mundo, la mayor parte de las cuales han dado excelentes resultados.

Con el presente trabajo se propone un sistema de purga de reciente investigación en algunos países como China, el cual se denomina: Sistema de Hidrosucción de Sedimentos.

Este sistema se basa en el principio del sifón y es capaz de extraer los sedimentos depositados en un reservorio usando la energía representada por la diferencia entre los niveles de aguas arriba y aguas debajo de la presa.

El costo del sistema de hidrosucción de sedimentos es de \$12000 (doce mil dólares americanos) y está diseñado para un tiempo de vida de cinco años^[29]. Esto es:

- Costo del sistema \$12000/5 años/365 días = \$ 6.58 diarios.	
- Costo del personal de operación	= \$15.00 diarios.

	\$ 21.58 diarios.

- El sistema trabaja 24 horas diarias : \$21.58/24 = \$0.90 por hora.

- Además el sistema extrae un promedio de 200 m³/diarios es decir 8.3 m³ por hora aproximadamente.

- Si se limpiaran los 200 m³/diarios con el dragado mecánico, esta operación costaría:
200 m³/diarios x \$25/hora/m³ x 24 horas = \$120000

^[29] MONICA GUERRA SALDARRIAGA Tesis: "Sistema de Hidrosucción de Sedimentos".1997

Esta alternativa incrementa los beneficios para generación hidroeléctrica, irrigación, abastecimiento de agua, control de avenidas y recreación; teniendo un sistema técnico y económico barato capaz de extraer los sedimentos y aumentar la vida útil de los embalses.

CAPÍTULO 4 : DISIPADOR DE ENERGÍA

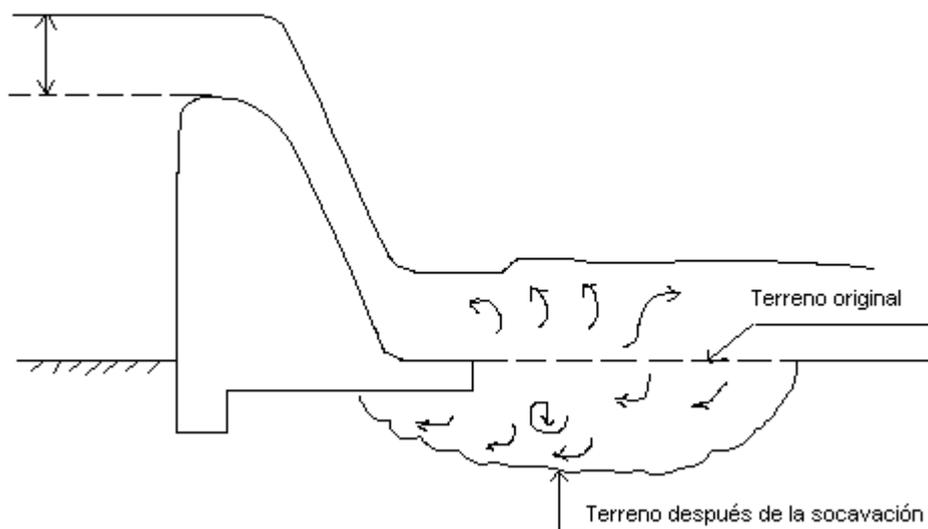
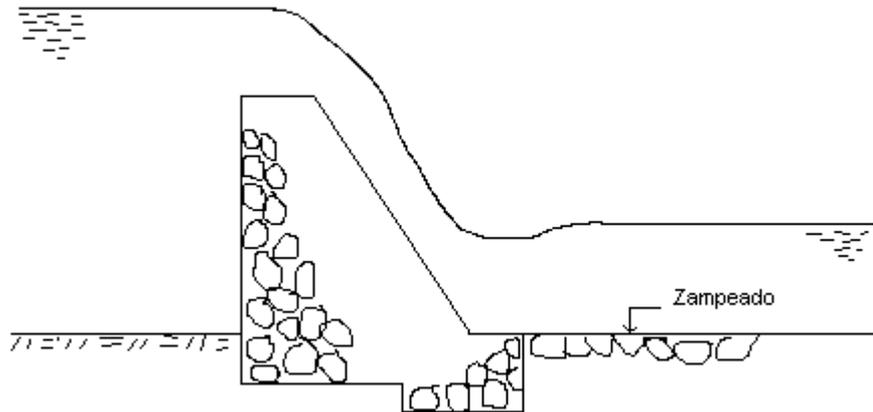
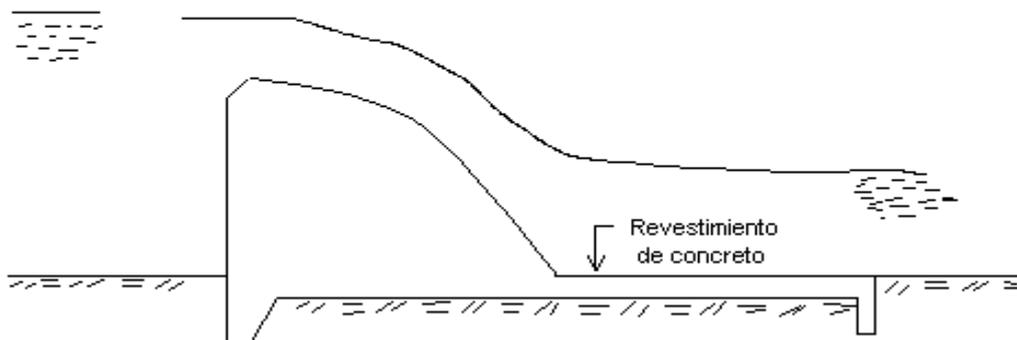


Fig. 4.1.- Disipación de energía.

Los perjuicios debido a una alta velocidad pueden originar efectos por socavación como por ejemplo erosión al pie de las estructuras que a su vez originan peligro en la estabilidad de la presa y daño parcial. Por esto al pie de los vertederos se suelen poner ciertas estructuras de protección.



a.- Enrocado al pie de la cortina.



b.- Revestimiento de concreto.

Fig. 4.2.- Ejemplos de protección al pie de las cortinas.

a: Enrocado, b: Revestimiento de concreto.

En el diseño de tanques amortiguadores no se considera cuantitativamente el efecto de las fluctuaciones de presiones hidrodinámicas. Esto puede llevar a que el diseño sea muy conservador o que existan grandes riesgos de fallas.

El diseño de un tanque consiste en determinar las siguientes dimensiones:

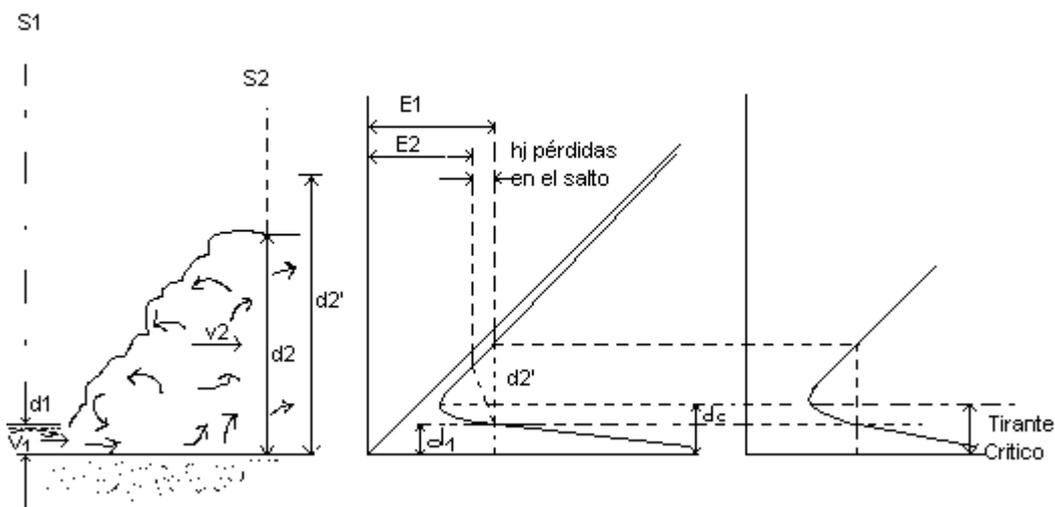
- Longitud.
- Profundidad.
- Necesidad de dados disipadores.
- Dimensiones y ubicaciones de dados disipadores.
- Profundidad del estanque.
- Geometría y dimensiones de la sección final..
- Espesor de la losa de fondo.

4.1 TIPOS DE AMORTIGUADORES

- a.- Colchones o tanques amortiguadores
- b.- Estructuras deflectoras
- c.- Estructuras de impacto

4.2 COLCHONES AMORTIGUADORES O TANQUES AMORTIGUADORES

Es un tanque al pie de la cortina con una profundidad “P” que viene siendo el espesor de colchón de agua, para amortiguar el golpe del chorro. Su diseño sobre la base del principio del salto hidráulico que establece la hidráulica.



$$E = d + \frac{v^2}{2g}$$

$$Fm = \frac{Q^2}{gA} + A \bar{y}$$

Esquema del salto Diagrama de energía específico Diagrama de fuerzas

Fig. 4.3.- Salto Hidráulico.

El salto hidráulico se verifica, cuando se pasa de un régimen rápido a un régimen lento con pérdida parcial de energía.

La ecuación que define a este fenómeno es:

$$Fm = \frac{Qv}{g} + A \bar{y} \dots\dots\dots(11) \text{ o bien;}$$

$$F_m = \frac{Q^2}{gA} + A \bar{y} \dots\dots\dots (12) \text{ ya que } v = \frac{Q}{A}$$

Siendo:

F_m = Fuerza específica resultante en el salto hidráulico, expresada como volumen de agua, en m³.

Q = gasto en m³/seg.

g = aceleración de la gravedad en m/seg²

A = área media de la sección transversal en m²

v = velocidad media en m/seg

\bar{y} = Profundidad hasta el centroide de la sección transversal, respecto a la superficie libre del agua.

La aplicación del salto hidráulico en un tanque amortiguador es por lo siguiente:
Al presentarse en escurrimiento con régimen rápido sobre el vertedor, y teniendo en el río una pendiente masomenos suave y menor que la crítica correspondiente, se tendrá al pie del vertedor un tirante conjugado menor, cuyo conjugado mayor tratará de formarse rápidamente, si las condiciones de escurrimiento lo propician.

Al producirse el tirante conjugado mayor la energía cinética se transforma una parte en energía de presión y otra se pierde por el cambio súbito de régimen y en los remolinos y turbulencias del salto hidráulico.

El objeto de diseñar el tanque, aguas abajo de la cortina es con el fin de contar con las condiciones adecuadas, para que el cambio brusco de tirantes se verifique dentro de una longitud mínima del cauce que es la que se debe proteger debidamente.

Pero no siempre se formará o será necesario hacer que se produzca el salto hidráulico; la necesidad de él dependerá de las características de resistencia que tengan los materiales del cauce. Por lo tanto, habrá cosas en los que únicamente será necesario calcular las velocidades que se tengan aguas abajo de la cortina y ver si son aceptables de acuerdo con los materiales que se tengan en el sitio. Por lo tanto, habrá que calcular dichas velocidades en algunas secciones y juzgar la necesidad de revestir o no cierto tramo de cauce, de acuerdo con ellas.

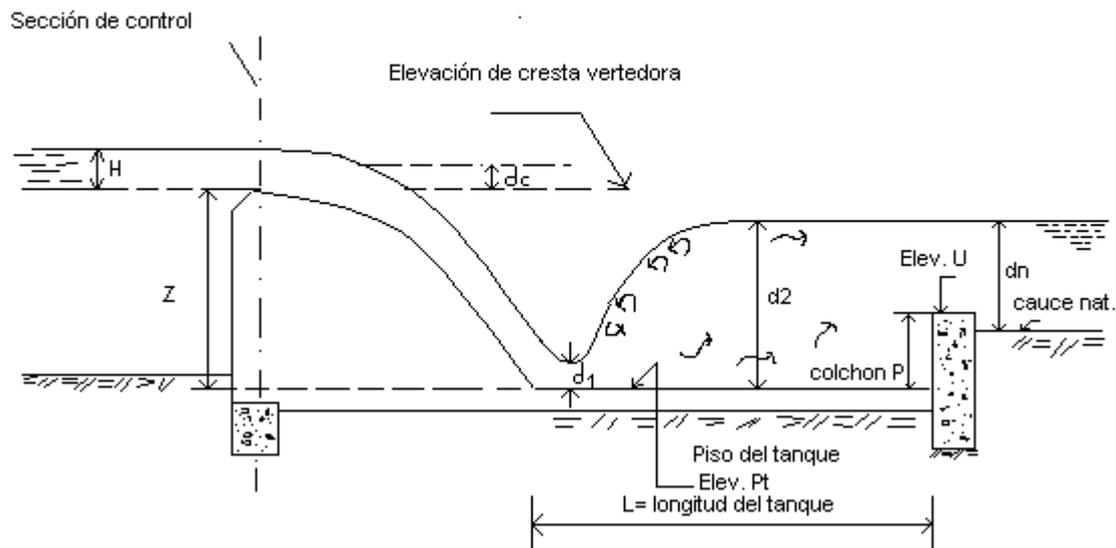


Fig. 4.4.- Hidráulica de la cortina.

Cálculo del tirante conjugado menor

Para el cálculo del tirante conjugado menor, se establece el teorema de Bernoulli entre la sección de control que se localiza sobre la cresta del vertedor y otra sección al pie del vertedor, es decir:

$$Z + d_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1} + \Sigma h_p$$

Z--- altura de la cortina

d_c ----- tirante crítico que se calcula verificando la igualdad que define a un régimen crítico que es:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

Q = gasto en m³/s

g = 9.81 m/s²

A = área hidráulica de la sección

T = ancho de la superficie libre del agua en m.

Para sección rectangular que es la comúnmente considerada d_c se calcula directamente, ya que de acuerdo con lo anterior se tiene:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} = \frac{(B dc)^3}{B}$$

Luego:

$$dc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \dots\dots\dots(13)$$

El término hvc es la carga de velocidad para la velocidad crítica:

$$hvc = \frac{Vc^2}{2g} \dots\dots\dots(14)$$

Las pérdidas de energía (Σhp) son por lo general despreciables, debido a la forma del cimacio y a que el tirante d1 se está calculando inmediatamente al pie del vertedor:

$$Z + dc + hvc = d1 + hv1$$

Para conocer el tirante conjugado menor se verifica la igualdad anterior, mediante supuestos valores de este tirante (d1).

Una vez aceptado el valor correcto del tirante conjugado menor (d1) se procederá al cálculo del tirante conjugado mayor (d2).

Cálculo del tirante conjugado mayor (d2)

Hay tres procedimientos:

- 1.- Conocidas las características correspondientes a la sección hidráulica del tirante conjugado menor, se calcula el valor F_m dado por la ecuación (12). El valor del tirante conjugado mayor se encuentra verificando la misma igualdad.
- 2.- Se puede construir la gráfica de la ecuación (12) en un sistema de ejes cartesianos, teniendo como abcisas el valor de F_m y como ordenadas el correspondiente valor del tirante.
- 3.- empleando las fórmulas para secciones geométricas definidos, que se han deducido basándose en la ecuación (12).

Sección rectangular:

$$d2 = \frac{-d1}{2} \pm \sqrt{\frac{d1^2}{4} + \frac{2 v1^2 d1}{g}} \dots\dots\dots(15)$$

Sección trapecial:

Es necesario hacer tanteos:

$$d_2 = \sqrt{\frac{k}{3b + 2td_2}}, k = 6 \left(\frac{Q(v_1 - v_2)}{g} + P_1 \right), P_1 = \frac{bd_1^2}{2} + \frac{td_1^3}{3} \dots\dots\dots(16)$$

convención:

- d1 = Tirante conjugado menor del salto hidráulico en m.
- d2 = Tirante conjugado mayor del salto hidráulico en m.
- b = Ancho del canal donde se produce el salto hidráulico en m.
- t = Talud de las paredes del canal.
- v1 = velocidad correspondiente al tirante conjugado mayor d1 en m/seg.
- v2 = Velocidad correspondiente al tirante conjugado mayor d2 en m/seg.
- Q = Gasto en el canal en m³/seg.
- g = Aceleración de la gravedad en m/seg².
- P1 = Empuje hidrostático debido a la sección 1 en m³.
- dc = tirante crítico del flujo en m.

Elevación del piso del tanque amortiguador:

Puesto que el nivel de superficie libre de agua en el tanque es el n.s.l.a. en cauce natural del río inmediatamente después de dicho tanque, la elevación del fondo del tanque (Pt) será igual a la elevación del umbral de la descarga (elevación U) más el tirante normal (dn) en el cauce menos el tirante conjugado mayor d2, es decir:

$$\text{Elev. (Pt)} = (\text{Elev. U} + \text{dn}) - d_2$$

De acuerdo con esto, la altura del colchón "P":

$$P = d_2 - d_n \dots\dots\dots(17)$$

Para contar con un margen de seguridad a fin de asegurar el amortiguamiento, es usual considerar un 15% más el valor calculado para el tirante conjugado mayor o sea:

$$P = 1.15 d_2 - d_n \dots\dots\dots(18)$$

Si no se tiene el tirante normal, se puede considerar de manera conservadora, como valor para éste el correspondiente al tirante crítico de la sección de control que se localiza sobre la cresta vertedora, siempre que el ancho del cauce permanezca más ó menos constante después de la descarga. Esta consideración se hace basándose en que generalmente en el tramo de la derivación el régimen del río es lento y que de acuerdo con la curva de energía específica, el tirante menor que se pueda presentar es el tirante crítico.

Longitud del tanque amortiguador

Una de las relaciones empleadas con bastante frecuencia y que ha dado resultados satisfactorios en los diseños comunes y corrientes, es la propuesta por Linqvist:

$$L = 4 (d_2 - d_1) \dots \dots \dots (19)$$

o también:

$$L = 5 (d_2 - d_1) \dots \dots \dots (20)$$

Generalmente se usa esta última relación

Safranez propone:

$$L = \frac{6d_1V_1}{\sqrt{gd_1}} \dots \dots \dots (21)$$

Niveles de agua en la descarga del tanque amortiguador.

Con el fin de garantizar que el salto hidráulico se forme dentro del tanque (no se “barra” hacia aguas abajo), no solamente para el gasto de proyecto sino para gastos menores, los cuales se van a tener con más frecuencia, se recomienda verificar que los niveles de agua en la descarga sean siempre mayores que los del agua en el tanque o por lo menos que ambos coincidan.

Si se admite un “ahogamiento”, se ha estimado que éste no debe ser superior al 30% de la carga sobre el vertedor para que éste no disminuya su eficiencia.

En general es recomendable que por lo menos se verifiquen las características hidráulicas del tanque para gastos correspondientes al 25%, 50% y 75% de la avenida de diseño. En otras ocasiones en lugar de porcentajes de ese gasto, se pueden considerar los gastos que corresponden a los tirantes en el río, que se hayan observado o que se deducen por las huellas de las avenidas que se presentan con más frecuencia; en esos casos conviene consultar la curva tirantes – gastos de la corriente, cuyo trazo debió efectuarse al hacer el estudio hidrológico del aprovechamiento.

Si para los gastos menores al de proyecto, se tiene la posibilidad de que el salto se “barra”, se pueden adoptar, las siguientes medidas para mejorar el funcionamiento hidráulico:

- a) Cambiar la profundidad del colchón.
- b) Cambiar el ancho del tanque.
- c) Variar el gasto por unidad de longitud en el vertedor.
- d) Una combinación de las medidas anteriores.

4.3 GENERALIDADES SOBRE EL DISEÑO DE TANQUES AMORTIGUADORES SEGÚN EL BUREAU OF RECLAMATION DE LOS EE.UU.

El Bureau of Reclamation de los estados Unidos, ha estudiado el salto hidráulico dentro de los tanques amortiguadores como medio, para disipar la energía en descargas ya sean en vertedores o en obras de toma, y en general en estructuras terminales. Algunos de los resultados de este estudio para el diseño de los tanques amortiguadores, relacionando el salto hidráulico con el número de Froude, son los siguientes:

El número de Froude se define como:

$$N = \frac{v}{\sqrt{gd}} \dots\dots\dots(22)$$

Siendo:

N = Número de Froude.

v = Velocidad en m/seg.

g = Aceleración de la gravedad en m / seg².

d = Tirante del agua en el flujo en m.

Número de Froude entre 1 y 1.7.

Cuando el valor del numero de Froude, vale 1 el régimen es crítico y no se forma el salto hidráulico. Para valores entre 1 y 1.7 se tiene un régimen un poco menor que el subcrítico, formándose ondulaciones ligeras en la superficie.

Aproximadamente la velocidad que corresponde al tirante conjugado mayor es 30% menor que la velocidad crítica.

No es necesario estanque, y se recomienda revestir la descarga cuatro veces el tirante conjugado mayor.

Número de Froude entre 1.7 y 2.5.

Régimen bastante uniforme, se designa por etapa previa al salto, sin turbulencia activa y por ello no son necesarios amortiguadores ni umbrales. Se necesita un tanque largo para dar cabida al prisma de la corriente en el que se produce la retardación.

Número de Froude entre 2.5 y 4.5.

No se forma un salto propiamente dicho, es más bien un salto oscilante y se dice que se tiene un régimen de transición. Se originan ondas de corrientes que van más allá del tanque y no se pueden controlar fácilmente. Para estos casos la disipación de la energía mediante un tanque común y corriente es poco adecuado.

Los tirantes conjugados calculados, deben aumentarse en un 10% como un medio de suprimir el oleaje.

Lo recomendable, cuando se tenga números de Froude dentro de esas series, es variar las condiciones del régimen (por ejemplo, el gasto por unidad de longitud en el vertedor), de manera que estén fuera de un régimen de transición, en otras ocasiones probablemente convenga efectuar un estudio económico comparando otro tipo de amortiguamiento.

Número de Froude entre 4.5 o mayor.

Se forma un verdadero salto hidráulico estable y equilibrado. Es necesario la instalación de bloques, deflectores y umbrales, con el objeto de estabilizar más el salto y consecuentemente acortar la longitud del tanque.

Se considera 5% más del valor de los tirantes conjugados para tener un margen de seguridad en la formación del salto.

Fuerza dinámica en los dientes.

La fuerza dinámica (F) sobre la cara aguas arriba de los bloques debida al choque de la corriente en cualquier caso, se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$F = 2\omega A(dl + hv_1) \dots\dots\dots(23)$$

Siendo:

F = Fuerza sobre los bloques en kg.

ω = Peso unitario del agua en kg/m³.

A = Área de la cara aguas arriba del bloque en m².

(dl + hv₁) = Energía específica del agua que entra al tanque, en m.

Entre otras observaciones que se hicieron del estudio de tanques se tienen por ejemplo; que los tanques con paredes rectangulares son más efectivos que los de paredes inclinadas o de sección trapezoidal. Esto es debido a que el salto hidráulico es menos completo en este último, porque el agua en las zonas próximas a las paredes del tanque (zonas triangulares), no se oponen a la velocidad de entrada y se producen unos remolinos que tienden a interferir o interrumpir el efecto del salto, a tal grado que se puede provocar una socavación más adelante del tanque.

Espesor de la losa en función de otros parámetros.

La determinación del espesor de la losa es muy importante para preservar la estructura en buenas condiciones durante el período de diseño de la estructura.

Debemos encontrar la relación existente entre los parámetros característicos de un tanque, así tenemos.

$$f(a, e, g, H, Z, q, dn) \dots\dots\dots(24) \square$$

a = longitud de la losa en metros.

e = espesor de la losa en metros.

g = aceleración de la gravedad en m/seg².

H = carga aguas arriba del vertedero en metros.

Z = altura del vertedero en metros.

q = gasto por unidad de ancho para el cual se inicia el levantamiento de la losa en m²/s/m.

dn = Tirante aguas abajo del resalto en metros.

Efectuando un análisis dimensional y obteniendo valores de varios ensayos en modelos hidráulicos se tiene la siguiente fórmula.

$$K_e = 0.234 + 0.069 \left(\frac{a}{e} \right) - 0.007 \left(\frac{dn}{e} \right) + 0.095 \left(\frac{H}{dn} \right) - 0.543 \left(\frac{H - dn}{Z} \right) \dots\dots\dots(25)$$

$$K_e = \frac{ae}{q} \sqrt{\frac{g}{H}} \dots\dots\dots(26)$$

Igualando valores de K_e , podremos hallar e espesor de la losa suficiente para las demás características conocidas.

CAPITULO 5 : SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN DE SEDIMENTOS

Este sistema utiliza la diferencia energética entre aguas arriba y aguas debajo de una presa, para extraer y transportar el sedimento mezclado con agua hacia el curso inferior, recuperando así parte del volumen útil del embalse.

Los primeros datos de hidrosucción se tomaron en el Reservorio Djidiouia, en Algeria, entre los años 1892 y 1894; se utilizó un sistema que constaba de una plataforma flotante conectada a una tubería sumergida de 61 cm de diámetro y 1600 m de longitud.

La República Popular China, tiene la experiencia más amplia hasta la fecha^[10]. Se viene usando el sistema desde 1975 en 10 reservorios. En todos los casos el agua con sedimento fertilizante se pasa a canales de irrigación aguas abajo para repotenciar la cobertura del suelo y recargar el contenido de nitrógeno.

Evrard (1980), describe un sistema que es usado en la presa Rioumajon en Francia. Una tubería con un diámetro variable de 40 a 45 cm y con 44 m de longitud cubre una presa de 21 m de alto.

Geolidros S.P.A. (1990), ha empleado la hidrosucción por muchos años en los reservorios Alpinos de Italia y otros lugares. En más de 20 años de operación ha removido más de cinco millones de metros cúbicos de sedimento depositado usando tuberías de más de 1500 m de longitud.

En los Estados Unidos el sistema ha sido probado minuciosamente en el Lago Atkinson, en Nebraska (Hotchkiss, 1995). Los ensayos de campo han demostrado que diferentes boquillas de succión son capaces de remover totalmente el sedimento depositado.

Ingenieros Noruegos (Jacobsen, 1995)^[11], han desarrollado un tipo de sifón llamado “saxofón” por la forma que tiene, el cual ha sido probado en la Planta Hidroeléctrica de Jhimruk en Nepal (1994). La tubería es de polietileno de alta densidad (HDPE) de 15 cm de diámetro. El sistema trabaja satisfactoriamente sin ningún tipo de obstrucción, para extraer arena y grava fina.

¹⁰ SHEN CHONGANG; “Sediment control of reservoir in China”, Q69, 18th ICOLD Congress, Durban, South Africa; noviembre 1994.

¹¹ LYSNE, OLSEN, STOLE AND JACOBSEN, “Sediment control: recent developments for headworks”, Hidropower & Dams p94, marzo 1995.

En el Perú, el Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria (IHHS), de la Universidad de Piura, ha instalado un sistema de hidrosucción en el Reservorio Cirato de la Central Hidroeléctrica de Carhuaquero, el cual se encuentra actualmente en funcionamiento.

Debe mencionarse que este sistema, hasta donde se sabe, es la primera vez que ha sido empleado en nuestro país, y en la actualidad se proyecta instalar otro similar en la Represa Los Ejidos, obra principal de la Segunda Etapa del Proyecto Especial Chira Piura, perteneciente a nuestra región.

5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

Es un sistema de tuberías que extraen el sedimento depositado en un embalse y lo transportan aguas abajo, utilizando la energía proporcionada por el desnivel entre aguas arriba y aguas debajo de la presa.

Existen dos tipos de configuraciones posibles, uno de ellos es por medio de descargas de fondo y el otro por medio de un sifón.

En el primer caso, las tuberías de descarga atraviesan la presa por algún punto bajo. Esto implica que la tubería debe haberse incluido durante la construcción de la presa o fue acondicionada para que pase por algún conducto de fondo existente. La tubería trabaja en todo momento con presión positiva y su operación es muy simple. En el caso de no poder usar la descarga de fondo, la tubería debe pasar por encima de la corona de la presa, en forma de sifón, para ello es necesario en primer lugar cebar el sifón, para hacerlo funcionar. Esta es la forma usual en que se configura el sistema, pues se trata de solucionar problema de presas ya existentes.

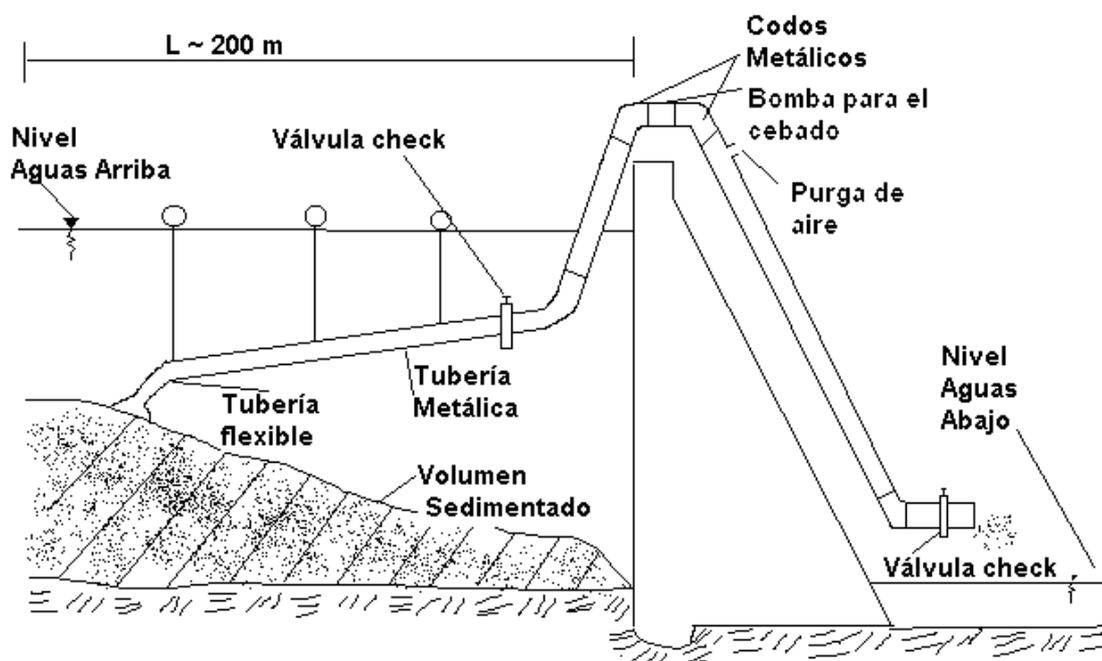


Fig. 5.1.- Descripción del Sistema de Hidrosucción de sedimentos.

Inicio de movimiento y captación de sólidos.

Cuando el sistema está en funcionamiento, en la boca de captación se produce un flujo cuasi radial hacia la misma. Si este flujo llega a tener contacto con el sedimento, se produce un esfuerzo de corte en la superficie del mismo que inicia el movimiento y arrastra el sedimento a la boca de la tubería.

Según Rehbinder, los análisis teóricos y experimentales demuestran que el mecanismo que inicia la remoción de los granos de sedimento es debido no sólo al cortante viscoso horizontal en la parte superior del sedimento, sino también al flujo dentro del mismo sedimento.

Cuando el agua situada dentro de los intersticios granulares de sedimento cae dentro del campo de influencia de la boca de succión, se producen fuerzas ascendentes que elevan el sedimento, el cual una vez en suspensión dentro del flujo es succionado hacia la tubería.

La succión provoca un cráter en el estrato de sedimento de acuerdo con el campo de flujo que produce la succión. Si la boca permanece inmóvil, después de un cierto tiempo se alcanza una condición de equilibrio (donde el cráter alcanza un tamaño máximo) y el sedimento deja de moverse; es decir la tubería sólo capta agua. Por ello es necesario que la boca se mueva para realizar una extracción continua, para ello se recurre a cables que se dirigen hacia la orilla a desde un bote o barcaza.

Transporte de sedimento en la tubería.

Dependiendo de la magnitud de las fuerzas hidrodinámicas que el flujo dentro de la tubería ejerce sobre las partículas de sedimento y de las características propias del material sólido, se pueden tener 02 tipos de transporte de sedimentos:

En el transporte de fondo, las partículas se desplazan ocupando la parte baja de la tubería (suponiendo que ésta no sea vertical) y se da generalmente para las partículas de mayor tamaño como arena y grava. A este tipo de transporte se la conoce también como **flujo con fondo móvil** y tiende a crear problemas de mantenimiento en los codos y tramos inclinados, por lo que es preferible evitarlos.

Las partículas de menor tamaño se transportan generalmente en suspensión. Si dichas partículas se distribuyen de una manera uniforme en toda la sección transversal de la tubería se denomina **flujo pseudo homogéneo**, si no se distribuye uniformemente, se habla entonces de un **flujo heterogéneo**.

El transporte óptimo de sedimento en las tuberías ocurre cuando las partículas de sedimento están a punto de depositarse en la tubería. Esta concentración máxima ocurre en la transición entre los regímenes de flujo heterogéneo o con fondo móvil. A este punto le corresponde también aproximadamente la mínima pérdida de carga.

5.2 SIFONES

Definición de sifón^[17].

El término sifón tiene su origen en la lengua griega “ΣΙΦΟΝ”, luego fue aceptado en el latín como “SIFO” para posteriormente pasar al castellano como “SIFÓN”.

¹⁷ LELIAUSKI, SERGE; “Introducción a la hidráulica fluvial”. Ediciones Omega S.A., Barcelona, España, 1964.

El sifón se define como un conducto cerrado doblado formando dos ramas de longitud desigual por donde puede escurrir agua hacia un nivel más bajo después de pasar por una elevación superior al nivel donde se evacua el agua, debido a que la presión atmosférica obliga al agua a subir por la rama más corta del tubo mientras que el peso del agua que se vierte por la rama más larga causa un escurrimiento continuo.

Una idea clara de la acción sifónica se tendrá al considerar que el escurrimiento se debe al empuje a presión del aire sobre la superficie del agua superior; es evidente que no es posible incrementar el escurrimiento de un sifón aumentando la longitud de la rama inferior más allá de un límite sifónico determinado precisamente por el empuje del aire.

Partes del sifón

En la figura 5.2.a se presenta un esquema del sifón con la denominación de sus partes.

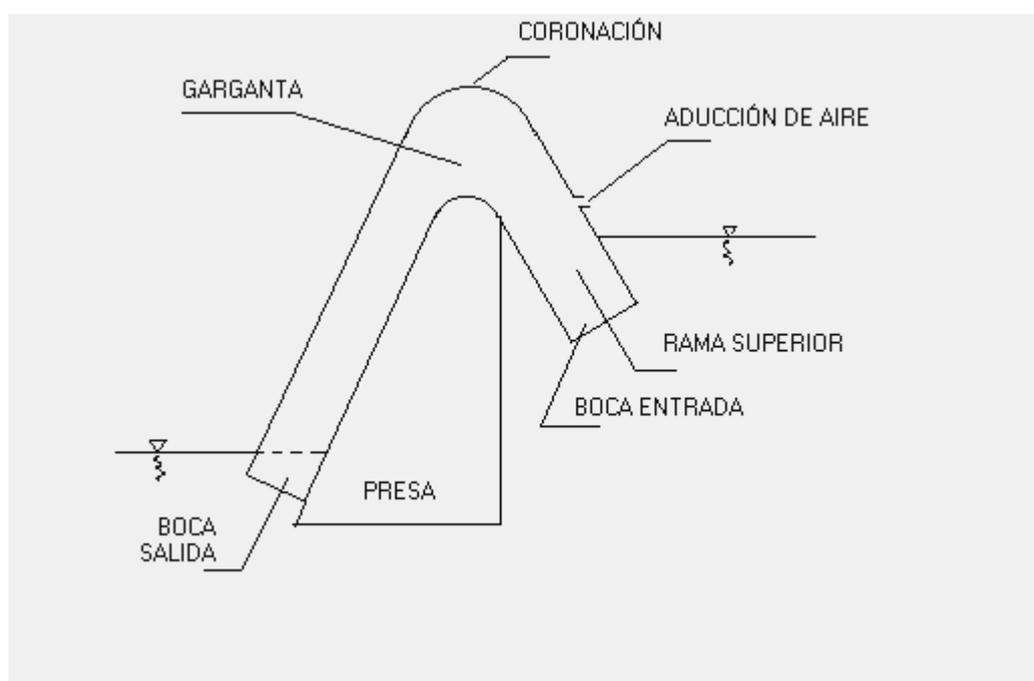


Fig. 5.2.a.- Partes del sifón.

Disposición general y cebado del sifón.

En la figura 5.2.b se indica la disposición general del sifón.

Las superficies del agua superior e inferior están representadas por la línea punteada que fue elevada para obtener la presión atmosférica en los extremos del sifón.

Cuando el agua se eleva sobre la coronación **b** del sifón, vierte por ella. Al continuar subiendo el nivel se cierra hidráulicamente los conductos de aire **a** (que suelen quedar a la misma altura o ligeramente más elevados que la coronación **b**), y con ello se cierra la entrada de aire al sifón.

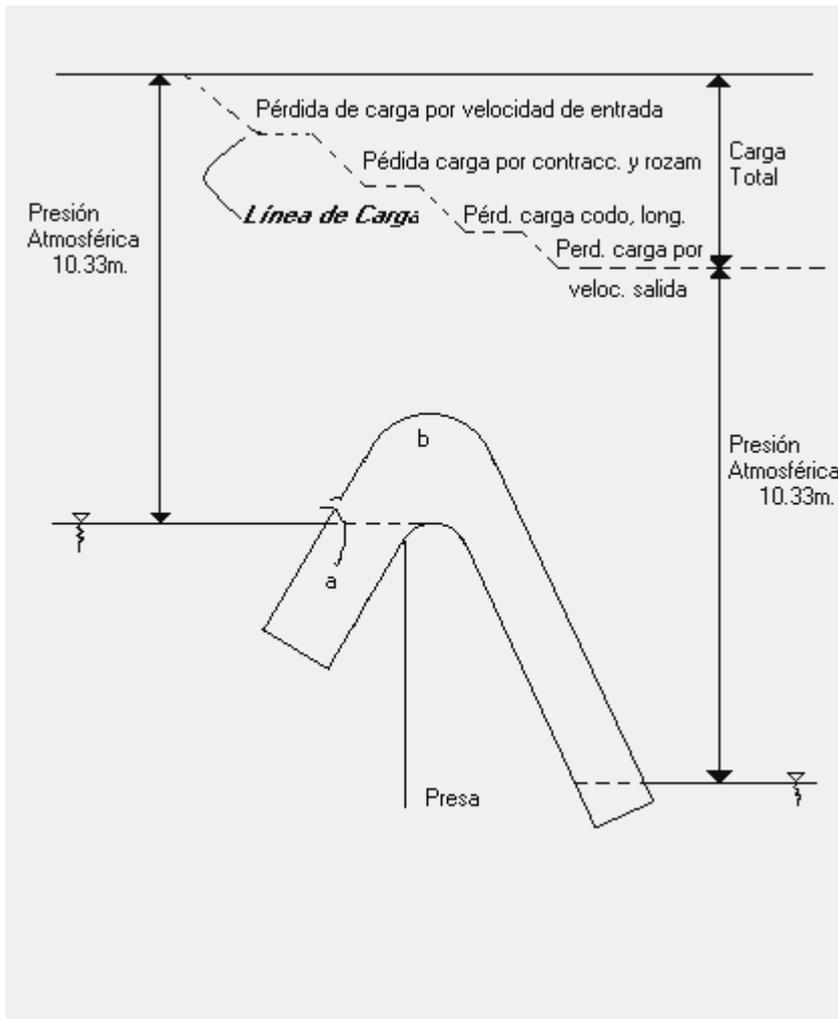


Fig. 5.2.b.- Disposición general del sifón.

El aire que queda confinado en la corona, en parte es arrastrado por el chorro líquido, disminuyendo con ello la presión en el interior del sifón y, por lo tanto, se eleva el agua por encima del nivel del embalse; crece así el espesor de la lamina vertiente, determinando mayor arrastre de aire, hasta que éste desaparece, llenando de agua todo el sifón, que queda así cebado.

Sin embargo, si es admitido más aire que el agua puede transportar, el gradiente baja tanto que el escurrimiento cesa.

Cuando un sifón está funcionando, ya sea con la carga sifónica máxima o mínima, continuará descargando indefinidamente mientras que la boca de entrada permanezca sumergida lo suficiente para impedir la entrada de aire, aunque la boca de salida esté o no sumergida.

Una vez cebado el sifón funciona como una instalación por gravedad, sin embargo, para su puesta en marcha precisa un grupo motobomba, como en el caso de las tuberías de impulsión o mediante una bomba de vacío.

La fuerza de arrastre que tiene el chorro líquido del sifón es capaz de transportar partículas. Esta característica particular es aprovechada para extraer los sedimentos de los reservorios colmatados, lo cual es tema del presente trabajo.

Ecuación básica del flujo permanente aplicadas a sifón:

Caso general¹⁸

El efecto del sifón puede explicarse a partir de Bernoulli entre dos puntos A y B (ver figura 5.2.c).

$$\frac{P_a}{\gamma} + \frac{V_a^2}{2.g} + h_a + \frac{V_B^2}{2.g} + h_b + \Sigma \text{pérdidas} \quad (27)$$

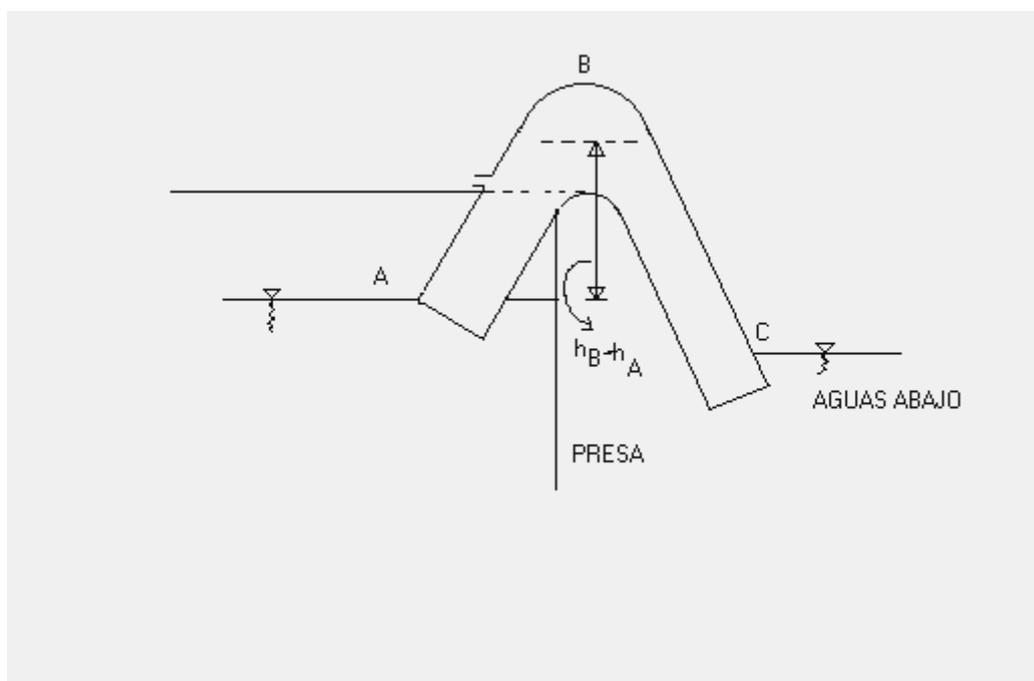


Fig. 5.2.c.- Energía de sifón.

Considerando que en la parte A, $V_A = 0$ y además que la presión mínima que puede existir en el punto B es la presión de vapor P_v ; la elevación máxima del punto B es:

¹⁸ ROCHA FELICES, ARTURO; "Hidráulica de Tuberías y canales" Colegio de Ingenieros de Lima Capítulo Ingeniería Civil, 1990.

$$h_B - h_A = \left(\frac{P_A}{\gamma} - \frac{P_V}{\gamma} - \frac{V_B^2}{2 \cdot g} - \Sigma_{\text{pérdidas}} \right) \dots\dots\dots(28)$$

El flujo en estas condiciones máximas será inestable.

En el caso de uso de sifón, con el nivel de agua “A” estático o siempre por debajo del punto “B”, es necesario usar una bomba de aire o eyector.

La bomba de aire o eyector será utilizada para cebar la tubería (ya que el flujo no se establecerá sino hasta que el sifón este lleno de agua) y tendrá que ser operada ocasionalmente para retirar el aire acumulado y el vapor de agua. Deben usarse valores de $h_B - h_A$ inferiores a los cálculos mediante la ecuación anterior.

En la práctica, los sifones no trabajan satisfactoriamente cuando la presión en el punto más alto es cercana a la presión de vapor. Aire y otros gases disueltos en el líquido dejan de estarlo a presiones bajas y se reúnen en el punto más alto del conducto, reduciendo así la sección de la columna de líquido en el lado derecho (la que genera la presión baja del punto más alto del sifón).

Los sifones de gran tamaño que trabajan continuamente llegan a tener una bomba de vacío que elimina los gases en la parte superior.

La presión más baja puede presentarse no en la parte más alta, sino en alguna sección aguas debajo de aquella, debido a que las pérdidas menores y por fricción pueden reducir la presión más de lo que la disminución de nivel pueda incrementarla.

Diagrama de Presiones^[19].

En la figura 5.2.d se indica el perfil geométrico de un sifón siendo h_0 la profundidad de penetración de la tubería bajo el nivel de agua, h , la altura del sifón; h_1 , la altura de posición de la válvula de compuerta necesaria para cebar el sifón.

¹⁹ MAYOL MALLORQUI, JOSÉ M.; “Tuberías”. Tomo 2. “Instalaciones de Conducción, distribución y saneamiento”. Primera Edición, Editores Técnicos Asociados S.A. Barcelona, España, 1982.

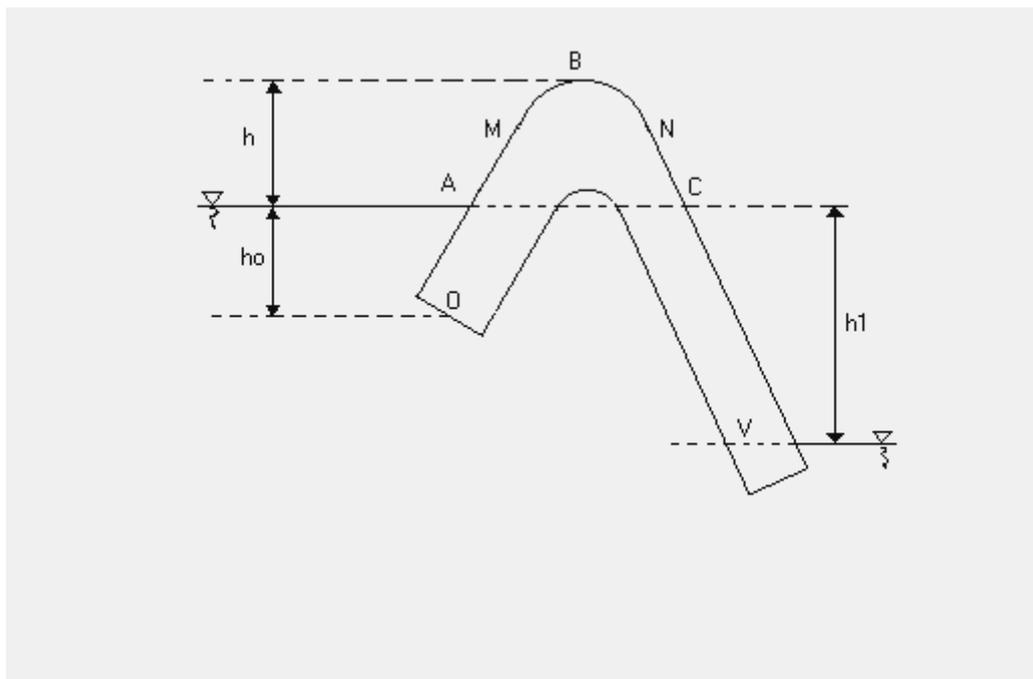
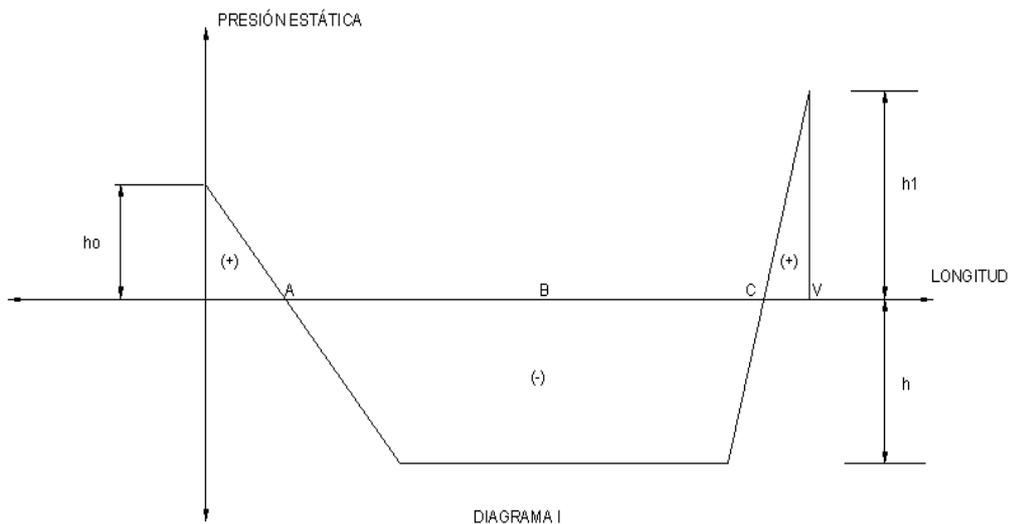


Fig. 5.2.d.- Perfil del sifón, cotas y posiciones de estudio.

Una vez cebado el sifón con una bomba de vacío (existe la condición inicial de que la altura del sifón h debe ser inferior a la capacidad de aspiración de la bomba) se abre la válvula de compuertas y entonces el agua circula por la tubería presentándose los diagramas de presiones de la figura 5.2.e, los cuales tienen el eje de abscisas en común que representa la longitud real de la tubería



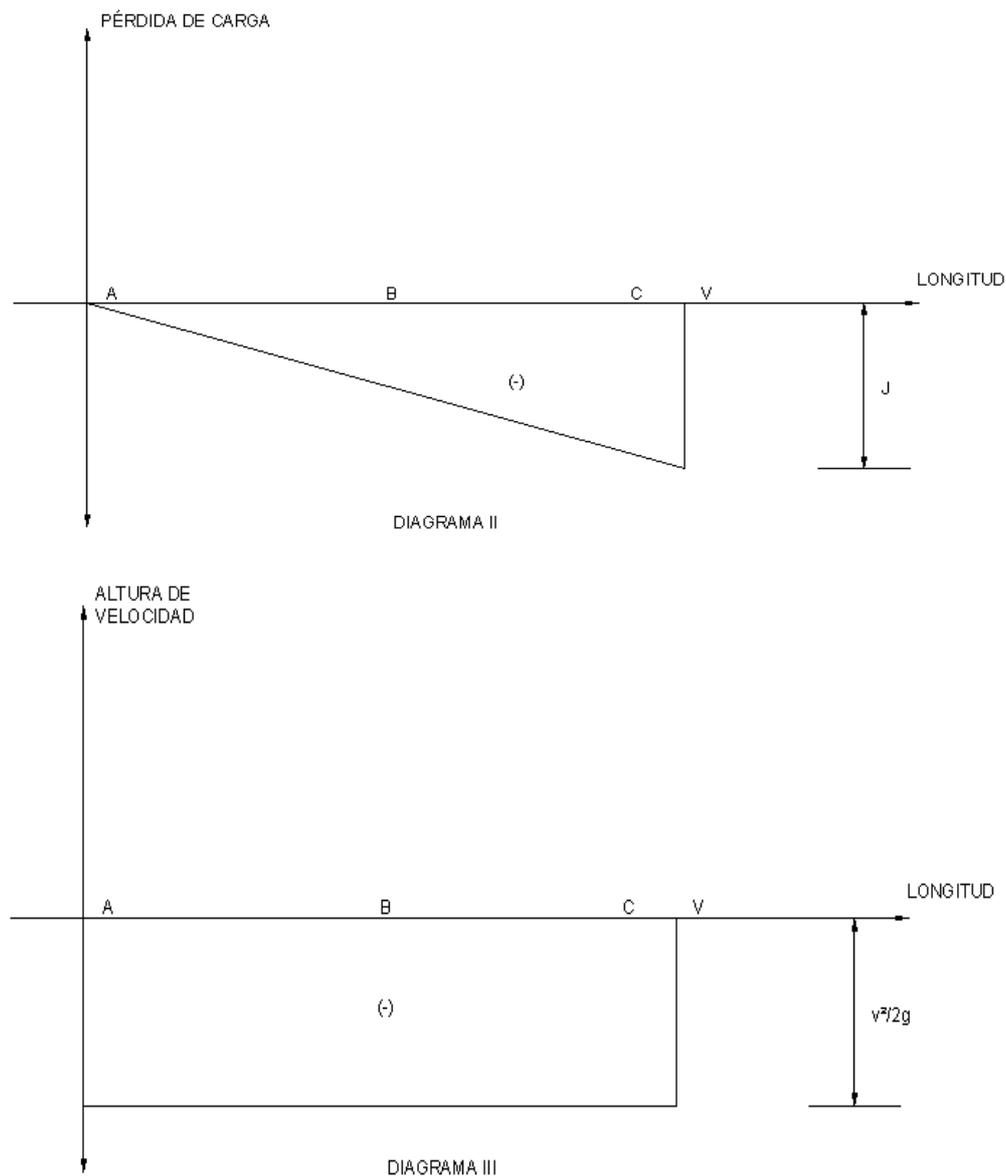


Fig. 5.2.e.- Evaluación de la presión estática, pérdida de carga y altura de velocidad en el recorrido del sifón.

En la figura 5.2.e., diagrama I, se indican las presiones debidas a la configuración geométrica del sifón. La presión en la posición **O** es positiva y vale h_0 metros de columna de agua (si se tratase de otro líquido, las unidades serían metros de columna de líquido) decrece hasta 0 en la posición **A**, donde empiezan las depresiones que se mantienen hasta **C** y que son máximas en el tramo horizontal **B**. La presión a partir de **C** es positiva y aumenta hasta **V**. Las presiones de la figura 5.2.e diagrama **I** corresponden a las estáticas que tiene el sifón después del cebado.

Sin embargo, al circular el agua, intervienen además la pérdida de carga (figura 5.2.e diagrama **II**) y la pérdida de altura geométrica necesaria para que el agua adquiera la velocidad **V**, (conversión de altura geométrica en altura de velocidad) esto tiene lugar en la posición **O**.

La pérdida de carga reduce la presión estática; por este motivo se orienta en sentido negativo.

La altura necesaria para que el agua adquiriera la velocidad V es:

$$\frac{V^2}{2g} \text{ (m de columna de agua).}$$

que está representada en la figura 5.2.e diagrama **III** y también actúa en sentido negativo.

Las tres alturas citadas son: **altura geométrica** que origina las presiones variables indicadas en el diagrama **I**, **pérdida de carga** y **altura de velocidad**, las que producen disminución de altura geométrica o, reducción de la presión variable, debida a aquella.

En la figura 5.2.f se indica la composición de las tres alturas: para una mayor claridad del dibujo se suman algebraicamente en orden inverso al expuesto. La resultante es la presión dinámica que existe en el sifón, una vez que circula el agua.

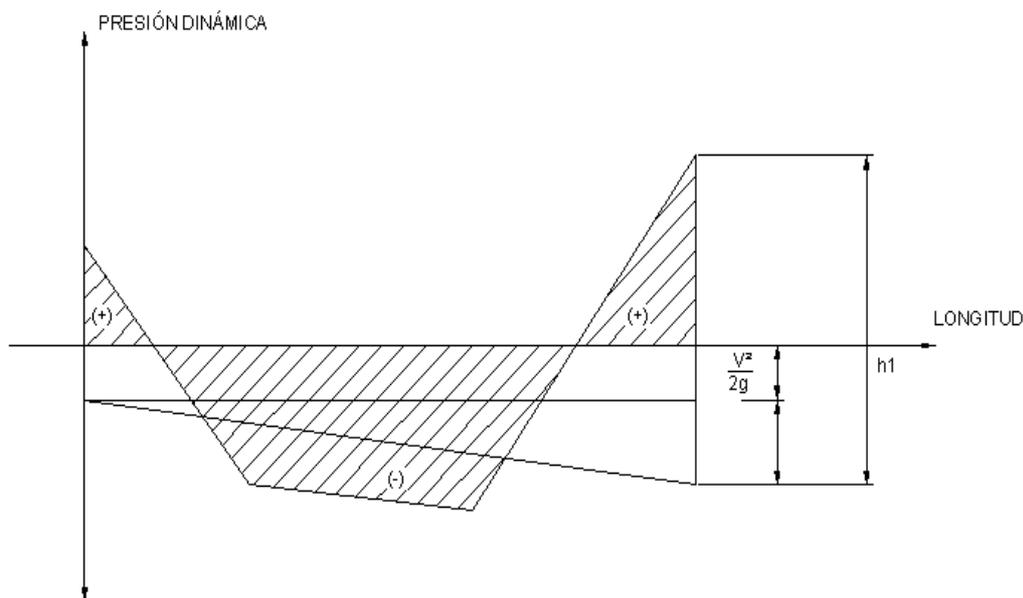


Fig. 5.2.f.- Presión dinámica del sifón en servicio y su evolución en el recorrido del mismo.

La posición más desfavorable corresponde al extremo **N** del tramo horizontal, en el cual la depresión es máxima. Ver figura 5.2.d.

Presiones que definen la capacidad – valores límites.

La presión atmosférica a nivel del mar es 1.033 kg/cm^2 a 0° c . Ésta es equivalente al peso de una columna de agua de 10.33 metros, que es la carga máxima que puede tomarse para producir escurrimiento en un sifón.

La presión atmosférica baja un metro de columna de agua por cada 1000 metros de altitud aproximadamente. Sin embargo, el funcionamiento de un sifón se tendrá en condiciones normales hasta que la carga quede por debajo de unos 6.1 a 6.7 metros (de 20 a 22 pies). Dicha carga se mide del nivel de agua superior al centro de la boca de salida en casos de escurrimiento libre y para la salida sumergida la carga es igual a la diferencia de niveles de agua, superior e inferior.

El sifón no debe funcionar con presiones absolutas, en la garganta, menores de 3 m aproximadamente de columna de agua, de otra manera su funcionamiento puede llegar a ser inestable.

Si el sifón se mantuviera constante una temperatura relativamente alta puede desarrollarse dentro de éste, ocasionando el fenómeno de la cavitación.

Definición de la cavitación^[19].

La temperatura de ebullición de los líquidos – evaporación en toda su masa – depende de la presión a la que están sujetos. Por este motivo, para una temperatura dada existe una presión p' perfectamente definida, bajo la cual un líquido se evapora. Si esto ocurre en un punto cualquiera de la región en que se desplaza un líquido, inmediatamente empiezan a formarse masas de vapor y en lugar de tener un fluido homogéneo, se tendrá un líquido con burbujas de vapor en suspensión.

Este fenómeno recibe el nombre de cavitación.

Si la presión aumenta posteriormente, los espacios vacíos se llenan de líquido que proviene de la condensación del vapor; este fenómeno que recompone en forma instantánea la presión local, produce un género de “martilleo” intenso que ocasiona la erosión de las paredes sólidas. Consecuentemente, a toda costa debe evitarse la cavitación en las construcciones y máquinas hidráulicas.

Aunque las cavidades formadas en el agua por la ebullición se presentan cuando la presión local es igual a la presión de vapor de agua, existe una diferencia técnica entre la ebullición y la cavitación:

-Ebullición: Es el proceso de paso del estado líquido al estado de vapor por el cambio de temperatura, cuando se tiene la presión local constante.

-Cavitación: Es el proceso de paso del estado líquido al estado gaseoso por el cambio de la presión local, y reconstrucción consecuente del estado líquido por modificación de la presión o arrastre de las burbujas.

En las estructuras hidráulicas, el agua contiene burbujas de aire y varios tipos de impurezas de diferentes tamaños.

Si la presión del flujo del agua es disminuida, a través de un incremento en la velocidad del flujo, se alcanza una condición crítica cuando justamente empieza la cavitación.

Esta condición crítica es llamada cavitación incipiente.

Similarmente, si la cavitación existe y la velocidad del flujo disminuye o la presión aumenta, se alcanza una condición crítica cuando la cavitación va a desaparecer.

Esta cavitación es llamada cavitación desinente.

Estos dos tipos de cavitación no ocurren frecuentemente en las mismas condiciones de flujo. La diferencia es especialmente importante en investigaciones de laboratorio, pero puede ser ignorada para todo propósito práctico en estructuras hidráulicas.

Puntos donde usualmente se produce cavitación.

De acuerdo con la ecuación de Bernoulli, la presión en un punto cualquiera de un líquido en movimiento está dada por:

¹⁹ MAYOL MALLORQUI, JOSÉ M.; “Tuberías”. Tomo 2. “Instalaciones de Conducción, distribución y saneamiento”. Primera Edición, Editores Técnicos Asociados S.A. Barcelona, España, 1982.

$$\frac{P}{\gamma} = \text{constante} - z - \frac{u^2}{2g} - jdl \dots\dots\dots(29)$$

De acuerdo con esto, la presión es tanto más pequeña, y por lo mismo mayor es la posibilidad que se produzca la cavitación, cuando:

- a) La carga de posición **z** es grande.
- b) La velocidad **u** es grande.
- c) Las pérdidas por fricción, a partir del punto considerado como origen, son elevadas.

Valor de la presión media que debe adoptarse para evitar la cavitación.

Debido a que la velocidad puede variar en los puntos de una misma sección transversal de un tubo de corriente, las presiones locales pueden variar mucho de un punto a otro, pudiendo entonces producirse la cavitación en algunos puntos de la sección considerada.

Por otra parte, puesto que las ecuaciones clásicas de la hidráulica industrial, especialmente la ecuación de Bernoulli aplicado al tubo de corriente, únicamente dan los valores medios de la presión en la sección considerada, conviene ser prudente en la estimación de tales valores medios, para ver si hay o no peligro de cavitación. En general, para el agua fría, se conviene en que la presión (absoluta) nunca sea menor de la correspondiente a una columna de agua de 4 a 5 metros de altura.

Con los líquidos calientes aumenta el peligro de cavitación y el valor mínimo de la presión admisible deberá ser más grande.

Cavitación en el sifón^[20].

Siempre que la tubería queda por encima de la línea de gradiente (línea piezométrica) hay presión negativa.

En la figura 5.3.a se observa un estrechamiento en la tubería. Se produce aumento de la velocidad por consiguiente debe haber disminución de la presión. Si el estrechamiento es muy grande, como el mostrado en la figura, la línea de gradiente queda por debajo de la tubería y se produce presión negativa.

²⁰ CHARLTON, F.G.; "A study of self – priming self – regulating. saddle siphon, with special reference to means of admitting regulating air". Journal Hydraulics Research, vol 30, 1995, n°3.

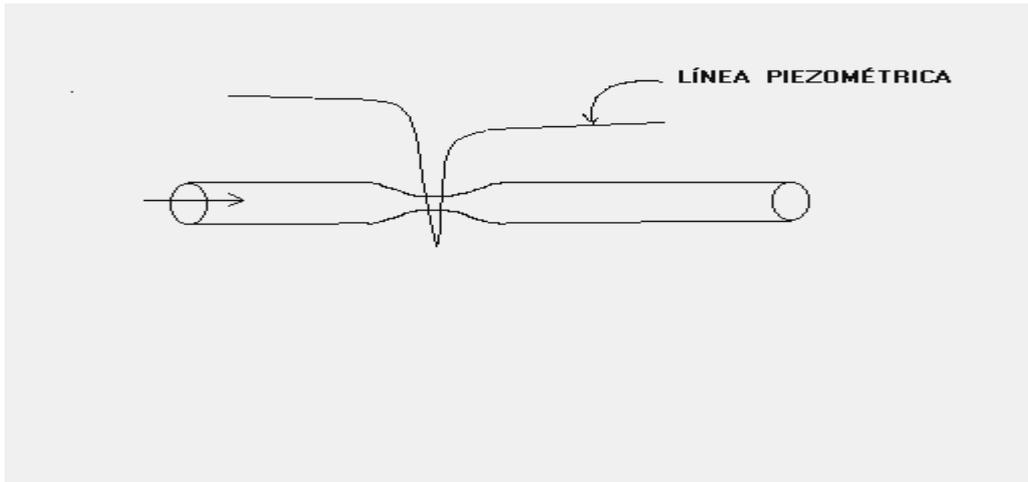


Fig. 5.3.a.- Estrechamiento en la tubería.

En la figura 5.3.b se observa una tubería que une dos estanques y que por alguna razón, que podría ser de tipo topográfico, tiene un tramo alto que queda sobre la línea de gradiente. A este sistema hidráulico se le denomina sifón. **H** es la carga.

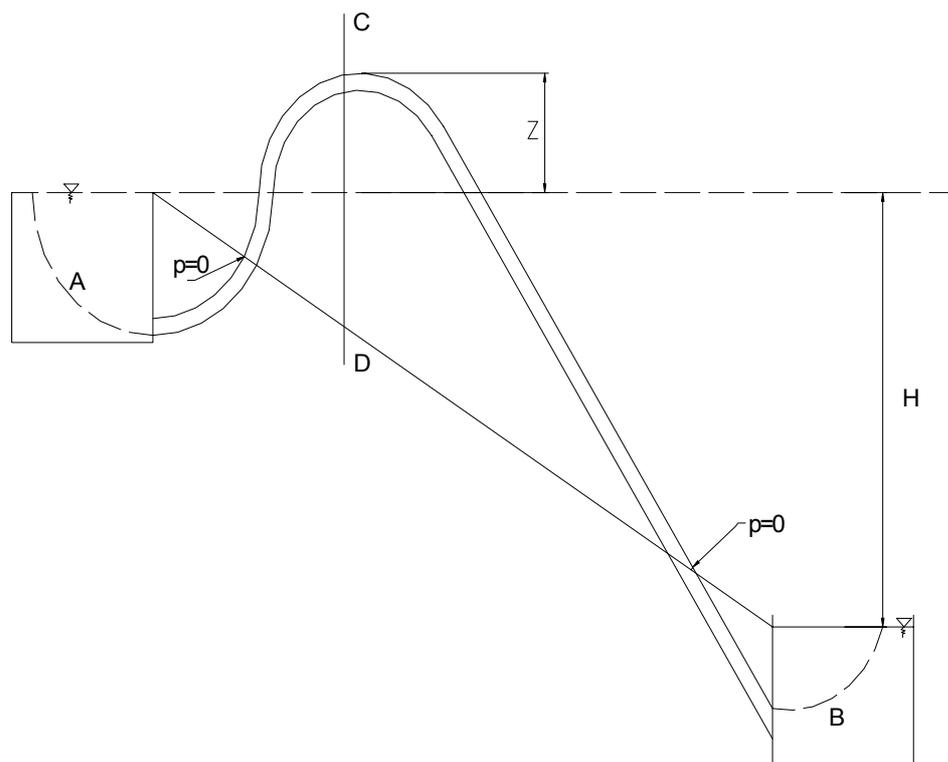


Fig. 5.3.b.- Tubería con presión negativa

La línea de gradiente está representada aproximadamente por la línea recta que une las superficies libres de los estanques (en realidad la línea de gradiente no es recta, pues la tubería no lo es).

Todo el tramo de la tubería que esta sobre la línea de gradiente tiene presión negativa. En los puntos de intersección entre la línea de gradiente y la tubería de presión es cero.

Debe tenerse presente que hablamos de presiones relativas. Por lo tanto “presión cero” significa “presión atmosférica” y “presión negativa” significa “presión menor que la atmosférica”.

En el tramo de tubería en el que la presión es menor que la atmosférica se libera el aire contenido en el agua y si la velocidad no es suficiente grande el aire que da retenido en la parte superior de la tubería impidiendo la normal circulación del agua.

Si la presión disminuye mucho aparece vapor de agua y el problema se agrava. Por lo tanto un sifón debe diseñarse de modo que la presión esté siempre por encima de la correspondiente a la formación de vapor a la temperatura del agua.

Para el cálculo del sifón se aplica la ecuación de la energía **A Y C** (figura 5.3.b). Considerando este caso para mayor facilidad de cálculo **presiones absolutas**, se tiene:

$$0 + 10.33 + 0 = \frac{v^2}{2.g} + \frac{p}{\gamma} + z + h_{\text{fac}} \dots\dots\dots(30)$$

Siendo:

v: velocidad media en la tubería.

p/γ: altura correspondiente a la presión **absoluta**

z: Sobre elevación del eje de la tubería en su punto más alto, respecto al nivel de la superficie.

h_{fac}: Pérdidas de carga entre A y C (continuas y locales según el caso)

El máximo valor de z depende del valor que se admita para la presión absoluta en C. A fin de evitar la discontinuidad en el escurrimiento por desprendimiento de vapor, esta presión no debe ser inferior a la de vaporización del fluido a la temperatura de operación del sistema. En C el valor de la velocidad debe ser lo suficientemente alto para arrastrar las burbujas de aire.

Se debe procurar que en el tramo ascendente de la tubería las pérdidas de carga sean mínimas. Si hubiera que instalar una válvula de control debe hacerse en el tramo descendente.

La cavitación en el sifón se da con la formación y desaparición rápida de burbujas (cavidades) de vapor en el seno líquido. Las burbujas se forman en las zonas de reducción de presión. Al ser conducidas a zonas de mayor presión explotan provocando un ruido característico.

En un sistema hidráulico debe evitarse la aparición de cavitación por las siguientes razones:

a) La cavitación significa una discontinuidad en el escurrimiento y por lo tanto una reducción de la eficiencia de conducción.

- b) La cavitación significa inestabilidad en el escurrimiento y puede dar lugar a ruidos y vibraciones.
- c) La ruptura de las burbujas produce tensiones muy fuertes que pueden conducir a la falla estructural de la tubería.

La posibilidad de cavitación se describe por medio de un parámetro adimensional denominado parámetro de cavitación:

$$\frac{p - p_v}{\rho l \left(\frac{v^2}{2} \right)} \dots\dots\dots(31)$$

Donde p es la presión absoluta en el punto considerado, p_v es la presión absoluta de vaporización del líquido a la temperatura existente, ρl es la densidad del líquido y v es la velocidad media.

Se observa que el parámetro de cavitación es una forma del número de Euler.

La presión absoluta de vaporización varía, como es sabido, con la temperatura. Hay curvas y gráficos que expresan la presión absoluta de vaporización en función de la temperatura. Sin embargo deben tenerse en cuenta que el agua contiene impurezas, sales, que obligan a aceptar valores prácticos diferentes. Para temperaturas normales se acepta que la presión absoluta de vaporización del agua es del orden de 0.2 a 0.3 kg/cm².

Presión en el codo del sifón.

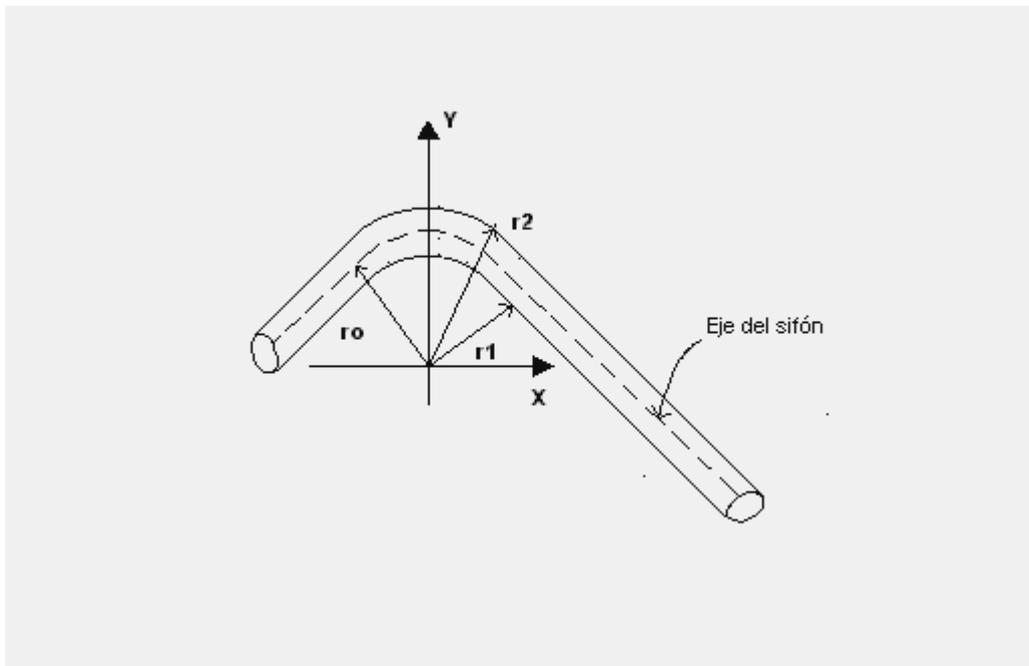


Fig. 5.4.- Presión en el codo del sifón.

La presión en el codo del sifón se calcula para la verificación del vacío en la sección. El vacío no puede ser mayor de su valor límite (al pasar este valor se produce cavitación, cortes de continuidad del flujo, etc.).

La presión en cualquier punto del sifón se puede determinar según la siguiente fórmula:

$$\left(\frac{P}{\gamma}\right)_i = \left(z + \frac{P}{\gamma}\right)_{med} - z_i + \frac{P^*}{\gamma} \dots\dots\dots(32)$$

donde, $\left(z + \frac{P}{\gamma}\right)_{med}$ es el nivel piezométricos en la sección dada, sin tener en cuenta la influencia de curvatura de los chorros (líneas de corriente dentro del sifón).

z_i , es la posición del punto a estudiar dentro del flujo del sifón

$\left(\frac{P^*}{\gamma}\right)$ es la posición cinemática como consecuencia de las curvatura de las líneas de corriente.

Los valores de $\left(z + \frac{P}{\gamma}\right)_{med}$ se pueden determinar según la ecuación de Bernoulli.

El coeficiente de energía cinemática en esta ecuación α , se puede determinar según recomendaciones de Sliskiy, o sea:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2}\right)(r_2 - r_1)}{2\left(\ln \frac{r_2}{r_1}\right)^3} \dots\dots\dots(33)$$

donde r_1 y r_2 son los radios de curvatura del fondo y del techo del sifón.

La presión cinemática se determina:

$$\frac{P^*}{\gamma} = \frac{V_0^2}{2g} \left(1 - \left(\frac{r_0}{r_0 + y}\right)^2\right) \dots\dots\dots(34)$$

donde, r_0 es el radio de curvatura del eje del sifón.

y es la distancia del eje del sifón hasta el punto de estudio (observación)

V_0 es la velocidad en el eje del sifón

$$V_0 = \frac{q}{a^* \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \dots\dots\dots(35)$$

donde: a^* es el coeficiente empírico (2.00 a 3.50)

La cavitación se produce cuando la presión en el punto de estudio está debajo de la presión del vapor saturado $[P/\gamma]_{\text{saturado}}$; la presión del vacío crítico que corresponde a la presión de vapor saturado se puede determinar según la fórmula:

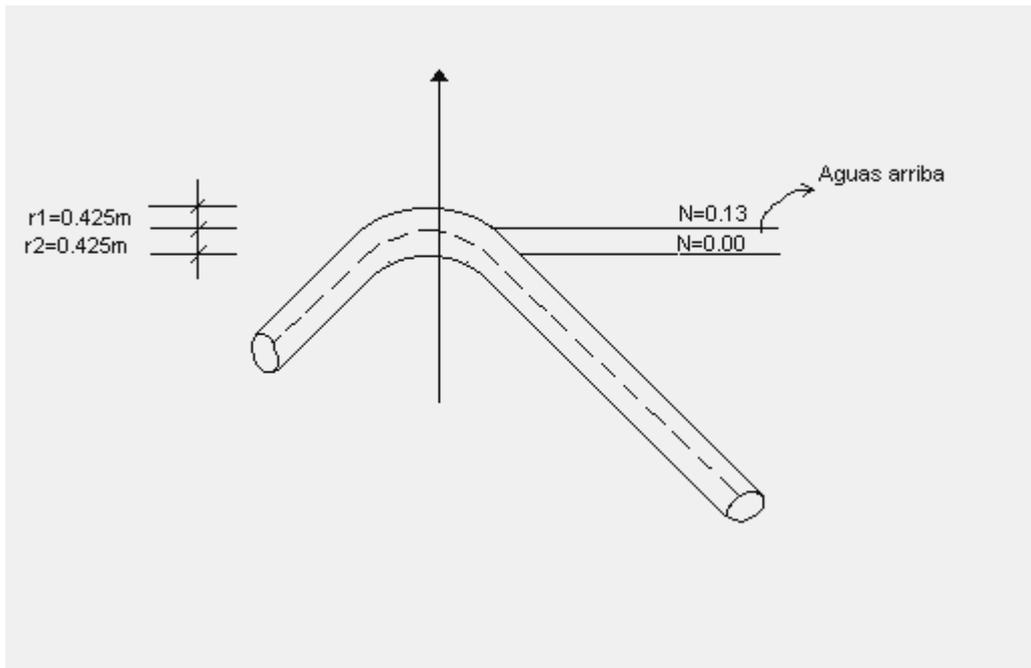
$$\left(\frac{P_{\text{vacío}}}{\gamma}\right)_{\text{crítico}} = 9.94 - \frac{N^*}{900} - \left(\frac{P}{\gamma}\right)_{\text{saturado}} \dots\dots\dots(36)$$

donde : N^* es el nivel de aguas

La cavitación no se producirá cuando:

$$\frac{P_{\text{vacío}}}{\gamma} < \left(\frac{P_{\text{vacío}}}{\gamma}\right)_{\text{crítico}} \dots\dots\dots(37)$$

Ejemplo numérico



DATOS

$$Q = 19.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$r_1 = 0.92 \text{ m}$$

$$r_2 = 1.77 \text{ m}$$

$$N_{\text{absoluto}} = 1227.7$$

$$A = 2.25 \text{ m}^2$$

$$1. \quad \left(z + \frac{P}{\gamma} \right)_{\text{med}} = Z_o - \frac{v^2}{2g} - \sum h_{\text{pérdidas}}$$

$$Z_{\text{realiva}} = 0.00 \text{ (cresta)}$$

$$Z_o = N_{\text{aguas arriba}} = 0.13 \text{ m}$$

$$\left(\frac{v^2}{2g} \right) = \left(\frac{1}{2g} \right) \left(\frac{19.58}{2.25} \right)^2 = 3.86 \text{ m}$$

$$2. \quad \alpha = \frac{\left(\frac{1}{0.92^2} - \frac{1}{1.77^2} \right)}{2 \left(\ln \frac{1.77}{0.92} \right)^3} (1.77 - .92) = 1.11$$

$$3. \quad \sum h_{\text{pérdidas}} = h_{\text{entrada}} + h_{\text{longitud}} + \text{etc.} \approx 0.94 \text{ m (asumimos ó cancelamos)}$$

4. De este modo:

$$\left(z + \frac{P}{\gamma} \right)_{\text{med}} = 0.13 - 1.11 \times 3.86 - 0.94 = -5.09$$

5. Velocidad en el eje del sifón: (aceptamos $a = 2.65$ m)

$$V_0 = \frac{q}{a \cdot r_0 \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} = 8.89 \text{ m/s} \quad V_0^2 / (2 \cdot g) = 4.00 \text{ m}$$

6. La presión cinética en el punto de techo ($y = 0.425$ m)

$$\frac{P^*}{\gamma} = \frac{V_0^2}{2g} \left(1 - \left(\frac{r_0}{r_0 + y} \right)^2 \right) = 1.68 \text{ m.}$$

7. La presión cinética en la cresta (fondo) ($y = -0.425$ m)

$$\text{Análogicamente: } \left(\frac{P^*}{\gamma} \right)_{\text{cresta}} = -4.56 \text{ m.}$$

8. Según la fórmula (12), tenemos:

$$\text{a) } Z_{\text{techo}} = Z_{\text{cresta}} + d = 0.00 + 0.85 = 0.85 \text{ m}$$

$$\text{b) } \left(\frac{P}{\gamma} \right)_{\text{techo}} = -5.09 - 0.85 + 1.68 = -4.26 \text{ m ; o sea } \frac{P_{\text{vacío}}}{\gamma} = 4.26 \text{ m}$$

9. La presión en la cresta:

$$\left(\frac{P}{\gamma} \right)_{\text{cresta}} = -5.09 - 0.00 - 4.56 = -9.65 \text{ m ; o sea } \left(\frac{P_{\text{vacío}}}{\gamma} \right) = 9.65 \text{ m}$$

10. Para la temperatura de agua 20°C la presión de vapor saturado

$$\frac{P_{\text{sat}}}{\gamma} = 0.24 \text{ m de columna de agua}$$

11. Vacío crítico (fórmula 16) :

$$\left(\frac{P_{\text{vacío}}}{\gamma} \right)_{\text{critico}} = 9.94 - (1224.7/900) - 0.24 = 8.34 \text{ m}$$

12. En nuestro caso :

$$\left(\frac{P_{\text{vacío}}}{\gamma} \right)_{\text{cresta}} = 9.65 \text{ m} > \left(\frac{P_{\text{vacío}}}{\gamma} \right)_{\text{crítico}} = 8.34 \text{ m}$$

Se puede esperar el fenómeno de cavitación en el codo: hay que disminuir la curvatura del codo (eje), o disminuir el caudal con una u otra resistencia.

5.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN DE SEDIMENTOS

Ventajas

Los sistemas convencionales de dragado hidráulico emplean bombas para absorber y eliminar el sedimento de un reservorio; a diferencia de estos los sistemas de hidrosucción extraen el sedimento depositado en un reservorio usando la energía representada por la diferencia entre los niveles de aguas arriba y aguas debajo de la presa. Entre las principales ventajas del sistema se encuentran:

- 1) Requiere de mínimos recursos y poca inversión para su instalación.
- 2) No requiere energía externa para el transporte del sedimento.
- 3) No requiere la presencia de avenidas (funciona con bajos caudales).
- 4) Por ser un sistema independiente la operación de la presa no se ve afectada.
- 5) La tubería puede moverse libremente para extraer depósitos de sedimento.
- 6) La extracción es continua.
- 7) Permite que el río aguas abajo conserve sus condiciones de equilibrio (de erosión – sedimentación) debido a que el agua contendrá la misma cantidad de sedimentos que antes de construir la presa.
- 8) Es fácil y seguro de operar. No necesita de operadores calificados.
- 9) El sistema puede operar bajo diferentes cargas piezométricas y extraer diferentes tipos de sedimentos sin modificación.
- 10) El mantenimiento y reposición de los equipos es simple, económico y de poca frecuencia.

Desventajas

Entre las principales desventajas del sistema se encuentran:

- 1) La obstrucción del sistema. En caso de producirse debe introducirse agua limpia por medio de la bomba para remover los depósitos.
- 2) La tubería puede ser susceptible a daños en el momento que se evacuen avenidas por las puertas del aliviadero. Se debe determinar para ello la posición de la tubería más conveniente.
- 3) Cuando la tubería es excesivamente larga existen grandes pérdidas por fricción.
- 4) Cuando existe ingreso de aire al sifón, es decir las uniones de los tubos no son herméticas, disminuye notoriamente la eficiencia del sistema.
- 5) El sistema no está diseñado para extraer partículas de gran tamaño.
- 6) La carga hidráulica máxima para evitar cavitación en el sifón es de 7 metros.

7) Necesidad de reemplazar el sistema cada cierto tiempo, de acuerdo al material utilizado.

5.4 REQUISITOS PARA USAR EL SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN DE SEDIMENTOS

Los requisitos para usar el sistema son los siguientes:

- 1) Tener un embalse colmatado o en proceso de colmatación. La granulometría de los sólidos a extraer deben corresponder al rango de las arenas, limos y arcillas.
- 2) Se debe contar con una carga piezométrica, es decir debe existir una diferencia entre los niveles de aguas arriba y aguas abajo del embalse.
- 3) Debe contarse también con un caudal continuo aunque sea muy bajo; ya que este es necesario para transportar el sedimento por la tubería. Cabe resaltar entonces que el sistema no podrá funcionar después de un desembalse.

Fórmulas

Las fórmulas obtenidas de ajustar resultados de ensayos hechos por varios investigadores se deducen de la expresión siguiente:

$$\phi = \frac{J_m - J}{C_v J} \quad \text{y} \quad \Psi = \frac{v^2 C_d}{gD(s-1)}$$

$$\phi = K\Psi^m = \frac{(J_m - J)}{C_v J} \quad \dots\dots\dots (38)$$

- ϕ : Función para dimensionar pérdida de carga.
- K: Constante experimental.
- Ψ : Función para dimensionar variables hidráulicas.
- m: Exponente experimental.
- J_m : Gradiente pérdida carga para los sedimentos con agua.
- J: Gradiente pérdida carga para el agua limpia.
- C_v : Concentración de sedimentos por volumen.

El parámetro Ψ es definido como:

$$\Psi = \frac{(v^2 \sqrt{C_d})}{[gD(S-1)]} \dots\dots\dots (39)$$

Donde :

- v: Velocidad del flujo (m/s).

- D: Diámetro de la tubería (m).
 S: Gravedad específica del sedimento (kg/ m³).
 C_d: Coeficiente de arrastre de la partícula.

$$J = \frac{fv^2}{(2gD)} \dots\dots\dots (40)$$

Donde : f: factor de fricción de Darcy – Weisbach.

$$J = \frac{fv^2}{2gD} + \frac{2fQSv^{1+2m}}{\pi gD^3} \dots\dots\dots (41)$$

La ecuación (4) puede ser usada para estimar el gradiente de pérdida de carga J_m, en tuberías que transportan agua con sedimento.

$$Q_{s\max} = \frac{J_m^{\frac{(1-2m)}{2}}}{\frac{f \left[\frac{\pi D^2}{2} (1+2m) \right]^{\frac{2}{(2m-1)}}}{2gD} + \frac{2f}{\pi gD^3} - \frac{\pi D^{\frac{(1-2m)}{(2m-1)}}}{2(1+2m)}} \dots\dots\dots (42)$$

Donde :

Q_{smax} : Caudal de transporte de sedimentos máximo sobre el gradiente de pérdida de carga disponible J_m.

5.5 PASOS PARA DISEÑAR EL SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN

Deben seguirse los pasos siguientes, dados por Efkhazadeh (1987).

- 1.- Determinar aproximadamente el desnivel aguas arriba y aguas abajo, H; la longitud, L; el material y el diámetro tentativo de la tubería D_{TUB} .
- 2.- Tomar muestras de los sedimentos del reservorio para determinar:

- Gravedad específica, S.
- Granulometría.
- Coeficiente de dragado para cada fracción de tamaño, y
- Coeficiente de dragado compuesto C_d usando la ecuación:

$$C_d = p_1.C_{d1} + p_2.C_{d2} + \dots + p_n.C_{dn} \dots \dots \dots (43).$$

Donde:

- p_1, p_2, \dots, p_n : Fracciones decimales de tamaño para la distribución de partículas.
 $C_{d1}, C_{d2}, \dots, C_{dn}$: Coeficientes de arrastre de los diámetros de partículas usadas para representar al tamaño del sedimento.

- 3.- Calcular el parámetro sin flujo alfa usando la ecuación:

$$\text{alfa} = \frac{KC_d^{0.5m}}{[g.D.(s-1)]^m} \dots \dots \dots (44).$$

Donde :

- g: Constante gravitacional (m/s^2)
 K: Constante experimental

Según Durand y Condolios: $K=81$ y $m=-1.5$

Zandi y Govados (1967) analizaron todos los datos disponibles para la concentración por volumen (C_v) y determinaron experimentalmente dos rectas adecuadas para interpolar sus datos, en los cuales los valores K y m son:

- Si $\psi > 10$ $K=280$ y $m=-1.93$
 Si $\psi < 10$ $K=6.3$ y $m=-0.354$

No tiene ningún significado hallar los valores de k y m para $\psi = 10$

- 4.- Asumir la velocidad de la tubería, v; y calcular la suma de los gradientes de pérdida de carga J_m , incluyendo pérdidas menores usando:

$$J_m = \frac{\left(h - \frac{\sum K_i v^2}{2g} \right)}{L} \dots\dots\dots(45)$$

5.- Calcular el flujo de mezcla con el número de Reynolds.

$$Re = \frac{V_m D}{\nu} \dots\dots\dots(46)$$

Donde :

ν : Valor apropiado de viscosidad cinemática.

6.- Calcular la razón de transporte (Q_s) con la ecuación (42) usando:

- Coeficiente de fricción de Darcy Weisbach, f .
- Gradiente pérdida de carga, J_m .
- Diámetro de la tubería, D .
- El parámetro sin flujo, α .
- el valor del exponente, m y
- El valor de la constante K .

7.- Calcular el valor del ensayo de la velocidad de flujo óptimo de la mezcla (V_m) usando la siguiente ecuación:

$$V_m = \left[\frac{\pi D^2}{2\alpha Q_s} \cdot \frac{1}{(1+2m)} \right]^{\frac{(m+1)}{2}} \dots\dots\dots(47)$$

Donde:

V_m : Velocidad del flujo cuando la razón de transporte de sólidos en la tubería es máxima y la carga hidráulica es fija.

8.- Calcular el coeficiente de fricción de la mezcla (f_m) usando la fórmula explícita de Swance y Jain (Streeter and Wylie 1985). Previamente se debe determinar el coeficiente de rugosidad, ϵ ; del material de la tubería.

$$f_m = \frac{1.325}{\left[\text{Ln} \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{R^{0.9}} \right) \right]^2} \dots\dots\dots(48)$$

9.- Usar V_m , recalculer J_m y f_m , comparar el valor de f_m calculado en el paso 08; luego repetir los pasos 3 al 8 hasta que la diferencia entre el valor calculado de f_m con el paso anterior tenga una tolerancia aceptable. Esto usualmente requiere 2 ó 3 iteraciones.

10.- Usar el último valor de la razón de flujo de sedimentos (Q_s) y aplicar el factor de conversión apropiado al estimar la suma de sedimentos removidos en distintas unidades.

CAPÍTULO 6 : APLICACIÓN DEL SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN EN LA PRESA LOS EJIDOS.

6.1 INFORMACIÓN BÁSICA

Tenemos las siguientes fuentes de información:

- Plano de curvas de nivel de la sedimentación en la presa (ver Anexo: Planos)
- Curva granulométrica de los sedimentos depositados (ver gráfico 08).

Según estas fuentes tenemos los siguientes datos:

- El sedimento depositado es una arena pobremente graduada (SP). Esto indica que la granulometría cumple con el requisito de estar en el rango de las arenas, limos y arcillas (ver acápite 5.4.1).
- Según el plano de curvas de nivel (plano 03 del Anexo 04: Planos) existe una carga piezométrica (diferencia de nivel entre aguas arriba y aguas debajo de la presa).
- La extracción de sedimentos se hará en una longitud aproximada de **35 m**.
- La carga piezométrica no deberá ser mayor a **7 m** para evitar cavitación en el sifón.
- también se cuenta con dos gráficos^[16] que permitirán que el cálculo del diseño sea más rápido y sencillo.

6.2 DISEÑO TEÓRICO DEL SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN

Datos:

¹⁶ JORGE REYES SALAZAR, MÓNICA GUERRA SALDARRIAGA. XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Puno, 2001, Pág. H-07-30.

Longitud de la tubería = 35 m (L).
 Diámetro de la tubería (asumido) = 4" (D).
 Carga piezométrica \leq 7 m (H).

Ingresamos al gráfico 6 con L y D

$$\frac{L}{D} = 344.49$$

$$\text{para } \frac{H}{L} = 0.22 : \quad C_v = 0.0002 \left(\frac{L}{D} \right)^{1.405}$$

$$C_v = 0.734$$

$$\text{para } \frac{H}{L} = 0.16 : \quad C_v = 0.0004 \left(\frac{L}{D} \right)^{1.1832}$$

$$C_v = 0.402.$$

$$\text{para } \frac{H}{L} = 0.10 : \quad C_v = 19.172 \left(\frac{L}{D} \right)^{-1.0718}$$

$$C_v = 0.037.$$

Entramos al gráfico 5 y determinamos H

$$C_v = 0.0059 \left(\frac{H}{D} \right) + 0.0022$$

$$\text{para } \frac{H}{L} = 0.22 :$$

$$0.734 = 0.0059 \left(\frac{H}{0.1016} \right) + 0.0022$$

$$H = 12.60 \text{ m}$$

$$\text{para } \frac{H}{L} = 0.16 :$$

$$0.402 = 0.0059 \left(\frac{H}{0.1016} \right) + 0.0022$$

$$H = 6.88 \text{ m}$$

para $\frac{H}{L} = 0.10$:

$$0.037 = 0.0059 \left(\frac{H}{0.1016} \right) + 0.0022$$

$$H = 0.06 \text{ m.}$$

De todos estos resultados el que cumple con las condiciones es el segundo $H = 6.88 \text{ m}$

Por lo tanto:

$$L = 35 \text{ m}$$

$$D = 4''$$

$$H = 6.90 \text{ m.}$$

Para mayor detalle ver plano 09 del Anexo 04: Planos.

6.3 OPERACIÓN DEL SISTEMA.

Se tendrá en cuenta las siguientes recomendaciones para la eficiente operación del sistema:

1. - La tubería de succión debe ser lo más corta posible, evitando accesorios tales como codos y válvulas, pero, de ser necesarios se deben instalar con cuidado para evitar la alteración del flujo uniforme.
2. - Los codos de radio largo son preferibles porque crean menos fricción y generan una distribución de flujo más uniforme que los de radio corto.
3. - Es importante que se prevea la conexión para el cebado de la bomba.
4. - El ingreso de aire a la bomba en operación, causará reducción de la capacidad y eficiencia así como vibración, ruido, pérdida de cebado y/o aceleración de la corrosión.
5. - Se recomienda que la velocidad en la tubería de succión no supere los 2m/s, porque aceleraría el proceso de desgaste de la tubería.

CAPÍTULO 7: CAPACIDAD DEL ALIVIADERO

7.1 INFORMACIÓN BÁSICA.

Para la determinación de la capacidad del aliviadero es necesario conocer los siguientes datos:

- Cota de corona del vertedero libre.
- Ancho del vertedero libre.
- Cota de fondo aguas abajo del vertedero libre.
- Cota de corona del aliviadero de compuertas.
- Ancho de aberturas del aliviadero de compuertas.
- Número de aberturas del aliviadero de compuertas.
- Cota inferior del aliviadero de compuertas.
- Cota de corona del canal de limpia.
- Ancho de aberturas del canal de limpia.
- Número de aberturas del canal de limpia.
- Cota inferior de compuertas del canal de limpia.
- Cota aguas arriba de la presa.
- Cota aguas abajo de la presa con menor erosión.
- Cota aguas arriba de la presa con mayor erosión.

La información que data sobre las características físicas de la presa se encuentra en los planos de la presa Los Ejidos anexos en la sección Planos de esta tesis.

En cuanto a la información de cotas aguas arriba y aguas abajo de la presa la tenemos en la siguiente tabla:

TABLA 7.1
Curvas de Descarga vs. Nivel de Agua, Aguas Debajo de la Presa
(según Estudio en Modelo Hidráulico 1983/84;
Valores extrapolados a partir 3200m³/s)

Caudal Q en m ³ /s	Niveles aguas abajo en m.s.n.m. con mayor erosión	Niveles aguas abajo en m.s.n.m. con menor erosión
942	26.5	29.9
1250	27.2	30.7
1500	27.8	31.3
1750	28.4	31.7
2000	28.9	32.1
2250	29.3	32.3
2500	29.7	32.6
2750	30.1	32.8
3000	30.4	33.1
3200	30.7	33.2
3500	31.0	33.3
4000	31.5	33.5

7.2 CARACTERÍSTICAS DEL VERTEDEDOR

Los vertederos son estructuras que tienen aplicación muy extendida en todo tipo de sistemas hidráulicos y expresan una condición especial de movimiento no uniforme en un tramo con notoria diferencia de nivel. Normalmente desempeñan funciones de seguridad y control.

Un vertedero puede tener las siguientes funciones:

- Lograr que el nivel de agua en una obra de toma alcance el valor de requerido para el funcionamiento de la misma.
- Mantener un nivel casi constante aguas arriba de una obra de toma, permitiendo que el flujo sobre el coronamiento del vertedero se desarrolle con una lámina líquida de espesor limitado.
- En una obra de toma, el vertedero de excedencias se constituye en el órgano de seguridad de mayor importancia, evacuando las aguas en exceso generadas durante los eventos de máximas crecidas.
- Permitir el control del flujo en estructuras de caída, disipadores de energía, transiciones, estructuras de entrada y salida en alcantarillas de carreteras, sistemas de alcantarillado, etc.

Vertedero de pared delgada

Para determinar la capacidad de evacuación se considerará un vertedero de flujo libre que presenta una condición de descarga que no es influenciado o afectado por el escurrimiento que se desarrolla aguas abajo.

Se toma como base los conceptos de Poleni-Weisbach, aplicable a un vertedero de pared delgada (Fig. 7.1).

Considerando el coronamiento o cresta del vertedero como la línea de referencia y de la aplicación de la ecuación de la energía a la línea de flujo 1-2, resulta:

$$Q = \frac{2}{3} m \sqrt{2g} B \left[\left(h_o + \frac{v_1^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{v_1^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \dots\dots\dots (49)$$

Donde:

- B Ancho del vertedero
m Coeficiente de corrección o de descarga

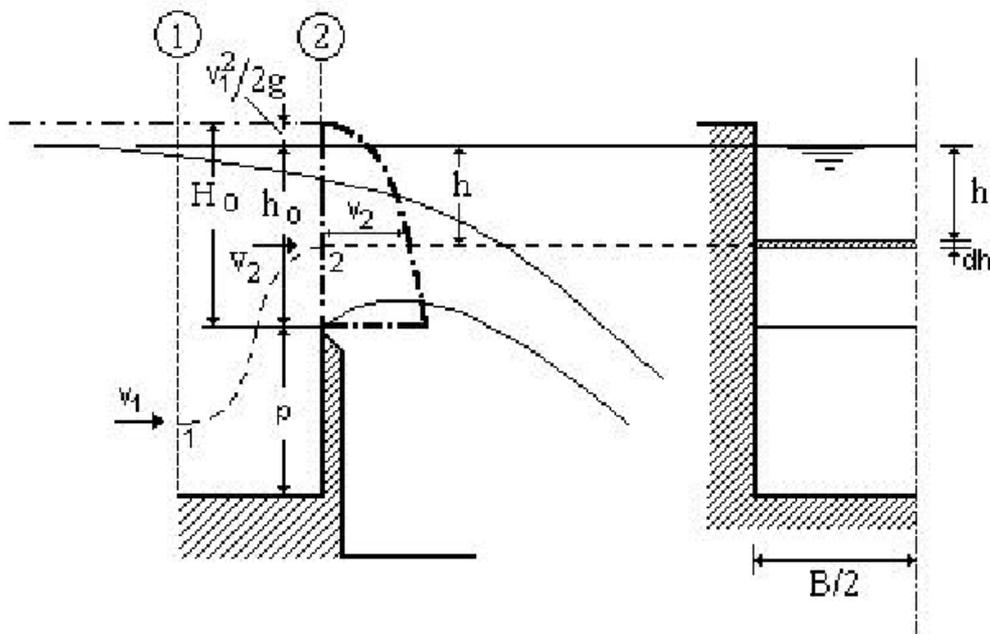


Fig. 7.1.- Esquema para el desarrollo de la fórmula de Poleni-Weisbach.

Cuando la altura de carga h_o es mayor a la altura de velocidad $v_1^2/2g$, el último término entre paréntesis resulta muy pequeño, por lo que se lo puede despreciar. De este modo la ecuación se escribe:

$$Q = \frac{2}{3} m \sqrt{2g} B \left[\left(h_o + \frac{v_1^2}{2g} \right) \right]^{3/2} \dots\dots\dots (50)$$

Cuando la velocidad de acercamiento del flujo es muy pequeña, es posible también despreciar $v_1^2/2g$, resultando entonces:

$$Q = \frac{2}{3} m \sqrt{2g} B h_0^{3/2} \dots\dots\dots(51)$$

La integración entre 0 y h_0 supone que la variación de v_2 mantiene una dirección horizontal y que la lámina vertiente adquiere la magnitud h_0 en la sección 2, como se muestra en la figura 7.2. Las líneas de flujo paralelas en la sección 2 genera una distribución hidrostática de presiones, la cual nuevamente condiciona una velocidad constante v_2 en la sección 2 y no distorsiona la distribución de velocidades considerada por la ecuación de Torricelli.

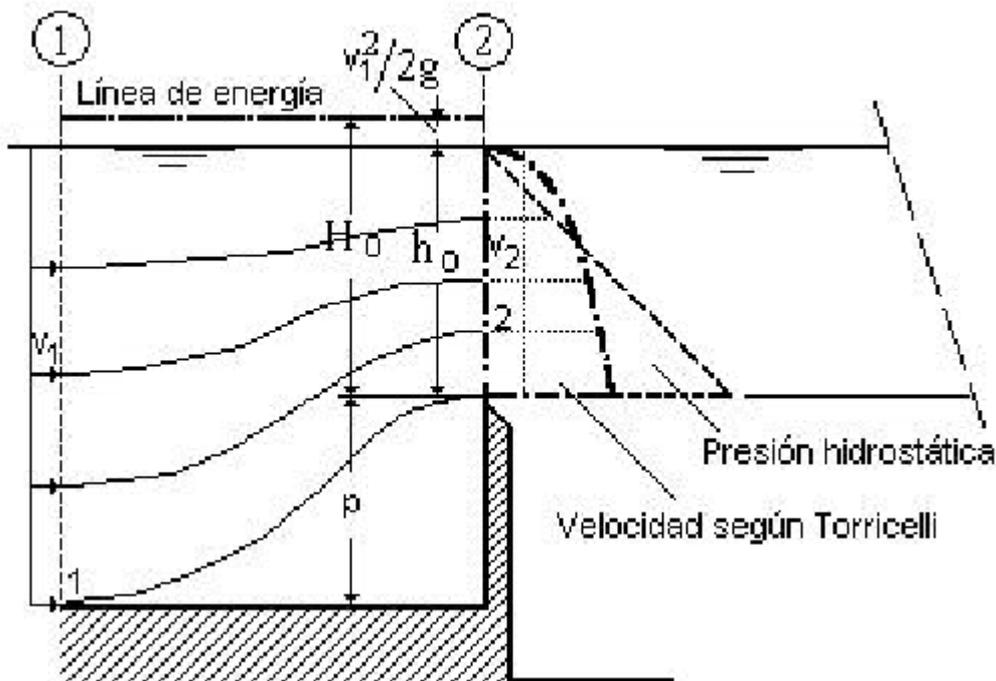


Fig. 7.2.- Condiciones de flujo adoptadas para la fórmula de Poleni-Weisbach.

Las pérdidas de carga que se presentan por el desarrollo del flujo y por fricción son muy pequeñas y pueden ser despreciadas para cálculos aproximados, sin embargo, para el tratamiento de problemas de vertederos que requieren mayor exactitud, estas pérdidas deberán tomarse en cuenta.

Las relaciones de flujo en condiciones más reales se muestran en la Figura 7.3 y se diferencian sustancialmente de la derivación de la ecuación de Poleni – Weisbach.

Considerando la Ecuación de la Energía a lo largo de una línea de flujo, se presenta un incremento de la velocidad y correspondientemente una caída del nivel de agua. En el coronamiento del vertedero queda el límite superior del chorro líquido, por debajo del espejo de agua, con una sección de flujo menor al asumido por Poleni-Weisbach.

En la sección contraída X, ubicada aguas abajo de la cresta del vertedero, la distribución de presiones se desarrolla con ambos extremos iguales a la presión atmosférica. En estos sectores, las velocidades coinciden con las determinadas a través de la ley de Torricelli, considerando únicamente las pérdidas de energía. En el mismo chorro, las velocidades adquieren valores menores a las definidas por la indicada ley.

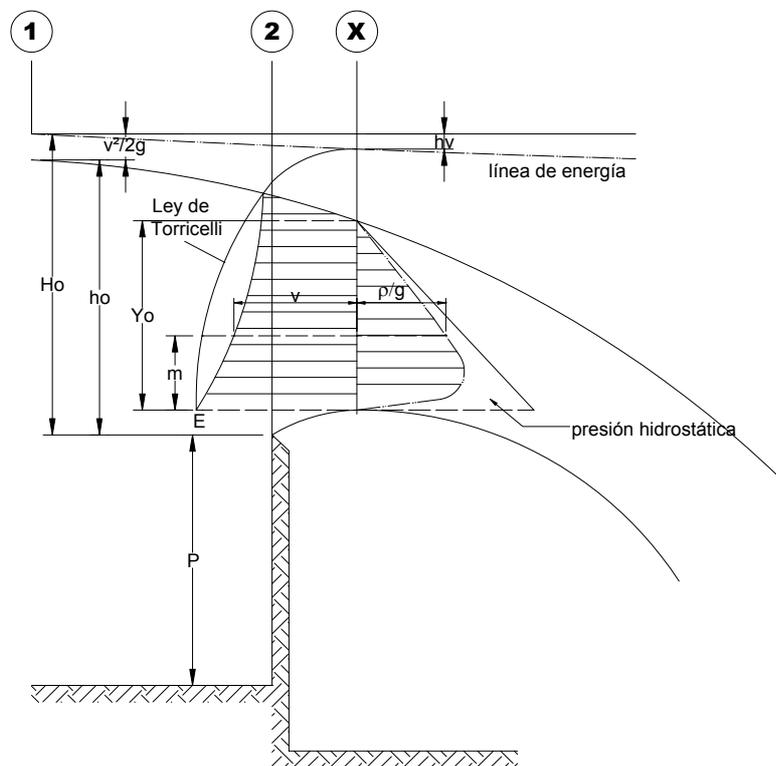


Fig. 7.3.- Vertedero de pared delgada. condiciones de flujo reales.

Considerando el coeficiente m constante, puede utilizarse un nuevo coeficiente de descarga, que simplifique la expresión de Poleni-Weisbach^[21].

con:

²¹ J.H. FERRERO. "Manual de Hidráulica". Edit. ITEA, 1962.

$$K = \frac{2}{3} m \sqrt{2g} \dots\dots\dots(52)$$

resulta :

$$Q = KBH_0^{3/2} \dots\dots\dots(53)$$

Numerosos investigadores han estudiado los valores que adquiere K para diferentes casos. Para vertederos de pared delgada, Ferrero^[21] considera algunos casos en función de las condiciones de flujo aguas arriba:

a) Con velocidad de llegada:

$$v_1 \geq 1.40 \text{ m/s para } \Delta h \geq 0.10 \text{ m.}$$

Francis:

$$K = 1.825 \left[\left(1 + \frac{\Delta h}{h_0} \right)^{3/2} - \left(\frac{\Delta h}{h_0} \right)^{3/2} \right] \dots\dots\dots(54)$$

²¹ J.H. FERRERO. "Manual de Hidráulica". Edit. ITEA, 1962.

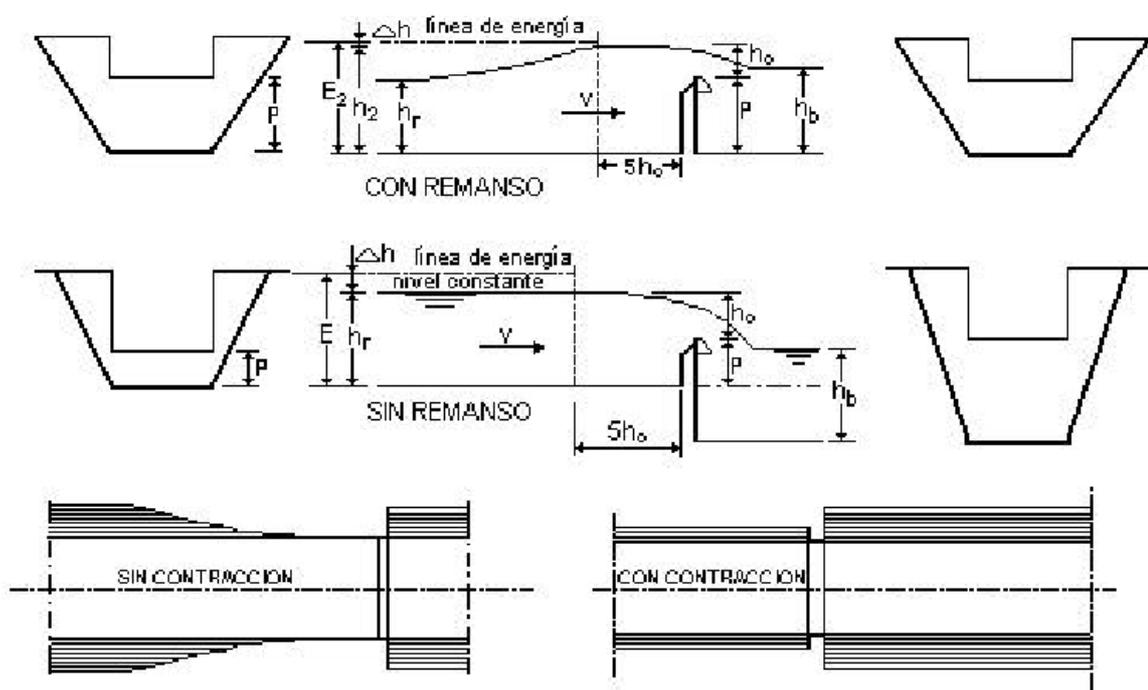


Fig. 7.4.- Vertederos de pared delgada en función de las condiciones de flujo aguas arriba.

b) Sin velocidad de llegada:

$$v_1 \leq 1.39 \text{ m/s y } \Delta h \leq 0.10 \text{ m.}$$

Para pequeños vertederos ($\Delta h \leq 1.0 \text{ m}$), la sociedad de Ingenieros Suizos plantea la siguiente expresión:

$$K = \left[1.815 + \frac{1}{92.8h_0 + 0.49} \right] \left[1 + 0.5 \frac{h_0^2}{h_b^2} \right] \dots\dots\dots(55)$$

Para vertederos grandes ($H \geq 1.0 \text{ m}$), corresponde la fórmula de Rehbock:

$$K = 1.786 + \frac{1}{60h_0 - 0.56} + 0.428 \frac{h_0}{P} \dots\dots\dots(56)$$

Donde:

P Altura del vertedero en m.

Vertedero de pared gruesa

Para el tratamiento de los vertederos de pared gruesa empleados con frecuencia en las obras hidráulicas, se utiliza la ecuación de la energía entre las secciones A y B, sin tomar en cuenta las pérdidas:

$$H_0 = h_0 + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(57)$$

$$v = \sqrt{2g \cdot (H_0 - y)} \dots\dots\dots(58)$$

$$Q = B \cdot y \cdot \sqrt{2g(H_0 - y)} \dots\dots\dots(59)$$

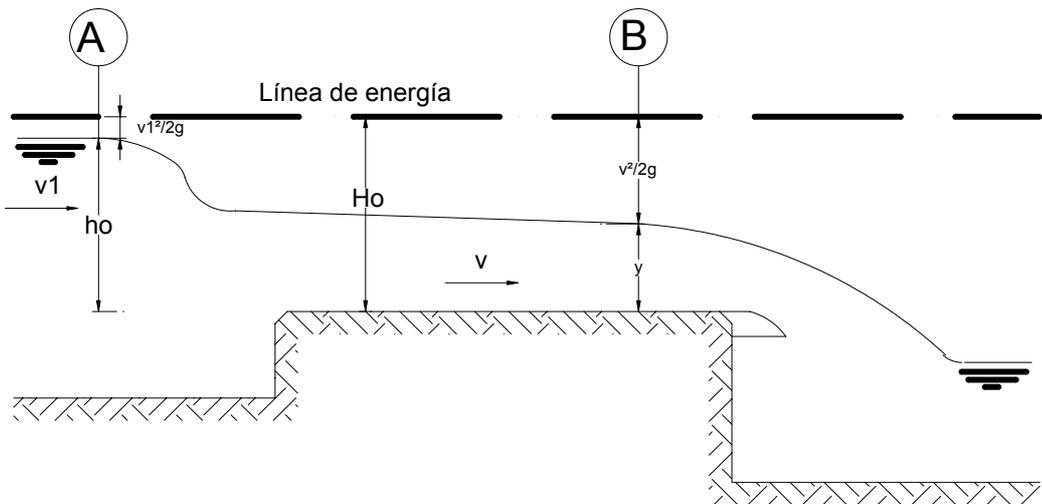


Fig. 7.5.- Vertedero de pared gruesa sin pérdidas.

Alcanzando su máximo valor para:

$$\frac{dQ}{dy} = \frac{d(H_0 - y^2 - y^3)}{dy} = 2H_0 \cdot y - 3y^2 = 0 \dots\dots\dots(60)$$

$$2H_0 - 3y = 0 \dots\dots\dots(61)$$

es decir:

$$y = y_{crit} = \frac{2}{3} H_0 \dots\dots\dots(62)$$

El caudal sobre el vertedero resulta por lo tanto función del tirante límite o tirante crítico h_{crit} . La altura de velocidad correspondiente resulta:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{v_{crit}^2}{2g} = H_0 - \frac{2}{3} H_0 = \frac{H_0}{3} \dots\dots\dots(63)$$

y con esto

$$\frac{v_{crit}^2}{2g} = \frac{1}{3} \cdot \frac{3}{2} \cdot y = \frac{y}{2} \dots\dots\dots(64)$$

La velocidad sobre el coronamiento alcanza el siguiente valor:

$$v_{crit} = \sqrt{2g \cdot \frac{y}{2}} = \sqrt{g \cdot y} \dots\dots\dots(65)$$

El caudal resulta por lo tanto:

$$Q = B \cdot y_{crit} \cdot v_{crit} = B \cdot \frac{2}{3} \cdot H_0 \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{1}{3} \cdot H_0} \dots\dots\dots(66)$$

$$Q = B \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \dots\dots\dots(67)$$

$$Q = 1.7048.B.H_0^{3/2} \dots\dots\dots(68)$$

Es de advertir en esta ecuación que Q está expresada en función de H_0 y no de h_0 .

La ecuación considera que en la estructura no se presentan pérdidas o que éstas son muy pequeñas. Una mayor aproximación permite observar que las pérdidas de carga no son despreciables por los repentinos cambios en las condiciones de flujo que induce la obra.

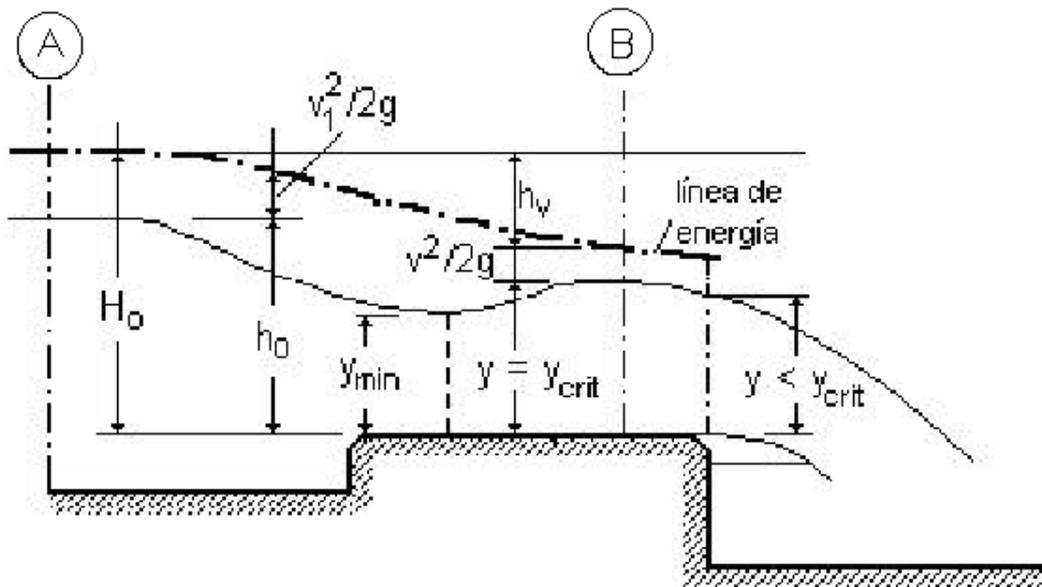


Fig. 7.6. Vertedero de cresta ancha. Condiciones de flujo reales.

Sobre el vertedero de pared gruesa y en un tramo muy corto, se presentará el tirante crítico (sección B) antes del límite de la caída, bajo dominio de un flujo rápidamente variado. En este sector el flujo alcanza su mínima altura (menor a y_{crit}) debido a la aceleración originada por la caída libre del chorro. Según Rouse-Knapp^[22]:

$$y_{min} = 0.715.y_{crit} \dots\dots\dots(69)$$

Para grandes alturas de carga, es decir para $H_0/L > 3$, el desarrollo del flujo se aleja de las características de vertedero de cresta ancha.

²² F.H. KNAPP. Ausfluss Überfall und Durchfluss im Wasserbau. Verlag G. Braun. Karlsruhe. 1961.

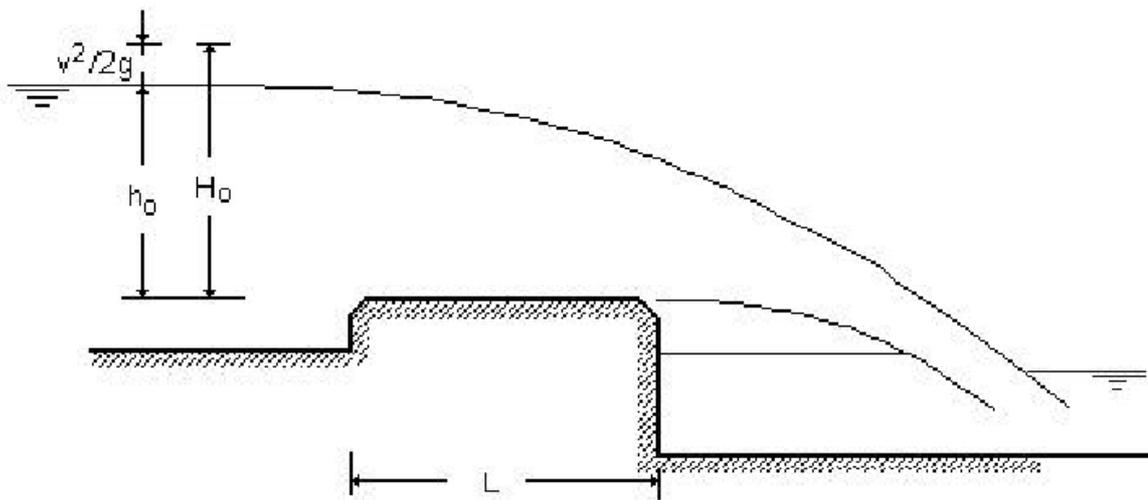


Fig. 7.7.- Flujo sobre un vertedero de cresta ancha para $H_0/L > 3$.

7.3 COEFICIENTE DE DESCARGA.

Los valores límites aproximados del coeficiente de descarga resultan de la hipótesis de presencia del tirante crítico sobre el coronamiento del vertedero y de las velocidades aguas arriba y aguas abajo definidas por la ecuación de Torricelli.

Consideremos el siguiente esquema:

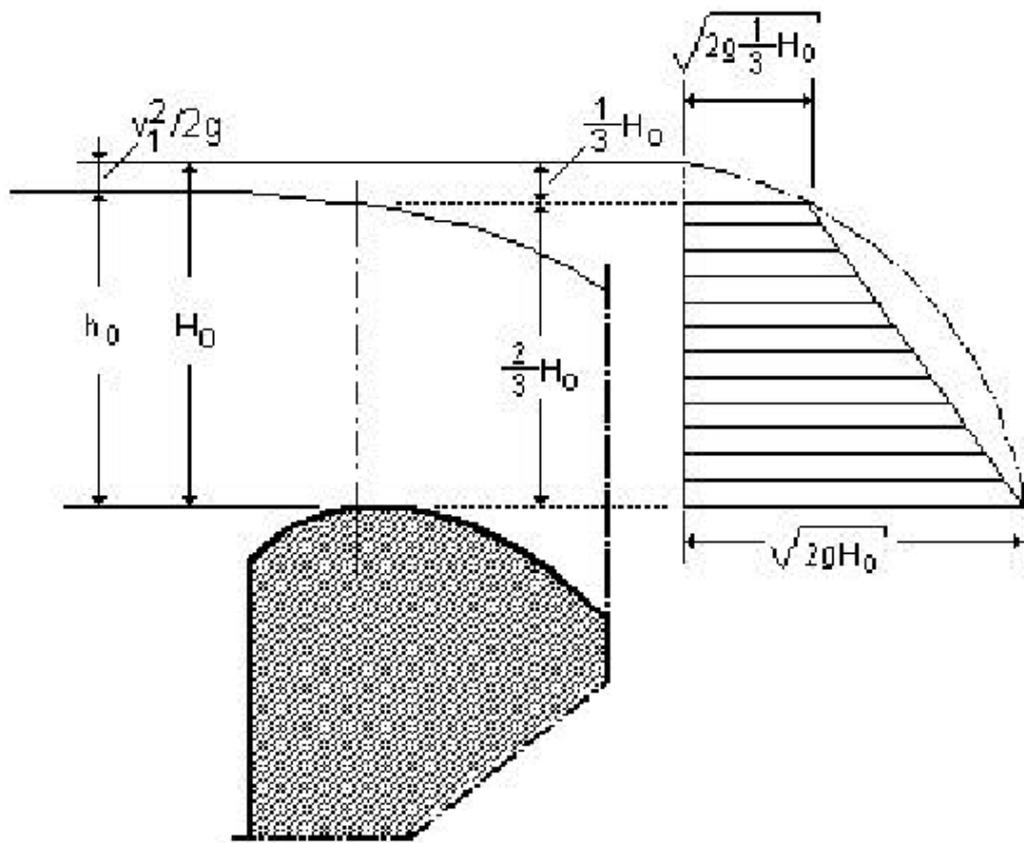


Fig. 7.8.- Coronamiento o cresta de vertedero. Distribución de velocidades.

En correspondencia con la figura 7.8, la velocidad media de flujo en el chorro será:

$$v = \sqrt{2g \cdot \frac{2}{3} \cdot H_0} \dots\dots\dots(70)$$

De donde el caudal

$$Q = A \cdot v = \frac{2}{3} \cdot H_0 \cdot B \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{2}{3} \cdot H_0} \dots\dots\dots(71)$$

o

$$Q = 2.41 \cdot B \cdot H_0^{3/2} \dots\dots\dots(72)$$

El coeficiente K adquiere el valor de 2.41 y se constituye en el coeficiente de descarga, sin embargo, este valor corresponde a un flujo sin pérdidas de carga. En la práctica, siendo este dato de fundamental importancia para el diseño de vertederos de excedencias, el coeficiente de descarga deberá considerar el tipo de vertedero, su geometría, rugosidad superficial, condiciones de flujo, etc., presentando grandes variaciones. Para obras de gran magnitud es usual realizar estudios sobre modelos hidráulicos, para determinar el valor del coeficiente de descarga, sin embargo, para el diseño de pequeñas obras se contará únicamente con la referencia bibliográfica y la experiencia del proyectista.

Según Rabinóvich^[23], para aliviaderos no sumergidos, el coeficiente K puede alcanzar los siguientes valores medios:

Vertedero de pared delgada	1.86
Vertedero de pared gruesa:	
Con arista aguda	1.41
Con arista cortada	1.55
Con arista redondeada	1.64
Vertedero de perfil práctico:	
De configuración no suave	1.77
De configuración suave	1.99

Con el propósito de contar con mayores elementos de juicio adicionales, a continuación se presentan algunas consideraciones prácticas que definen la eficiencia de funcionamiento de los vertederos de excedencias.

El efecto de contracción que generan pilas y estribos, según Francis^[22], puede ser expresado a través de la siguiente relación:

$$Be = B - m.n.H_0 \dots\dots\dots(73)$$

Donde:

Be	Ancho efectivo del vertedero
B	Ancho total de vertedero
m	Coefficiente de contracción
n	Número de contracciones (dos por cada pila)

Considerando la ecuación básica:

²³ E.Z. RABINÓVICH. "hidráulica". Editorial MIR, Moscú, 1980.

$$Q = K.B.H_0^{2/3} \dots\dots\dots(74)$$

Tomando en cuenta la velocidad de llegada v_1 , la ecuación adquiere la siguiente forma:

$$Q = K.B.H_0^{2/3} \cdot \left[1 + \left(0.024 \frac{K^2.H_0^2}{P^2} \right) \right] \dots\dots\dots(75)$$

Ferrero^[21] considera que la influencia de la velocidad de llegada es despreciable para $v_1 < 1.40$ m/s; para $v_1 > 1.40$ m/s plantea la ecuación:

$$Q = K.B. \left[(H_0 + \Delta h)^{3/2} - \Delta h^{3/2} \right] \dots\dots\dots(76)$$

Considerando la geometría, Ferrero plantea valores de K, según los siguientes tipos de vertederos:

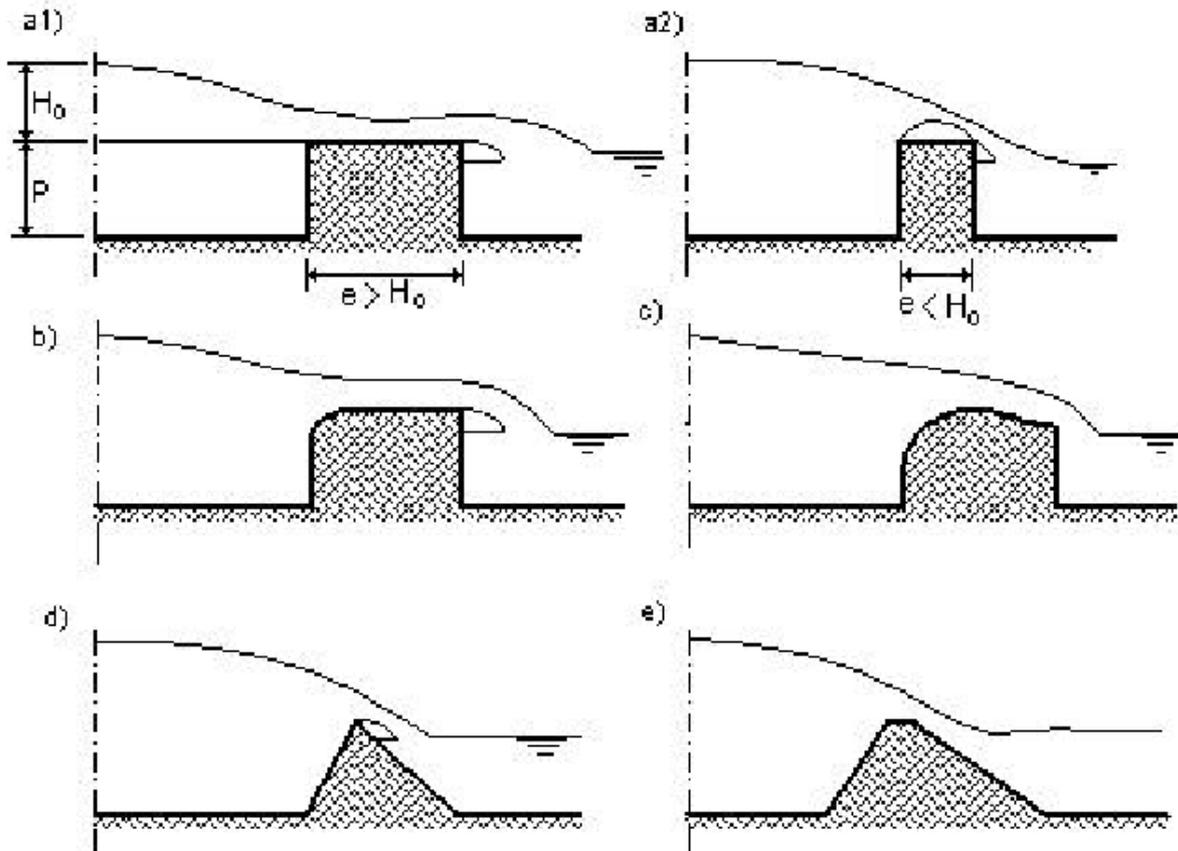


Fig. 7.9.- Formas prácticas de vertederos.

²¹ J.H. FERRERO. "Manual de Hidráulica". Edit. ITEA, 1962.

En el caso de la figura 7.9-a1, para $H \geq 0.50$ m. y $H < e$, el coeficiente K se aproxima al valor 1.45.

Si $H > e$ (figura 7.9-a2), la lámina vertiente se separa de la superficie de vertedero, por lo que se puede asimilar a un vertedero de pared delgada.

Para reducir la contracción generada por una arista se recomienda redondear la misma, aplicando una curvatura con un radio:

$$0.10 \text{ m.} \leq r \leq 0.10 e$$

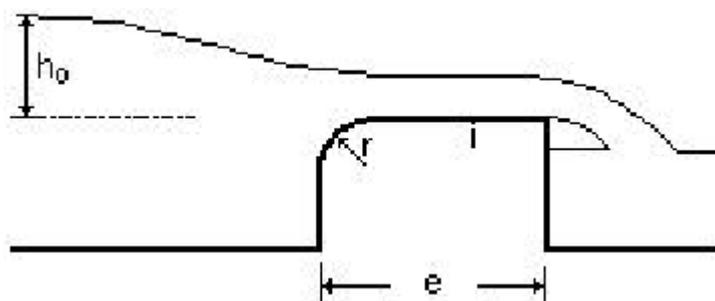


Fig. 7.10.- Vertedero de pared ancha con la arista de aguas arriba redondeada.

El efecto de redondear la arista de aguas arriba de un vertedero de cresta ancha se aproxima a la acción de disminuir el nivel del coronamiento, ya que se reduce la contracción, incrementando la capacidad de evacuación^[24].

²⁴ H.W. KING. "Manual de Hidráulica". Edit. UTEHA. 1962.

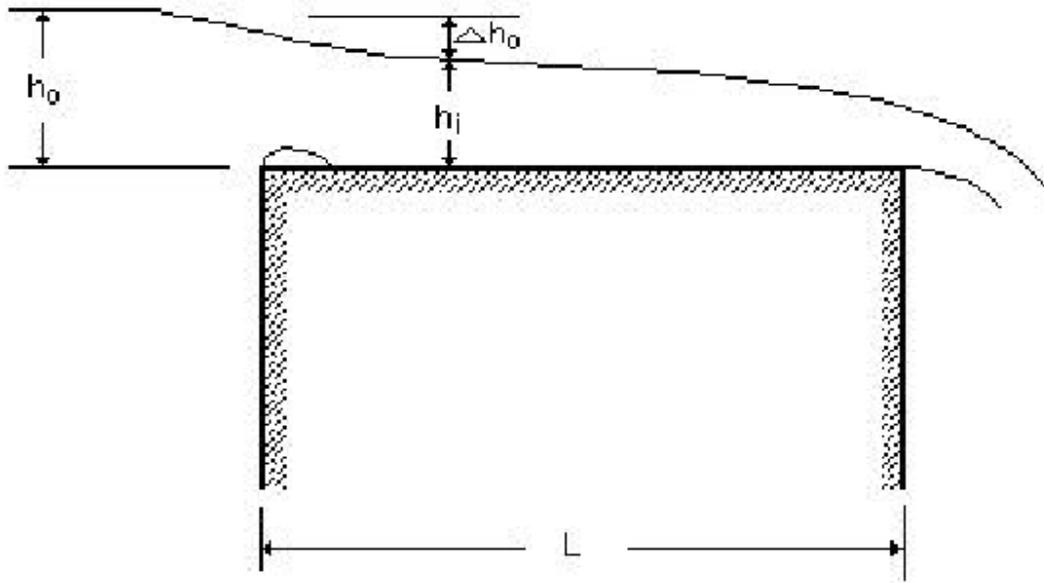


Fig. 7.11.- Vertedero de cresta ancha.

Con un radio de 10 cm. en la arista de aguas arriba, el coeficiente **K** se incrementa en un 9%. Blackwell^[24] experimentó con tres vertederos de 0.9 m. de ancho y con coronamiento ligeramente inclinado. La inclinación parece incrementar ligeramente el coeficiente de descarga, sin embargo, los resultados son incompatibles para alturas de carga pequeñas.

La pendiente del coronamiento de un vertedero de pared gruesa tiene su efecto sobre la eficiencia; la aplicación de una inclinación en un vertedero con arista redondeada en valores entre $I = 0.085$ a $I = 0.055$ tiene resultados que se resumen en la siguiente figura:

²⁴ H.W. KING. "Manual de Hidráulica". Edit. UTEHA. 1962.

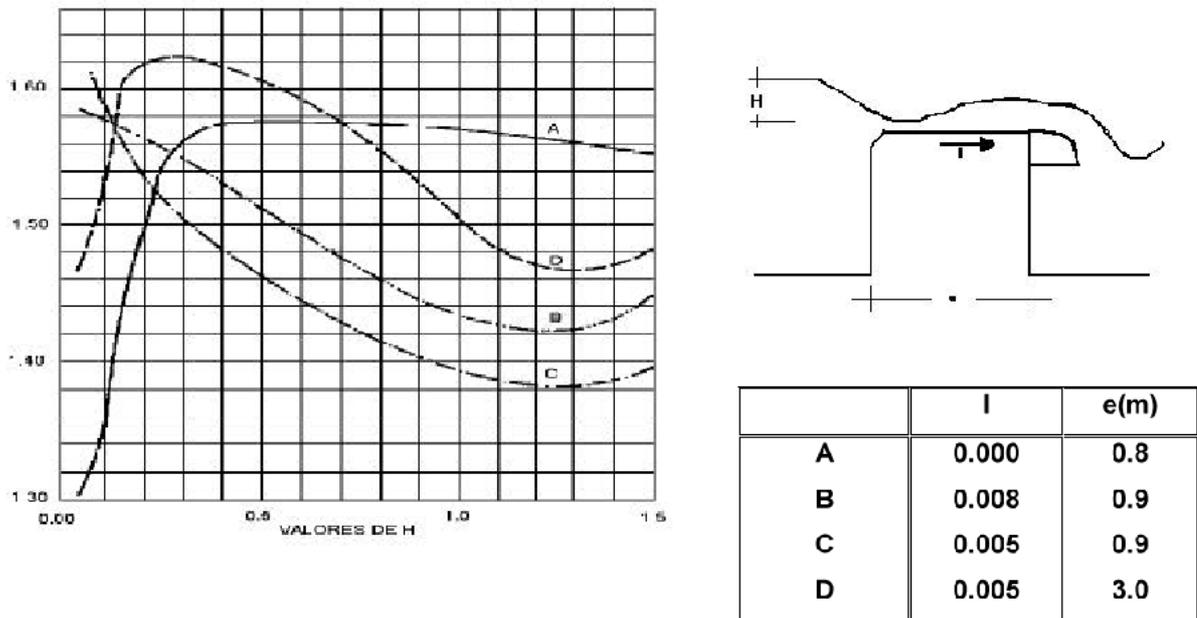


Fig. 7.12.- Relación entre c y h. vertedero de cresta ancha con pendiente y arista redondeada.

Si se redondea la arista de aguas arriba, de manera que impida totalmente la contracción, y si la inclinación del plano del coronamiento es tan grande como para compensar la pérdida de carga debida al rozamiento, el escurrimiento empieza con un tirante igual al crítico y el caudal es dado por la fórmula:

$$Q = 1.704.B.h_0^{3/2} \dots\dots\dots(77)$$

El coeficiente de descarga depende de la altura de carga H y de la altura del umbral del aliviadero W. El valor C = 1.704 es el máximo que alcanza el coeficiente de descarga para vertederos de cresta ancha para cualquier condición.

El coeficiente de descarga depende también de la forma del umbral, de las contracciones y de la relación con las condiciones de flujo aguas abajo. Según Horace Williams King^[24], el problema de establecer una relación fija entre la altura de carga y el caudal para los vertederos de cresta ancha, se complica debido a la gran cantidad de formas que puede tomar la lámina vertiente al escurrir sobre el vertedero. Para cada modificación de la forma de la lámina, hay una variedad correspondiente a la relación entre la altura de carga y el caudal. El efecto de esta propiedad es más notable en alturas de carga pequeñas. De acuerdo a estos estudios, la lámina vertiente puede escurrir libremente, tocando sólo la arista de aguas arriba del coronamiento o:

²⁴ H.W. KING. "Manual de Hidráulica". Edit. UTEHA. 1962.

- Adherirse a la cumbre del coronamiento.
- Adherirse a la cara de aguas abajo del coronamiento.
- Adherirse tanto a la cumbre como a la cara de aguas abajo.
- Mantenerse desprendido o separado; en este caso es afectado (sumergido) por el reflujo de aguas abajo.
- Adherirse a la cumbre, además de desprenderse de la cara aguas arriba y anegarse aguas abajo.

La ley de los coeficientes de descarga puede modificarse mucho o aún invertirse cuando tiene lugar un cambio de forma de la lámina vertiente. La curva de los coeficientes para cualquier forma de vertedero es una línea continua y uniforme. Cuando la lámina vertiente se deprime, se desprende o es sumergida en el sector aguas abajo, la curva resultante para los coeficientes puede consistir en una serie de arcos discontinuos y aún desconectados que terminen bruscamente en puntos de inflexión, en los cuales, varía la forma de la lámina. Las modificaciones de la forma de la lámina están limitadas, por lo general, a cargas relativamente pequeñas, sufriendo la lámina a veces varios cambios sucesivos a medida que aumenta la altura de carga (desde cero hasta que se alcanza una condición estable, más allá de la cual, un incremento ulterior de la altura de carga no origina ningún cambio). La condición de la lámina vertiente, cuando es deprimida o sumergida en el sector aguas abajo, puede convertirse en la de descarga libre, proporcionando ventilación adecuada.

Consideremos el siguiente esquema:

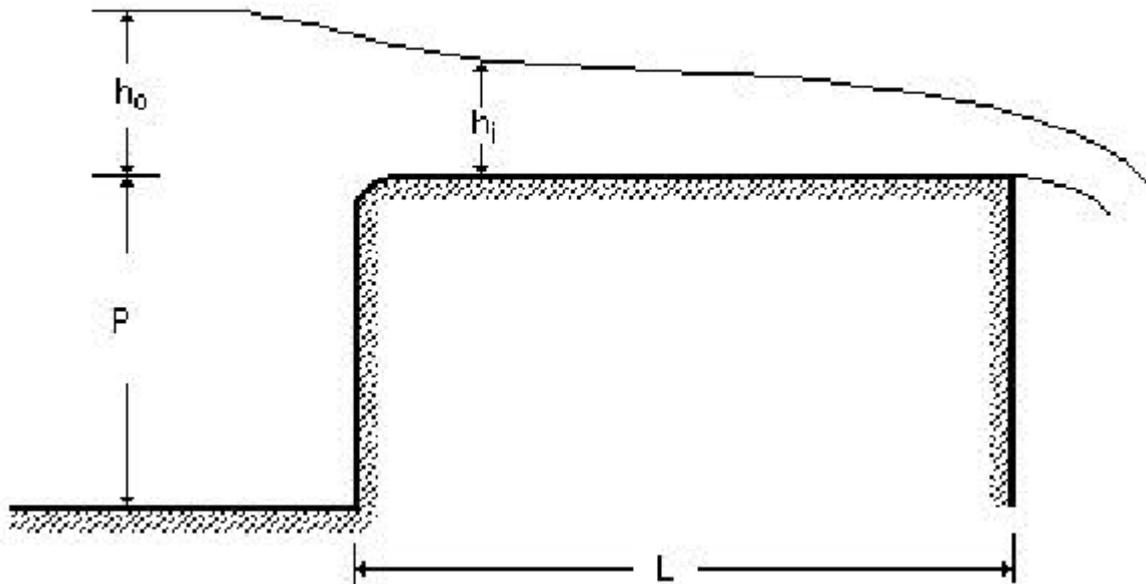


Fig. 7.13.- Flujo con carga pequeña sobre un vertedero de cresta ancha.

A no ser que se especifique otra condición, se supondrá que sus caras o paramentos son verticales, su cresta plana y horizontal, y sus aristas vivas y escuadradas. La altura de

carga se mide a una distancia mínima de 2.5 ho aguas arriba del vertedero. A causa de la arista viva de aguas arriba que contrae la lámina vertiente, iniciando la contracción de la superficie libre a poca distancia aguas arriba del vertedero.

Desde este punto, el perfil de la superficie libre continúa con una curva descendente que pasa a cóncava en un punto de inflexión y se hace tangente a un plano aproximadamente paralelo a la cresta, a una corta distancia aguas abajo de la arista aguas arriba del vertedero. En el punto de tangencia la profundidad del agua es h_i y la altura de carga correspondiente al caudal de escurrimiento es h_o .

Para la fórmula básica:

$$Q = K.B.h_o^{3/2} \dots\dots\dots(78)$$

Blackwell, Bazin, Woodburn, el U.S. Deep Waterways Board y el U.S. Geological Survey y otros investigadores^[24] han efectuado experimentos en vertederos de cresta ancha que cubre un amplio intervalo de condiciones de carga hidrostática, ancho y altura del vertedero. Para alturas de carga hasta 0.15 m. existe gran discrepancia entre los diferentes autores. Para cargas entre 0.15 m. y 0.45 m. el coeficiente de descarga K se vuelve más uniforme y para cargas entre 0.45 m., hasta aquellas en que la lámina vertiente se desprende de la cresta, el coeficiente de descarga es casi constante e igual aproximadamente a 1.45. Cuando la altura de carga llega a una o dos veces el ancho, la lámina vertiente se desprende y el vertedero funciona esencialmente como uno de cresta delgada. El efecto de la rugosidad de la superficie sobre el caudal puede ser calculado aplicando los principios del flujo en canales abiertos.

La corrección de la velocidad de acceso puede ser realizada por medio de las fórmulas siguientes:

$$Q = K.B.\left(h_o + \frac{v^2}{2g}\right) \dots\dots\dots(79)$$

La fórmula (79) puede escribirse en la forma aproximadamente equivalente:

$$Q = K.B.h_o^{3/2}\left(1 + 0.0787.K^2 \cdot \frac{h_o^2}{H_o}\right) \dots\dots\dots(80)$$

o bien:

$$Q = K.B.h_o^{3/2}\left(1 + 0.0787.K^2 \cdot \left(\frac{B.h_o}{A_o}\right)^2\right) \dots\dots\dots(81)$$

²⁴ H.W. KING. "Manual de Hidráulica". Edit. UTEHA. 1962.

Donde :

- Ao Área de la sección transversal del canal de acceso o llegada.
 Ho Tirante de agua aguas arriba del vertedero (en el canal de acceso o llegada)

Los estudios muestran que el valor máximo que alcanza **K** es $K = 1.704$ para vertederos de cresta ancha bajo cualquier condición.

7.4 VERTEDORES CON CRESTA MÓVIL.

Cuando se usan compuertas o agujas sobre la cresta del vertedor, se requieren pilas y estribos para la instalación y operación de esos elementos.

Obviamente las pilas obstruyen el paso del agua, lo que se traduce en una disminución en longitud de la cresta vertiente. La disminución en la longitud del vertedor depende, claro está del ancho de las pilas y de la forma de la sección transversal, por lo que se recomienda para ésta, perfiles hidrodinámicos.

Para estos casos la longitud efectiva de la cresta (L) se puede calcular con la siguiente expresión:

$$L = L' - 2 (NK_p + K_a) H_e \dots \dots \dots (82)$$

En la que:

- L' = Longitud neta de la cresta.
 N = Número de pilas.
 K_p = Coeficiente de contracción de las pilas.
 K_a = Coeficiente de contracción de los estribos.
 H_e = Carga total sobre la cresta.

Valores del coeficiente K _p y K _a	K _p
Para pilas de tajamar cuadrado con esquinas redondeadas con un radio igual a aproximadamente 0.1 del espesor de la pila.	0.02
Para pilas de tajamar redondo.	0.01
Para pilas de tajamar triangular.	0

Al coeficiente de contracción del estribo lo afecta, la forma de éste, el ángulo entre el muro de llegada de aguas arriba y el eje de la corriente, la carga con relación a la de proyecto, así como la velocidad de llegada. En las condiciones de la carga de proyecto H₀, se puede suponer que el promedio de los coeficientes son los siguientes:

Para estribos cuadrados con los muros	K _a
---------------------------------------	----------------

de cabeza a 90° con la dirección de la corriente. 0.20

Para estribos redondeados con muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente, cuando $0.5 H_0 \geq r \geq 0.15 H_0$. 0.10

Para estribos redondeados en los que $r > 0.5 H_0$ y el muro de cabeza está colocado a no más de 45° con la dirección de la corriente. 0
siendo $r =$ Radio con que se redondean los estribos.

7.5 VERTEDORES EN CORTINAS DE ENROCAMIENTO.

Por la forma que adquiere el vertedor en estas cortinas, su tipo se ubica también dentro de la clasificación de los llamados vertedores de cresta ancha o gruesa, los cuales se pueden tener de muy variadas secciones. Recuérdese que para considerar un vertedor como de pared gruesa, la lámina vertiente debe adherirse a su cresta o umbral. Este requisito se cumple cuando el espesor "a" Fig. 7.14 (a), que representa la sección del vertedor más simple en este tipo, es mayor que la distancia comprendida entre la cresta de un vertedor con pared delgada y la línea en que la cara inferior de la lámina vertiente, corta al plano horizontal que pasa por el umbral o cresta del vertedor.

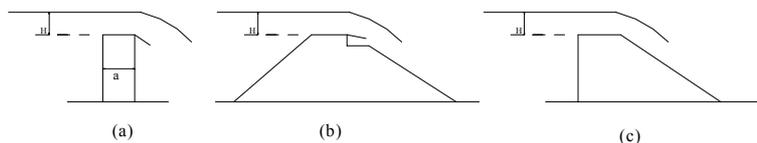


Fig. 7.14.- Ejemplos de vertedores de pared gruesa.

De acuerdo con los investigadores de vertedores con pared gruesa, se acepta que:

Sí $a > 2/3 H$ el manto de agua se adhiere a la cresta, funcionando así hasta para $a = 3H$.

Para valores $a < 0.5 H$ la lámina se despegó del umbral.

Sí a está comprendida entre 0.5 y 0.66 de H la adherencia de la lámina es inestable.

Algunos autores llaman vertedores de pared intermedia a los que tienen un valor de a no mayor de $3H$, pero en general los vertedores de pared gruesa se consideran como tales para $a = 15 H$, es decir: $3H < a < 15H$.

Cuando se tengan umbrales más anchos que 15H el funcionamiento en forma estricta es parecido al de un canal corto en régimen cercano al crítico y el perfil de la lámina es parecido al ilustrado en la Fig. 7.15.

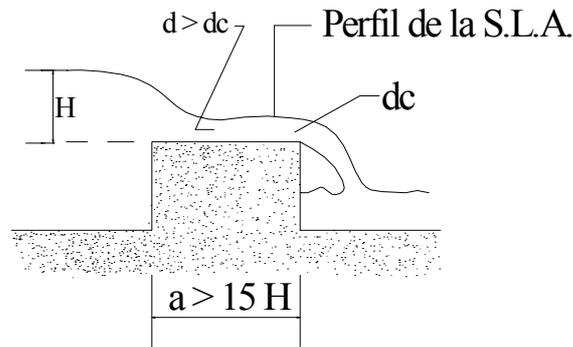


Fig. 7.15.- Vertedor grueso, con a >15H.

En general en todos estos tipos de vertedores, la fórmula tiene la forma:

$$Q = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H^{3/2} = \frac{2}{3} \mu \sqrt{19.62} LH^{3/2} \dots\dots\dots(83)$$

O bien:

$$Q = 2.953 \mu LH^{3/2} \dots\dots\dots(84)$$

Fórmula que es aplicable con sólo determinar el valor de μ adecuado.

Son muy variados los perfiles para vertedores de cresta ancha y en los tratados de hidráulica se pueden encontrar varios de ellos, así como en los estudios realizados por diferentes autores. No obstante esto, en los libros de consulta de fácil adquisición, no se han encontrado datos de estudios efectuados expresamente para los vertedores en cortinas de tipo indio, para los rangos y características que se pueden presentar; por tal motivo se tiene la incertidumbre en la elección del coeficiente de descarga, a diferencia de lo que sucede por ejemplo, con el perfil Creager, para el cual se cuentan con resultados y experiencias de varias observaciones que pueden ser consultados.

Basándose en los ensayos de otros vertedores de pared gruesa, que por algunas circunstancias guarden cierta analogía con el vertedor de la cortina de enrocamiento, **se ha convenido para fines prácticos el valor de 1.80**, mientras se carezca de otra información o datos más adecuados, para el coeficiente “C”, del vertedor en la fórmula:

$$Q = CLH^{3/2} \dots\dots\dots(85)$$

Para $C = 1.80$ el valor de μ corresponde a 0.60 aproximadamente.

TABLA 7.2
Valores de C en la fórmula $Q = CLH^{3/2}$ para vertedores de cresta ancha.

Carga medida en metros, H	Ancho de la cresta vertedora, en metros										
	0.15	0.225	0.30	0.45	0.60	0.75	0.90	1.20	1.50	3.00	4.50
0.06	1.54	1.52	1.48	1.44	1.40	1.37	1.35	1.31	1.29	1.37	1.48
0.12	1.61	1.54	1.50	1.46	1.44	1.43	1.42	1.40	1.38	1.41	1.49
0.18	1.70	1.59	1.52	1.46	1.44	1.43	1.48	1.48	1.49	1.49	1.49
0.24	1.82	1.68	1.57	1.48	1.43	1.43	1.47	1.48	1.48	1.48	1.46
0.30	1.83	1.73	1.64	1.52	1.47	1.46	1.46	1.47	1.48	1.48	1.45
0.36	1.83	1.76	1.70	1.58	1.49	1.46	1.46	1.47	1.47	1.48	1.46
0.42	1.83	1.80	1.76	1.61	1.53	1.48	1.46	1.46	1.46	1.47	1.46
0.48	1.83	1.81	1.81	1.69	1.59	1.52	1.48	1.47	1.46	1.46	1.45
0.54	1.83	1.83	1.83	1.69	1.59	1.51	1.48	1.47	1.46	1.46	1.45
0.60	1.83	1.83	1.82	1.67	1.57	1.52	1.50	1.48	1.46	1.46	1.45
0.75	1.83	1.83	1.83	1.81	1.69	1.59	1.55	1.50	1.47	1.46	1.45
0.90	1.83	1.83	1.83	1.83	1.76	1.68	1.61	1.51	1.47	1.46	1.45
1.05	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.76	1.64	1.52	1.48	1.46	1.45
1.20	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69	1.54	1.49	1.46	1.45
1.35	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.59	1.51	1.46	1.45
1.50	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69	1.54	1.46	1.45
1.65	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.59	1.46	1.45

Varios investigadores han encontrado en sus estudios sobre variados perfiles valores de μ comprendidos entre 0.55 y 0.58. Bazín, por ejemplo, obtuvo para los vertedores con cresta mayor que $a = 15H$ valores de μ comprendidos entre 0.55 y 0.585.

Este mismo investigador establece que la relación entre el coeficiente correspondiente a un vertedor de pared intermedia con aristas vivas y umbral horizontal (μ_e), y el que corresponde a uno de pared delgada (μ) está dado por la fórmula:

$$\frac{\mu_e}{\mu} = 0.70 + 1.85 \frac{H}{a} \dots\dots\dots(86)$$

Las experiencias que dieron lugar a esta fórmula se hicieron con vertedores de espesor comprendidos entre 0.80 m y 0.05 m, altura "P" de 0.35, 0.50 y 0.75 metros y cargas no mayores de 0.43 metros.

7.6 CÁLCULO TEÓRICO DE LA CAPACIDAD DEL ALIVIADERO EN LA PRESA LOS EJIDOS.

Introducción

Antes de calcular cual es la capacidad máxima de la presa Los Ejidos tendríamos que demostrar que el caudal que pasó el 12 de marzo de 1998 no fue de 4424 m³/s. En dicho cálculo fue supuesto, un coeficiente de descarga μ de 0.85. Dado que el coeficiente de descarga, μ , aplicado tiene un valor muy alto, el caudal indicado arriba fue significativamente menor.

La verificación fue efectuada mediante cálculos hidráulicos, que se basan especialmente en los niveles de agua observados durante la avenida y registrado en los libros de control de operación.

Cabe mencionar en este contexto, las indicaciones de las aberturas de las compuertas no corresponden a la abertura real, es decir, que la relación entre la abertura real y la abertura indicada en los instrumentos es de aproximadamente 75% para 6 de las 9 compuertas. Como no se pudo determinar si la descalibración en las indicaciones de los mandos de posición ya se habían presentado antes de 1998, u ocurrieron recién después de este año, se efectuará el cálculo sin considerar las discrepancias entre la abertura real de las compuertas y la abertura indicada en los instrumentos, con el fin de dar mayor seguridad.

Datos básicos

La presa derivadora Los ejidos está compuesta por las siguientes estructuras hidráulicas de control de descargas en épocas de avenidas.

- a) **Vertedero libre**, con un ancho de 120 m y un nivel de cresta con cota 30.70 m.s.n.m.
- b) **Aliviadero de compuertas**, con 7 aberturas de 8 m de ancho cada una y un nivel de cresta con cota 27.00 m.s.n.m. El caudal que transita es controlado por las compuertas radiales. Las compuertas radiales tienen como abertura máxima la cota 33.00 m.s.n.m.
- c) **Canal de limpia**, con 2 aberturas de 8 m de ancho cada una y cota de fondo de 25.00 m.s.n.m. De manera similar que para el aliviadero de compuertas, el caudal por las aberturas es controlado por compuertas radiales, las cuales tienen como abertura máxima la cota 33.00 m.s.n.m.

La bocatoma al canal de irrigación, con tres aberturas, para el caso de avenidas permanece cerrada, por lo que no es considerada en los cálculos.

Durante la avenida máxima del 12.03.1998, los niveles máximos de agua observados fueron los siguientes:

- a) El nivel máximo del pelo de agua inmediatamente aguas arriba de la presa estuvo entre 34.00 m.s.n.m. y 34.20 m.s.n.m. como ha sido verificado por marcas identificadas en campo.
- b) El nivel máximo del pelo de agua inmediatamente aguas debajo de la presa estuvo aproximadamente en 32.20 m.s.n.m. Debe mencionarse, que este nivel aguas abajo no tiene una gran importancia en el presente cálculo, dado que éste no tiene influencia sobre el valor del caudal que transita por el vertedero libre y el aliviadero de compuertas. Únicamente, el caudal que transita a través del canal de limpia podría ser influenciado algo por el nivel del caudal aguas abajo.
- c) Todas las compuertas han tenido una abertura de 4.20 m sobre la cresta, como fuera registrado en los libros de control de operación de la presa derivadora. Debido a la aproximación en la lectura del instrumento, los cálculos han sido ejecutados para un rango de abertura de compuertas entre 4.10 y 4.30 m.

Consideraciones principales en base a las investigaciones en modelo hidráulico de 1983/84.

Para la presa derivadora Los Ejidos se efectuaron estudios en modelo hidráulico en el Leichtweiß Institut für Wasserbau – Instituto de Obras Hidráulicas Leichtweiß – con los siguientes límites^[25]:

- . Los ensayos en modelo hidráulico fueron realizados con un nivel máximo del pelo del agua, inmediatamente aguas arriba de la presa de hasta aproximadamente 33.70 m.s.n.m.
- . Durante los ensayos, el registro del caudal máximo estudiado fue de aproximadamente 3200 m³/s.
- . Las investigaciones fueron hechas considerando las compuertas totalmente abiertas.

Para el nivel aguas abajo, fueron considerados dos diferentes pelos de agua:

- . Un nivel del pelo de agua con una mayor erosión en el fondo del río aguas debajo de la presa, sin influencia al flujo que transita a través de la estructura hidráulica.
- . Un nivel del pelo de agua con una menor erosión en el fondo del río aguas debajo de la presa, con influencia al flujo que transita a través de la estructura hidráulica.

Las investigaciones dieron como resultado lo siguiente:

- a) Durante el caudal máximo de 3200 m³/s se observaron niveles de flujo aguas arriba de 33.72 m.s.n.m. (con influencia del nivel aguas abajo) y de 33.12 m.s.n.m. (sin influencia del nivel aguas abajo) respectivamente.

En base a la extrapolación de los resultados de la investigación en modelo, que se debe tomar con reserva, un caudal de 4300 m³/s podría teóricamente ser factible, si el nivel de aguas arriba hubiera alcanzado la cota 34.20 m.s.n.m. durante la crecida del 12.03.98.

Este caudal, sería sin embargo válido, para el caso en el cual las compuertas estén totalmente abiertas, lo cual no es posible, debido a la geometría existente de las compuertas (la cota máxima de la parte inferior de las compuertas completamente abiertas es de 33.00 m.s.n.m.).

Es importante mencionar que la extrapolación de los resultados del modelo hidráulico no debe ser aplicada para la determinación de los caudales durante la operación de rutina.

- b) En el informe de los ensayos en modelo hidráulico fueron presentados los caudales totales; sin embargo, los caudales que transitan a través de cada parte de la estructura no se muestran sino sólo para el vertedero fijo.

El caudal específico de $q = 10.1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ a través del vertedero fijo es dado para el nivel del caudal aguas arriba de 33.70 m.s.n.m.

En base a la ecuación de Poleni^[26]:

$$q = (2/3) * \mu * b * (2 * g)^{1/2} * h^{3/2} \dots\dots\dots(87)$$

donde:

²⁶ Press/schröder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlin/ Alemania, 1966.

- q : caudal específico en m³/s por metro de ancho del vertedero.
 b : metro de ancho del vertedero.
 μ : coeficiente de descarga.
 g : gravedad (9.81 m/s²).
 h : altura del pelo de agua sobre la cresta del vertedero en m.

Se puede determinar con los resultados de los ensayos en modelos hidráulico, el coeficiente de descarga de μ de 0.66 para el vertedero fijo.

El rango de este valor es similar a las recomendaciones que se presentan para este tipo de vertedero (vertedero de cresta ancha con forma trapezoidal y bordes rectos)^[26].

c) Aparte de los coeficientes de descargas, se puede concluir de las fotos de los ensayos en modelo hidráulico^[2] que debido a las condiciones del flujo, los anchos efectivos de las partes de la estructura no son iguales a los anchos reales. Por eso en los cálculos se han considerado las siguientes suposiciones:

- Relación ancho efectivo versus ancho real para el barraje fijo: entre 95% y 98%.
- Relación ancho efectivo versus ancho real para el aliviadero de compuertas: 95%.
- Relación ancho efectivo versus ancho real para el canal de limpia: 92% (disminuido debido a los fenómenos de vórtices importantes aguas arriba al ingreso al canal).

Cálculo del caudal máximo posible durante la avenida del 12.03.98.

Debido a que las condiciones para los caudales podrían estar sumergidos o, mejor dicho influenciados por las condiciones del pelo de agua inmediatamente aguas abajo, el primer paso de los cálculos hidráulicos consiste en verificar esa condición para luego determinar los caudales por cada parte del barraje y el total.

Verificación de Caudales con Flujo Sumergido y No Sumergido.

a) Aliviadero de Compuertas – Barraje Móvil

La verificación ha sido efectuada según Knapp, F.H.^[22] por el estudio de los tirantes críticos con las siguientes condiciones limitantes:

$$\frac{h_u}{a} = \left(\frac{\delta}{2} \right) * \left(\left[1 + \left\{ 16 * \left(\frac{h^2}{a^2} \right) / \left(\delta * \left(\delta + \left(\frac{h}{a} \right) \right) \right) \right\} \right]^{\frac{1}{2}} - 1 \right) \dots\dots\dots(88)$$

donde:

- h_u : altura del pelo de agua inmediatamente aguas abajo, encima de la cresta en m.
 a : abertura de compuertas en m.

²² F.H. KNAPP. Ausfluss Überfall und Durchfluss im Wasserbau. Verlag G. Braun. Karlsruhe. 1961.

- δ : coeficiente de contracción.
 h : altura del pelo de agua inmediatamente aguas arriba encima de la cresta en m.

La ecuación mencionada arriba fue determinada para las siguientes condiciones:

- 1) Fondo horizontal con compuertas planas, y
- 2) La altura del pelo de agua inmediatamente aguas arriba mucho mayor que la abertura bajo las compuertas $h \gg a$.
- 3) El ancho b de la abertura mayor que la abertura bajo las compuertas $b \gg a$.

En el presente caso ambas condiciones son aproximadamente válidas.

El coeficiente de contracción, δ , aplicado en los cálculos, está normalmente en el rango entre 0.5 y 1.0. Para el presente caso no es necesario una estimación de este valor debido a que el flujo en todo el rango es libre.

b) Canal de Limpia

La verificación efectuada según el método mencionado arriba, se usa también para el canal de limpia.

c) Vertedero Libre – Barraje Fijo.

La verificación ha sido efectuada en base a la ecuación de impulso según^[26]:

$$\left(\frac{hu}{h} + \frac{2}{3} * n\right)^3 - \left(\frac{4}{9}\right) * \left\{2 * \left(\frac{b}{bu}\right) + (1+n)^2\right\} * \left(\frac{hu}{h} + \left(\frac{2}{3}\right) * n\right) + \left(\frac{16}{27}\right) * \left(\frac{b^2}{bu^2}\right) = 0 \dots\dots(89)$$

donde:

- hu : altura del pelo de agua inmediatamente aguas abajo encima de la cresta en m.
 b : ancho del vertedero en m.
 bu : ancho del cauce del río inmediatamente aguas debajo del vertedero en m.
 h : altura del pelo de agua inmediatamente aguas arriba encima de la cresta en m.
 w : altura de la cresta sobre el fondo aguas arriba en m.
 n : relación $w / h_{\text{crítico}}$.

En base a la suposición válida que la carga por velocidad aguas arriba, $v_0^2 / 2g$, es mucho más pequeña que la altura del pelo de agua inmediatamente aguas arriba, h , el tirante crítico $h_{\text{crítico}}$ es igual a $2/3 * h$.

Cálculo Hidráulico del Caudal

El cálculo se efectuó según las ecuaciones siguientes:

²⁶ Press/schröder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlin/ Alemania, 1966.

a) Vertedero libre con flujo no sumergido:

$$Q = (2/3) * \mu * b_{\text{efectivo}} * (2 * g)^{1/2} * h^{3/2} \text{ (ecuación de Poleni).....(90)}$$

donde:

- μ : coeficiente de descarga de 0.66.
 b_{efectivo} : ancho hidráulicamente efectivo del vertedero en m
 g : gravedad (9.81 m/s²)
 h : altura del pelo de agua inmediatamente aguas arriba en m.

b) Canal de limpia con flujo sumergido:

$$Q = \mu' * b_{\text{efectivo}} * a * (2 * g * h)^{1/2} \text{(91)}$$

donde:

- μ' : coeficiente de descarga por compuertas. Este coeficiente es calculado por $\mu' = \chi * \mu$, donde el coeficiente χ considera la influencia de aguas debajo de la compuerta. Los valores de ambos coeficientes son dados en el Gráfico 1
 b_{efectivo} : ancho hidráulicamente efectivo del canal en m.
 g : gravedad (9.81 m/s²)
 h : altura del pelo de agua, inmediatamente aguas arriba en m.
 a : abertura debajo de las compuertas en m.

El coeficiente de descarga por compuertas, μ' , depende de la relación a/h .

c) Aliviadero de compuertas con flujo no sumergido:

El cálculo para el aliviadero es realizado con la misma ecuación dada en el punto b de arriba, con la diferencia que debido a la condición de flujo no sumergido el coeficiente χ es 1.0.

Los cálculos para todas las estructuras hidráulicas se efectuaron bajo los siguientes casos:

Caso A: Sin considerar las discrepancias entre la abertura real de las compuertas y la abertura indicada en los instrumentos.

Con las variantes:

Variante A1: Situación normal, con cota del pelo de aguas inmediatamente aguas arriba de 34.20 m.s.n.m., ancho efectivo para el vertedero libre de 95% del ancho real, ancho efectivo para el aliviadero de compuertas de 95% del ancho real, y ancho efectivo para el canal de limpia de 92% del ancho real. Abertura de todas las compuertas de 4.20 m.

Variante A2: Como variante A1, pero con abertura de compuertas de 4.30 m.

Variante A3: Como variante A1, pero con abertura de compuertas de 4.10 m.

Variante A4: Como variante A1, pero con cota aguas arriba de 34.00 m.s.n.m.

Variante A5: Como variante A1, pero con el ancho hidráulicamente efectivo igual al ancho real.

Variante A6: Como variante A1, con flujo no sumergido y relación ancho hidráulicamente efectivo igual al ancho real.

Resultados del caudal máximo el 12.03.98.

Los resultados se encuentran en el anexo 01.

Cálculo de la capacidad máxima de la presa.

Para determinar la capacidad máxima de la presa es necesario tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Las compuertas deben estar completamente abiertas.
- Al estar las compuertas completamente abiertas el cálculo del caudal que pasa a través de ellas se hará con la fórmula de caudal en un vertedero:

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * b_{\text{efectivo}} * (2 * g)^{1/2} * h^{3/2} \dots\dots\dots(92)$$

- Se puede llegar a una elevación del nivel de aguas arriba hasta la cota 34.00 m.s.n.m.
- El cálculo del nivel aguas abajo se hace en base a las curvas de descarga vs. nivel de agua aguas debajo de la presa (con flujo sumergido y no sumergido) según estudio del modelo hidráulico 1983/1984.

- Se tomarán 03 posibles alternativas de solución **además de la situación actual**. Las tres alternativas de solución son las siguientes:

Alternativa 1.- Aumentar 40 m. el aliviadero fijo o vertedero.

Alternativa 2.- Aumentar 04 compuertas iguales (8 m cada una) al aliviadero móvil y correr 32 m hacia la margen derecha el aliviadero fijo.

Alternativa 3.- Aumentar 02 compuertas iguales (8 m cada una) al aliviadero móvil, aumentar 20 m. el aliviadero fijo y correr 16 m hacia la margen derecha el aliviadero fijo.

Debido a la topografía en la orilla, es posible una ampliación del vertedero fijo en aproximadamente 40m^[28].

Resultados del cálculo de la capacidad máxima de la presa.

Los resultados se encuentran en el anexo 02.

²⁸ CONSORCIO: CLASS – SALZGITTER ; “Estudio de evaluación de la presa derivadora Los Ejidos”. Enero 2001.

CAPÍTULO 8: EVALUACIÓN DEL DISIPADOR DE ENERGÍA EN LA PRESA LOS EJIDOS.

8.1 EVALUACIÓN DEL COLCHÓN AMORTIGUADOR EXISTENTE

8.1.1 Determinación de la profundidad del salto hidráulico.

DATOS:

- Cota aguas arriba (m.s.n.m.) = 34
- Cota aguas abajo (m.s.n.m.) = 31.45
- Caudal de avenida máxima del proyecto en el vertedero libre (m³/s) = 1331.92
- Longitud de cresta vertedora (m) = 120 x 0.95 = 114
- Elevación de cresta vertedora (m.s.n.m.) = 30.70
- Elevación de piso del tanque (m.s.n.m.) = 22.00
- Profundidad de llegada a considerar (m.) = 30.70-25.00 = 5.70 m
- Tirante en el cauce para el gasto del proyecto = 9.45 m

Teorema de Bernoulli entre la sección de control que se localiza sobre la cresta y otra sección al pie de la cortina.

$$d_c + Z + h_{vc} = d_1 + h_{v1} + \Sigma h_p$$

Σh_p (suma de las pérdidas) son por lo general despreciables, debido a la forma de la cresta y a que el tirante d_1 se está calculando inmediatamente al pie del vertedor.

$$\Sigma h_p = 0$$

$$d_c = \sqrt{\frac{Q^3}{gL^2}} = 2.41\text{m}$$

Velocidad crítica V_c

$$V_c = \frac{Q}{d_c L} = 4.86 \text{ m/s}$$

$$h_{vc} = \frac{V_c^2}{2g} = 1.20 \text{ m}$$

$$Z = \text{Elevación } 30.70 - \text{Elevación } 22 = 8.70 \text{ m.}$$

$$d_c + Z + h_{vc} = 12.31 \text{ m.}$$

De estos datos, calculamos por tanteos:

$$d_1 = 0.78 \text{ m}$$

$$v_1 = Q/d_1 L = 15.04 \text{ m/s}$$

$$h_{v1} = v_1^2/2g = 11.53 \text{ m.}$$

$$d_1 + h_{v1} = 12.31$$

Por tanto : **$d_1 = 0.78 \text{ m}$**

$$d_2 = \frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2d_1 v_1^2}{2g} + \frac{d_1^2}{4}} = 5.61 \text{ m.}$$

8.1.2 Determinación de la longitud del salto hidráulico

$$\text{Longitud} = 5 (d_2 - d_1)$$

$$\text{Longitud} = 24.16 \text{ m.}$$

8.1.3 Determinación de la pérdida de energía

Se define como la diferencia de energías específicas antes y después del resalto:

$$E = (E_1 - E_2) = \frac{(d_2 - d_1)^2}{4d_2 \cdot d_1}$$

$$E = \frac{(5.61 - 0.70)}{4(0.70 \times 5.61)} = 0.31$$

8.1.4 Determinación de posible erosión dentro de la poza disipadora.

Es posible la erosión dentro de la poza disipadora ya que la longitud actual (10 m) es menor que la que se ha calculado.

8.1.5 Funcionamiento de la poza disipadora con diferentes caudales.

%Q	d_2 (m)	d_c (m)	Elevación S.L.A en tanque (m)	Elevación S.L.A. después del tanque(m)	Salto
75	4.84	1.99	26.84	30.07	No se barre
50	3.94	1.52	25.94	29.04	No se barre
25	2.78	0.95	24.78	27.58	No se barre

8.2 DISEÑO TEÓRICO

DATOS (ver Anexo: Planos):

- Cota aguas arriba (m.s.n.m.) = 34
- Cota aguas abajo (m.s.n.m.) = 32.14
- Caudal de avenida máxima del proyecto en el vertedero libre (m^3/s) = 1331.92
- Longitud de cresta vertedora (m) = $120 \times 0.95 = 114$
- Elevación de cresta vertedora (m.s.n.m.) = 30.70
- Elevación de piso del tanque (m.s.n.m.) = 22.00
- Profundidad de llegada a considerar (m.) = $30.70 - 25.00 = 5.70$ m
- Tirante en el cauce para el gasto del proyecto = 10.14 m

Teorema de Bernoulli entre la sección de control que se localiza sobre la cresta y otra sección al pie de la cortina.

$$d_c + Z + h_{vc} = d_1 + h_{v1} + \Sigma h_p$$

Σh_p (suma de las pérdidas) son por lo general despreciables, debido a la forma de la cresta y a que el tirante d_1 se esta calculando inmediatamente al pie del vertedor.

$$\Sigma h_p = 0$$

$$d_c = \sqrt{\frac{Q^3}{gL^2}} = 2.41 \text{ m}$$

Velocidad crítica V_c

$$V_c = \frac{Q}{d_c L} = 4.86 \text{ m/s}$$

$$h_{vc} = \frac{V_c^2}{2g} = 1.20 \text{ m}$$

$$Z = \text{Elevación } 30.70 - \text{Elevación } 22 = 8.70 \text{ m.}$$

$$d_c + Z + h_{vc} = 12.31 \text{ m.}$$

De estos datos, calculamos por tanteos:

$$d_1 = 0.78 \text{ m}$$

$$v_1 = Q/d_1 L = 15.04 \text{ m/s}$$

$$h_{v1} = v_1^2/2g = 11.53 \text{ m.}$$

$$d_1 + h_{v1} = 12.31$$

Por tanto : **$d_1 = 0.78 \text{ m}$**

$$d_2 = \frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2d_1 v_1^2}{2g} + \frac{d_1^2}{4}} = 5.61 \text{ m.}$$

Longitud del salto hidráulico

$$\text{Longitud} = 5 \times (d_2 - d_1)$$

$$\text{Longitud} = 24.16 \text{ m.} \approx 25 \text{ m de longitud del tanque}$$

Determinación de la pérdida de energía

$$E = (E_1 - E_2) = \frac{(d_2 - d_1)^2}{4d_2 \cdot d_1}$$

$$E = \frac{(5.61 - 0.70)^2}{4(0.70 \times 5.61)} = 0.31$$

Profundidad del tanque:

$$5.61 - 10.14 = -4.53$$

Por lo tanto : no se profundiza el tanque.

Solución con el criterio del Bureau of Reclamation de los EE.UU.

Cálculo del número de Froude en la entrada del salto hidráulico

-Datos ya calculados

$$- d_c = 2.41 \text{ m}$$

$$- d_1 = 0.78 \text{ m}$$

$$- d_2 = 5.61 \text{ m}$$

$$v_1 = Q/d_1/L = 15.04 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{gd_1}} = 5.45$$

F>4.5 entonces estanque tipo II (ver gráfica 07 del Anexo 03: Gráficos)

$$d_2 = 5.22 \text{ m.}$$

$$h_3 = 1.17 \text{ m.}$$

$$h_4 = 1.01 \text{ m.}$$

$$L_{II} = 13.05 \text{ m.}$$

CAPÍTULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El caudal en el río Piura el 12 de marzo de 1998 estuvo entre 3100 y 3400 m³/s; esta aseveración se obtiene del cálculo realizado en la presente investigación, lo que confirma los resultados que figuran en el informe: Ensayos en Modelo Hidráulico para la Presa de Derivación Los Ejidos, Leichtwei ß Institut für Wasserbau, Braunschweig / Alemania, julio 1994.
- De presentarse un caudal en el río, cercano a los 4000 m³/s la presa se encontraría en grave riesgo de colapso.
- De las mediciones de campo, se observa la colmatación total de la zona aguas arriba de la presa hasta aproximadamente 4 Km.
- Se comprueba que la poza disipadora es de menor longitud a la calculada, tiene 10m y se ha calculado 25m, lo que podría poner en peligro la estabilidad de la presa ante grandes avenidas.
- Se recomienda que el número de compuertas sea aumentado de 07 a 11 compuertas manteniendo la longitud del aliviadero fijo pero desplazando a este 40m a la margen derecha, que es la longitud máxima en la que se puede ampliar el cauce del río (ver alternativa 2 del anexo 2).
- Se propone construir una poza disipadora de concreto que tenga una longitud de 25 m; además en el interior de esta poza colocar unos dados disipadores que permitirían una mayor disipación de la energía).
- Instalar un sistema de hidrosucción para poder descolmatar la zona aguas arriba de la presa. Este sistema constaría de una tubería de 4 pulgadas de diámetro y 35 m de longitud (ver plano 09 del anexo 04).
- Se recomienda además se realicen mediciones como la concentración de sedimentos, de niveles de agua, profundidad de la erosión, velocidad del cauce; sobre todo en época de grandes avenidas.
- Realizar un análisis estructural de la estructura para determinar posibles fallas ocasionadas por las últimas avenidas.
- Para llegar a un diseño de las modificaciones es conveniente realizar la construcción de un modelo hidráulico confiable.

Bibliografía

- [1] GARCÍA SÁNCHEZ. “Transporte de sedimentos”. Universidad Autónoma Chapingo – Departamento de Irrigación. México, 1981.
- [2] PIZARRO CARBONO, R.H. “Tesis: Una contribución al estudio de sedimentos en embalses”. Universidad Nacional Agraria La Molina. Facultad de Ingeniería.
- [3] SCHROEDER, WOLFANG. “Regulación y control de ríos”. Editada por CONCYTEC, Piura, Perú, 1994.
- [4] CORONADO DEL ÁGUILA FRANCISCO. “Iniciación de movimiento de sedimentos”. “VI Seminario Latinoamericano de irrigación y drenaje”. Marzo, 1971.
- [5] E. CHÁVEZ. “Iniciación del movimiento del material sólido en canales de lecho móvil”. “V Congreso Latinoamericano de Hidráulica”. Octubre, 1972.
- [6] ROCHA FELICES, ARTURO. “Sedimentación Acelerada de Embalses”. IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil. CIP Filial Lambayeque, 1990.
- [7] Bureau of Reclamation. 1974.
- [8] HU CHUN HONG. “ Hidropower & Dams”. Marzo 1995, p50.
- [9] FAN, J. “Methods of preserving reservoir capacity” Editorial UNESCO. Paris, Francia, pp. 65-164.
- [10] SHEN CHONGGANG. “Sediment control of reservoir in China”, Q69,18th ICOLD Congress, Durban, South Africa. Noviembre, 1994.
- [11] LYSNE, OLSEN, STOLE AND JACOBSEN. “Sediment control: recent developments for headworks”. Hidropower & Dams. Marzo 1995, p.94.
- [12] REHBINDER. “Sediment Removal with a siphon at critical flux”. Journal of Hydraulic Research, vol. 32, 1996, n°6.
- [13] BOYLE, W.P. “Applied Fluid, Mechanics”, Mc Graw – Hill Ryerson Limited, 1986.
- [14] CONSORCIO IECO – SALZGITTER – LAGESA. “ Manual de Operación y mantenimiento de la presa derivadora Los Ejidos y canal principal Los Ejidos – Catacaos”. Instituto Nacional de Desarrollo. Dirección Ejecutiva del Proyecto Especial Chira – Piura. Octubre 1985.
- [15] Hotchkiss, HUANG. “Hydrosuction Sediment – Removal Systems (HSRS): Principles and Field Test”. Journal of Hydraulic Engineering, vol.121, N°6, June 1995.
- [16] JORGE REYES SALAZAR, MONICA GUERRA SALDARRIAGA. XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Pag. H-07-30. Puno 2001.
- [17] LELIAUSKI, SEGE. “Introducción a la hidráulica fluvial”. Ediciones Omega S.A., Barcelona, España, 1964.
- [18] ROCHA FELICES, ARTURO. “Hidráulica de tuberías y Canales”. Colegio de Ingenieros de Lima Capítulo Ingeniería Civil, 1990.
- [19] MAYOL MALLORQUI, JOSÉ M. “Tuberías” .”Instalaciones de conducción, distribución y saneamiento”. 1era Edición, Editores Técnicos Asociados S.A. Tomo 2. España, Barcelona, 1982.
- [20] CHARLTON, F.G. ”A study of a self - priming self – regulating. Saddle siphon, with special reference to means of admitting regulating air”. Jornal Hydraulics Researchs. Vol 30, 1995, N°3.
- [21] J.H. FERRERO. Manual de Hidráulica. Edit. ITEA. 1962.
- [22] F.H. KNAPP. Ausfluss Überfall und Durchfluss im Wasserbau. Verlag G. Braun. Farlsruhe. 1961.
- [23] E.Z. RABINÓVICH. Hidráulica. Editorial Mir. Moscú, 1980.

- [24] H.W. KING. Manual de Hidráulica. Edit. Uteha. 1962.
- [25] Ensayos en Modelo Hidráulico para la Presa de Derivación Los Ejidos, Leichtweiß Institut für Wasserbau, Braunschweig / Alemania, julio 1984.
- [26] Press / Schröder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín / Alemania, 1966.
- [27] Términos de Referencia del Estudio Definitivo para la Reconstrucción y Rehabilitación del Sistema de Defensa contra Inundaciones en el Bajo Piura y Estudio de Evaluación de la Presa Derivadora Los Ejidos, Piura / Perú. Agosto 1999.
- [28] CONSORCIO CLASS – SALZGITTER. Estudio de Evaluación de la presa derivadora Los Ejidos. Enero 2001.
- [29] MONICA GUERRA SALDARRIAGA. Tesis: “Sistema de Hidrosucción de Sedimentos”. 1997

ANEXOS

ANEXO 01:

RESULTADOS DEL CAUDAL MÁXIMO EL 12 DE MARZO DE 1998.

Los cálculos para todas las estructuras hidráulicas se efectuaron bajo los siguientes casos:

Variante A1: Situación normal, con cota del pelo de aguas inmediatamente aguas arriba de 34.20 m.s.n.m., ancho efectivo para el vertedero libre de 95% del ancho real, ancho efectivo para el aliviadero de compuertas de 95% del ancho real, y ancho efectivo para el canal de limpia de 92% del ancho real. Abertura de todas las compuertas de 4.20 m.

Variante A2: Como variante A1, pero con apertura de compuertas de 4.30 m.

Variante A3: Como variante A1, pero con apertura de compuertas de 4.10 m.

Variante A4: Como variante A1, pero con cota aguas arriba de 34.00 m.s.n.m.

Variante A5: Como variante A1, pero con el ancho hidráulicamente efectivo igual al ancho real.

Variante A6: Como variante A1, con flujo no sumergido y relación ancho hidráulicamente efectivo igual al ancho real.

ANEXO 1.1
Verificación del Caudal Máximo del 12.03.98
Caso A1

Cota Aguas Arriba 34.20 m.s.n.m.
 Cota aguas Abajo 32.20 m.s.n.m.

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Cota de corona m.s.n.m.	25.00	27.00	30.70
Ancho efectivo del vano en m.	7.36	7.60	114.00
Ancho aguas abajo	-	-	240.00
Cota fondo aguas abajo	20.00	22.00	22.00
Abertura de compuerta (m).	4.20	4.20	-
Número de aberturas	2	7	-

Verificación Flujo sumergido / No sumergido Aguas Debajo de la Presa.

	Canal de limpieza	Aliviadero de compuertas	Vertedero
Coefficiente delta. 3).	0.50	0.64	-
Abertura a.	4.20	4.20	-
Altura aguas arriba ho.	9.20	7.20	3.50
Altura aguas abajo hu.	7.20	5.20	1.50
Relación ho/a.	2.19	1.71	-
Relación hu/a.	1.71	1.24	-
Relación hu/a crítica 1), (88)	1.66	1.50	-
$hu_{limite} = hu/a * a$	6.95 (flujo sumergido).	6.28 (flujo no sumergido).	-
Relación b/bu.	-	-	0.50
Altura vertedero w.	-	-	8.70
Relación n=w/hlímite.	-	-	3.73
Flujo crítico hlímite=2/3*ho.	-	-	2.33
Relación hu/ho.	-	-	0.43
Valor límite 2), (89)	-	-	-5.36 (Flujo no sumergido).

Notas:

- 1) $hu < h_{límite}$: flujo sumergido; $hu > h_{límite}$: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Berlín 1966.
- 2) $valor > 0$: flujo sumergido; $valor < 0$: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.
- 3) según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.

Cálculo Hidráulico del Caudal

	Canal de limpia	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Ancho efectivo/anchura total. ^[1]	0.92	0.95	0.95
Ancho efectivo	7.36	7.60	114.00
Abertura en m.	4.20	4.20	-
Altura aguas arriba h_o en m.	9.20	7.20	3.50
Altura aguas abajo h_u en m.	7.20	5.20	1.50
Ángulo en °	77.6	95.2	-
Relación h_o/a .	2.19	1.71	-
Relación h_u/a .	1.71	1.24	-
Coefficiente μ . (Graf. 1)	0.58	0.55	0.66 ^[2]
Coefficiente χ . (Graf. 1)	0.66	1.00	-
Caudal en m^3/s .(91),(90)	318.74	1459.74	1454.82
Caudal Total en m^3/s.		3233.30	

^[1] Según fotos de los ensayos de modelo hidráulico.

^[2] Según ensayos en modelo hidráulico.

ANEXO 1.2
Verificación del Caudal Máximo del 12.03.98
Caso A2

Cota Aguas Arriba 34.20 m.s.n.m.
 Cota aguas Abajo 32.20 m.s.n.m.

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Cota de corona m.s.n.m.	25.00	27.00	30.70
Ancho efectivo del vano en m.	7.36	7.60	114.00
Ancho aguas abajo	-	-	240.00
Cota fondo aguas abajo	20.00	22.00	22.00
Abertura de compuerta (m).	4.30	4.30	-
Número de aberturas	2	7	-

Verificación Flujo sumergido / No sumergido Aguas Debajo de la Presa.

	Canal de limpieza	Aliviadero de compuertas	Vertedero
Coefficiente delta 3).	0.50	0.64	-
Abertura a.	4.30	4.30	-
Altura aguas arriba ho.	9.20	7.20	3.50
Altura aguas abajo hu.	7.20	5.20	1.50
Relación ho/a.	2.14	1.67	-
Relación hu/a.	1.67	1.21	-
Relación hu/a crítica 1), (88)	1.63	1.47	-
$hu_{límite}$	7.01 (flujo sumergido).	6.32 (flujo no sumergido).	-
Relación b/bu.	-	-	0.50
Altura vertedero w.	-	-	8.70
Relación n=w/hlímite.	-	-	3.73
Flujo crítico hlímite.	-	-	2.33
Relación hu/ho.	-	-	0.43
Valor límite 2), (89)	-	-	-5.36 (Flujo no sumergido).

Notas:

- 1) $hu < h_{límite}$: flujo sumergido; $hu > h_{límite}$: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Berlín 1966.
- 2) $valor > 0$: flujo sumergido; $valor < 0$: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.
- 3) según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.

Cálculo Hidráulico del Caudal

	Canal de limpia	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Ancho efectivo/anchura total ^[1] .	0.92	0.95	0.95
Ancho efectivo	7.36	7.60	114.00
Abertura en m.	4.30	4.20	-
Altura aguas arriba h_o en m.	9.20	7.20	3.50
Altura aguas abajo h_u en m.	7.20	5.20	1.50
Ángulo en °	78.5	96.3	-
Relación h_o/a .	2.14	1.67	-
Relación h_u/a .	1.67	1.21	-
Coefficiente μ . (Graf. 1).	0.58	0.55	0.66 ^[2]
Coefficiente χ . (Graf. 1).	0.66	1.00	-
Caudal en m^3/s	324.49	1491.22	1454.82
Caudal Total en m^3/s.		3270.53	

[1] Según fotos de los ensayos de modelo hidráulico.

[2] Según ensayos en modelo hidráulico.

ANEXO 1.3
Verificación del Caudal Máximo del 12.03.98
Caso A3

Cota Aguas Arriba 34.20 m.s.n.m.
 Cota aguas Abajo 32.20 m.s.n.m.

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Cota de corona m.s.n.m.	25.00	27.00	30.70
Ancho efectivo del vano en m.	7.36	7.60	114.00
Ancho aguas abajo	-	-	240.00
Cota fondo aguas abajo	20.00	22.00	22.00
Abertura de compuerta (m).	4.10	4.10	-
Número de aberturas	2	7	-

Verificación Flujo sumergido / No sumergido Aguas Debajo de la Presa.

	Canal de limpieza	Aliviadero de compuertas	Vertedero
Coefficiente delta 3).	0.50	0.64	-
Abertura a.	4.10	4.10	-
Altura aguas arriba ho.	9.20	7.20	3.50
Altura aguas abajo hu.	7.20	5.20	1.50
Relación ho/a.	2.24	1.76	-
Relación hu/a.	1.76	1.27	-
Relación hu/a crítica 1), (88)	1.68	1.52	-
$hu_{límite}$	6.90 (flujo sumergido).	6.24 (flujo no sumergido).	-
Relación b/bu.	-	-	0.50
Altura vertedero w.	-	-	8.70
Relación n=w/hlímite.	-	-	3.73
Flujo crítico hlímite.	-	-	2.33
Relación hu/ho.	-	-	0.43
Valor límite 2), (89)	-	-	-5.36 (Flujo no sumergido).

Notas:

- 1) h_u límite $< h_u$ existente: flujo sumergido; h_u límite $> h_u$ existente: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Berlín 1966.
- 2) $\text{valor} > 0$: flujo sumergido; $\text{valor} < 0$: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.
- 3) según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.

Cálculo Hidráulico del Caudal

	Canal de limpia	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Ancho efectivo/anchura total ^[1] .	0.92	0.95	0.95
Ancho efectivo	7.36	7.60	114.00
Abertura en m.	4.10	4.10	-
Altura aguas arriba h_o en m.	9.20	7.20	3.50
Altura aguas abajo h_u en m.	7.20	5.20	1.50
Ángulo en °	76.8	94.2	-
Relación h_o/a .	2.24	1.76	-
Relación h_u/a .	1.76	1.27	-
Coefficiente μ . (Graf. 1).	0.58	0.55	0.66 ^[2]
Coefficiente χ . (Graf. 1).	0.69	1.00	-
Caudal en m^3/s	325.96	1428.19	1454.82
Caudal Total en m^3/s.		3208.97	

[1] Según fotos de los ensayos de modelo hidráulico.

[2] Según ensayos en modelo hidráulico.

ANEXO 1.4
Verificación del Caudal Máximo del 12.03.98
Caso A4

Cota Aguas Arriba 34.00 m.s.n.m.
 Cota aguas Abajo 32.20 m.s.n.m.

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Cota de corona m.s.n.m.	25.00	27.00	30.70
Ancho efectivo del vano en m.	7.36	7.60	114.00
Ancho aguas abajo	-	-	240.00
Cota fondo aguas abajo	20.00	22.00	22.00
Abertura de compuerta (m).	4.20	4.20	-
Número de aberturas	2	7	-

Verificación Flujo sumergido / No sumergido Aguas Debajo de la Presa.

	Canal de limpieza	Aliviadero de compuertas	Vertedero
Coefficiente delta 3).	0.50	0.64	-
Abertura a.	4.20	4.20	-
Altura aguas arriba ho.	9.00	7.00	3.30
Altura aguas abajo hu.	7.20	5.20	1.50
Relación ho/a.	2.14	1.67	-
Relación hu/a.	1.71	1.24	-
Relación hu/a crítica 1), (88).	1.63	1.46	-
$h_{u\text{limite}}$	6.85 (flujo sumergido).	6.15 (flujo no sumergido).	-
Relación b/bu.	-	-	0.50
Altura vertedero w.	-	-	8.70
Relación n=w/hlímite.	-	-	3.95
Flujo crítico hlímite.	-	-	2.20
Relación hu/ho.	-	-	0.45
Valor límite 2), (89)	-	-	-5.42 (Flujo no sumergido).

Notas:

- 1) h_u límite $< h_u$ existente: flujo sumergido; h_u límite $> h_u$ existente: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Berlín 1966.
- 2) $\text{valor} > 0$: flujo sumergido; $\text{valor} < 0$: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.
- 3) según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.

Cálculo Hidráulico del Caudal

	Canal de limpia	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Ancho efectivo/anchura total ^[1] .	0.92	0.95	0.95
Ancho efectivo	7.36	7.60	114.00
Abertura en m.	4.20	4.20	-
Altura aguas arriba h_o en m.	9.00	7.00	3.30
Altura aguas abajo h_u en m.	7.20	5.20	1.50
Ángulo en °	77.6	95.2	-
Relación h_o/a .	2.14	1.67	-
Relación h_u/a .	1.71	1.24	-
Coefficiente μ . (Graf. 1).	0.58	0.55	0.66 ^[2]
Coefficiente χ . (Graf. 1).	0.66	1.00	-
Caudal en m^3/s	315.35	1442.78	1331.92
Caudal Total en m^3/s.		3090.05	

[1] Según fotos de los ensayos de modelo hidráulico.

[2] Según ensayos en modelo hidráulico.

ANEXO 1.5
Verificación del Caudal Máximo del 12.03.98
Caso A5

Cota Aguas Arriba 34.20 m.s.n.m.
 Cota aguas Abajo 32.20 m.s.n.m.

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Cota de corona m.s.n.m.	25.00	27.00	30.70
Ancho efectivo del vano en m.	8.00	8.00	120.00
Ancho aguas abajo	-	-	240.00
Cota fondo aguas abajo	20.00	22.00	22.00
Abertura de compuerta (m).	4.20	4.20	-
Número de aberturas	2	7	-

Verificación Flujo sumergido / No sumergido Aguas Debajo de la Presa.

	Canal de limpieza	Aliviadero de compuertas	Vertedero
Coefficiente delta 3).	0.50	0.64	-
Abertura a.	4.20	4.20	-
Altura aguas arriba ho.	9.20	7.20	3.50
Altura aguas abajo hu.	7.20	5.20	1.50
Relación ho/a.	2.19	1.71	-
Relación hu/a.	1.71	1.24	-
Relación hu/a crítica 1), (88)	1.66	1.50	-
$h_{u\text{limite}}$	6.95 (flujo sumergido).	6.28 (flujo no sumergido).	-
Relación b/bu.	-	-	0.50
Altura vertedero w.	-	-	8.70
Relación n=w/hlímite.	-	-	3.73
Flujo crítico hlímite.	-	-	2.33
Relación hu/ho.	-	-	0.43
Valor límite 2), (89)	-	-	-5.36 (Flujo no sumergido).

Notas:

- 1) $hu < h_{límite}$: flujo sumergido; $hu > h_{límite}$: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Berlín 1966.
- 2) $valor > 0$: flujo sumergido; $valor < 0$: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.
- 3) según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.

Cálculo Hidráulico del Caudal

	Canal de limpia	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Ancho efectivo/anchura total ^[1] .	1.00	1.00	1.00
Ancho efectivo	8.00	8.00	120.00
Abertura en m.	4.20	4.20	-
Altura aguas arriba h_o en m.	9.20	7.20	3.50
Altura aguas abajo h_u en m.	7.20	5.20	1.50
Ángulo en °	77.6	95.2	-
Relación h_o/a .	2.19	1.71	-
Relación h_u/a .	1.71	1.24	-
Coefficiente μ . (Graf. 1).	0.58	0.55	0.66 ^[2]
Coefficiente χ . (Graf. 1).	0.66	1.00	-
Caudal en m^3/s	346.46	1539.94	1531.39
Caudal Total en m^3/s.		3417.79	

[1] Según fotos de los ensayos de modelo hidráulico.

[2] Según ensayos en modelo hidráulico.

ANEXO 1.6
Verificación del Caudal Máximo del 12.03.98
Caso A6

Cota Aguas Arriba 34.20 m.s.n.m.
 Cota aguas Abajo 30.00 m.s.n.m.

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Cota de corona m.s.n.m.	25.00	27.00	30.70
Ancho efectivo del vano en m.	8.00	8.00	120.00
Ancho aguas abajo	-	-	240.00
Cota fondo aguas abajo	20.00	22.00	22.00
Abertura de compuerta (m).	4.20	4.20	-
Número de aberturas	2	7	-

Verificación Flujo sumergido / No sumergido Aguas Debajo de la Presa.

	Canal de limpieza	Aliviadero de compuertas	Vertedero
Coefficiente delta 3).	0.50	0.64	-
Abertura a.	4.20	4.20	-
Altura aguas arriba ho.	9.20	7.20	3.50
Altura aguas abajo hu.	5.00	3.00	-0.70
Relación ho/a.	2.19	1.71	-
Relación hu/a.	1.19	0.71	-
Relación hu/a crítica 1), (88)	1.66	1.50	-
$hu_{límite}$	6.95 (flujo no sumergido).	6.28 (flujo no sumergido).	-
Relación b/bu.	-	-	0.50
Altura vertedero w.	-	-	8.70
Relación n=w/hlímite.	-	-	3.73
Flujo crítico hlímite.	-	-	2.33
Relación hu/ho.	-	-	-0.20
Valor límite 2), (89)	-	-	-11.64 (Flujo no sumergido)

Notas:

- 1) h_u límite $< h_u$ existente: flujo sumergido; h_u límite $> h_u$ existente: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Berlín 1966.
- 2) $\text{valor} > 0$: flujo sumergido; $\text{valor} < 0$: flujo no sumergido; según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.
- 3) según Press/Schroeder, Hydromechanik im Wasserbau, Berlín 1966.

Cálculo Hidráulico del Caudal

	Canal de limpia	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Ancho efectivo/anchura total ^[1] .	1.00	1.00	1.00
Ancho efectivo	8.00	8.00	120.00
Abertura en m.	4.20	4.20	-
Altura aguas arriba h_o en m.	9.20	7.20	3.50
Altura aguas abajo h_u en m.	5.00	3.00	-0.7
Ángulo en °	77.6	95.2	-
Relación h_o/a .	2.19	1.71	-
Relación h_u/a .	1.19	0.71	-
Coefficiente μ (Graf. 1).	0.58	0.55	0.66 ^[2]
Coefficiente χ (Graf. 1).	0.66	1.00	-
Caudal en m^3/s	346.46	1539.94	1531.39
Caudal Total en m^3/s.		3417.79	

[1] Según fotos de los ensayos de modelo hidráulico.

[2] Según ensayos en modelo hidráulico.

ANEXO 02:

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD MÁXIMA DE LA PRESA.

Tomar en cuenta lo siguiente :

- 1.- Se ingresa un valor de la cota de menor erosión y se obtiene un caudal.
- 2.- Luego se ingresa este valor de Q en el gráfico 2 y se calcula un nuevo tirante.
- 3.- Se calcula un nuevo caudal con este tirante y se repite 2.
- 4.- El cálculo de la cota de menor erosión culmina hasta que este valor se mantenga.

La cota 34.00 m.s.n.m. (cota aguas arriba) se mantiene en todos los casos debido a que hasta esta cota no existe ninguna perturbación en la estructura de la presa.

Se tomarán 03 posibles alternativas de solución **además de la situación actual**. Las tres alternativas de solución son las siguientes:

Alternativa 1.- Aumentar 40 m. el aliviadero fijo o vertedero.

Alternativa 2.- Aumentar 04 compuertas iguales (8 m cada una) al aliviadero móvil y correr 32 m hacia la margen derecha el aliviadero fijo.

Alternativa 3.- Aumentar 02 compuertas iguales (8 m cada una) al aliviadero móvil, aumentar 20 m. el aliviadero fijo y correr 16 m hacia la margen derecha el aliviadero fijo.

ANEXO 2.1
Capacidad Máxima de la presa
Situación actual

Cota aguas arriba: 34 m.s.n.m.
Cota aguas abajo(con menor erosión): 31.45 m.s.n.m.(ver gráfico 2)

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Cota de corona m.s.n.m.	25.00	27.00	30.70
Ancho efectivo del vano en m.	7.36	7.60	114.00
Ancho aguas abajo	-	-	240.00
Cota fondo aguas abajo	20.00	22.00	22.00
Número de aberturas	2	7	-

Cálculo Hidráulico del Caudal

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Ancho efectivo/ancho total ^[1] .	0.92	0.95	0.95
Ancho efectivo	7.36 x 2	7.60 x 7	114.00
Altura aguas arriba ho en m.	9.00	7.00	3.30
Altura aguas abajo hu en m.	6.45	4.45	0.75
Coefficiente μ flujo no sumergido (graf. 3).	0.58	0.71	0.66
Coefficiente μ flujo sumergido (graf 4).	0.5394	0.68	0.66
Sumergencia = (ho-hu)/ho	0.28	0.36	0.77
Caudal con flujo no sumergido en m ³ /s (92).	680.70	2065.74	1331.92
Caudal con flujo sumergido en m ³ /s (92).	633.05	1983.11	1331.92
Caudal Total con flujo no sumergido en m³/s		4078.36	
Caudal Total con flujo sumergido en m³/s		3948.08	

[1] Según fotos de los ensayos de modelo hidráulico.

ANEXO 2.2
Capacidad Máxima de la presa
Alternativa 1

Cota aguas arriba: 34 m.s.n.m.

Cota aguas abajo(con menor erosión): 31.84 m.s.n.m.(ver gráfico 2)

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Cota de corona m.s.n.m.	25.00	27.00	30.70
Ancho efectivo del vano en m.	7.36	7.60	152.00
Ancho aguas abajo	-	-	240.00
Cota fondo aguas abajo	20.00	22.00	22.00
Número de aberturas	2	7	-

Cálculo Hidráulico del Caudal

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Ancho efectivo/ancho total ^{1}	0.92	0.95	0.95
Ancho efectivo	7.36 X 2	7.60 X 7	152.00
Altura aguas arriba ho en m.	9.00	7.00	3.30
Altura aguas abajo hu en m.	6.84	4.84	1.14
Coefficiente μ flujo no sumergido (graf. 3).	0.58	0.71	0.66
Coefficiente μ flujo sumergido (graf. 4).	0.53	0.67	0.66
Sumergencia = (ho-hu)/ho	0.24	0.31	0.65
Caudal con flujo no sumergido en m ³ /s (92)	680.70	2065.74	1775.89
Caudal con flujo sumergido en m ³ /s (92)	619.44	1962.45	1775.89
Caudal Total con flujo no sumergido en m³/s			4522.33
Caudal Total con flujo sumergido en m³/s			4357.78

[1] Según fotos de los ensayos de modelo hidráulico.

ANEXO 2.3
Capacidad Máxima de la presa
Alternativa 2

Cota aguas arriba: 34 m.s.n.m.

Cota aguas abajo(con menor erosión): 32.14 m.s.n.m.(ver gráfico 2)

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Cota de corona m.s.n.m.	25.00	27.00	30.70
Ancho efectivo del vano en m.	7.36	7.60	114.00
Ancho aguas abajo	-	-	240.00
Cota fondo aguas abajo	20.00	22.00	22.00
Número de aberturas	2	11	-

Cálculo Hidráulico del Caudal

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Ancho efectivo/ancho total ^[1] .	0.92	0.95	0.95
Ancho efectivo	7.36 x 2	7.60 x 11	114.00
Altura aguas arriba ho en m.	9.00	7.00	3.30
Altura aguas abajo hu en m.	7.14	5.14	1.44
Coefficiente μ flujo no sumergido (graf. 3).	0.58	0.71	0.66
Coefficiente μ flujo sumergido (graf. 4).	0.50	0.65	0.56
Sumergencia = (ho-hu)/ho	0.21	0.27	0.56
Caudal con flujo no sumergido en m ³ /s (92).	680.70	3246.16	1331.92
Caudal con flujo sumergido en m ³ /s (92).	592.21	2986.47	1132.13
Caudal Total con flujo no sumergido en m³/s			5258.78
Caudal Total con flujo sumergido en m³/s			4710.81

[1] Según fotos de los ensayos de modelo hidráulico.

ANEXO 2.4
Capacidad Máxima de la presa
Alternativa 3

Cota aguas arriba: 34 m.s.n.m.

Cota aguas abajo(con menor erosión): 31.97 m.s.n.m.(ver gráfico 2)

	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Cota de corona m.s.n.m.	25.00	27.00	30.70
Ancho efectivo del vano en m.	7.36	7.60	133.00
Ancho aguas abajo	-	-	240.00
Cota fondo aguas abajo	20.00	22.00	22.00
Número de aberturas	2	9	-

Cálculo Hidráulico del Caudal

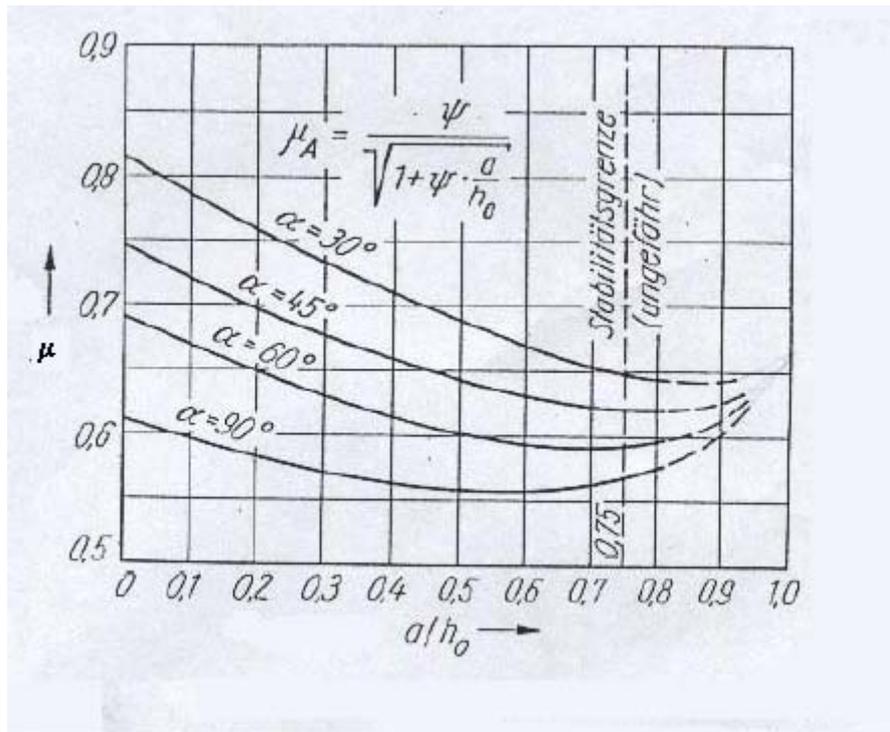
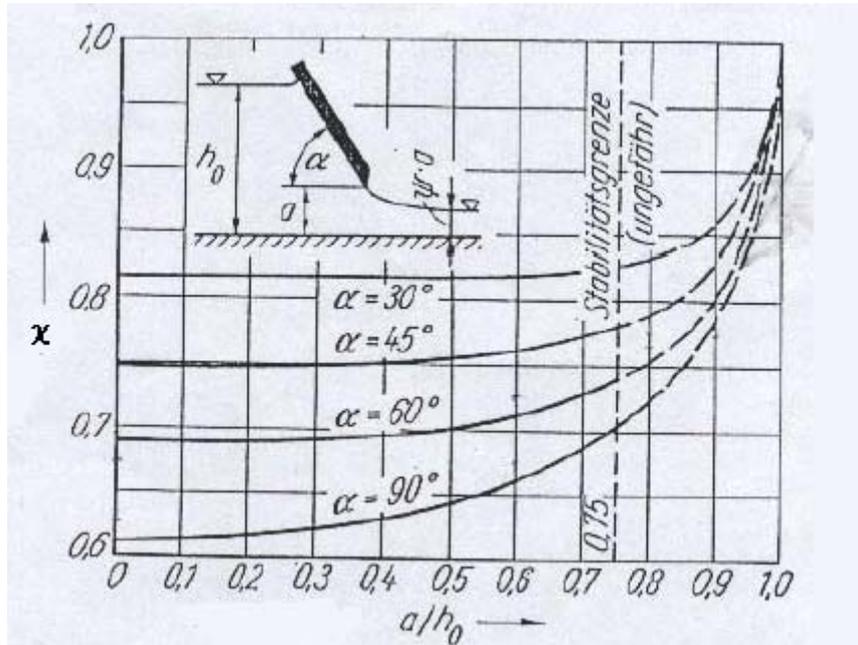
	Canal de limpieza	Aliviadero de Compuertas	Vertedero
Ancho efectivo/ancho total ^[1] .	0.92	0.95	0.95
Ancho efectivo	7.36 x 2	7.60 x 9	133.00
Altura aguas arriba ho en m.	9.00	7.00	3.30
Altura aguas abajo hu en m.	6.97	4.97	1.27
Coefficiente μ flujo no sumergido (graf. 3).	0.58	0.71	0.66
Coefficiente μ flujo sumergido (graf. 4).	0.52	0.67	0.59
Sumergencia = (ho-hu)/ho	0.23	0.29	0.62
Caudal con flujo no sumergido en m ³ /s (92).	680.70	2655.95	1553.91
Caudal con flujo sumergido en m ³ /s (92).	612.63	2496.59	1398.52
Caudal Total con flujo no sumergido en m³/s		4890.56	
Caudal Total con flujo sumergido en m³/s		4507.74	

[1] Según fotos de los ensayos de modelo hidráulico.

ANEXO 03:

GRÁFICOS

GRÁFICO 1

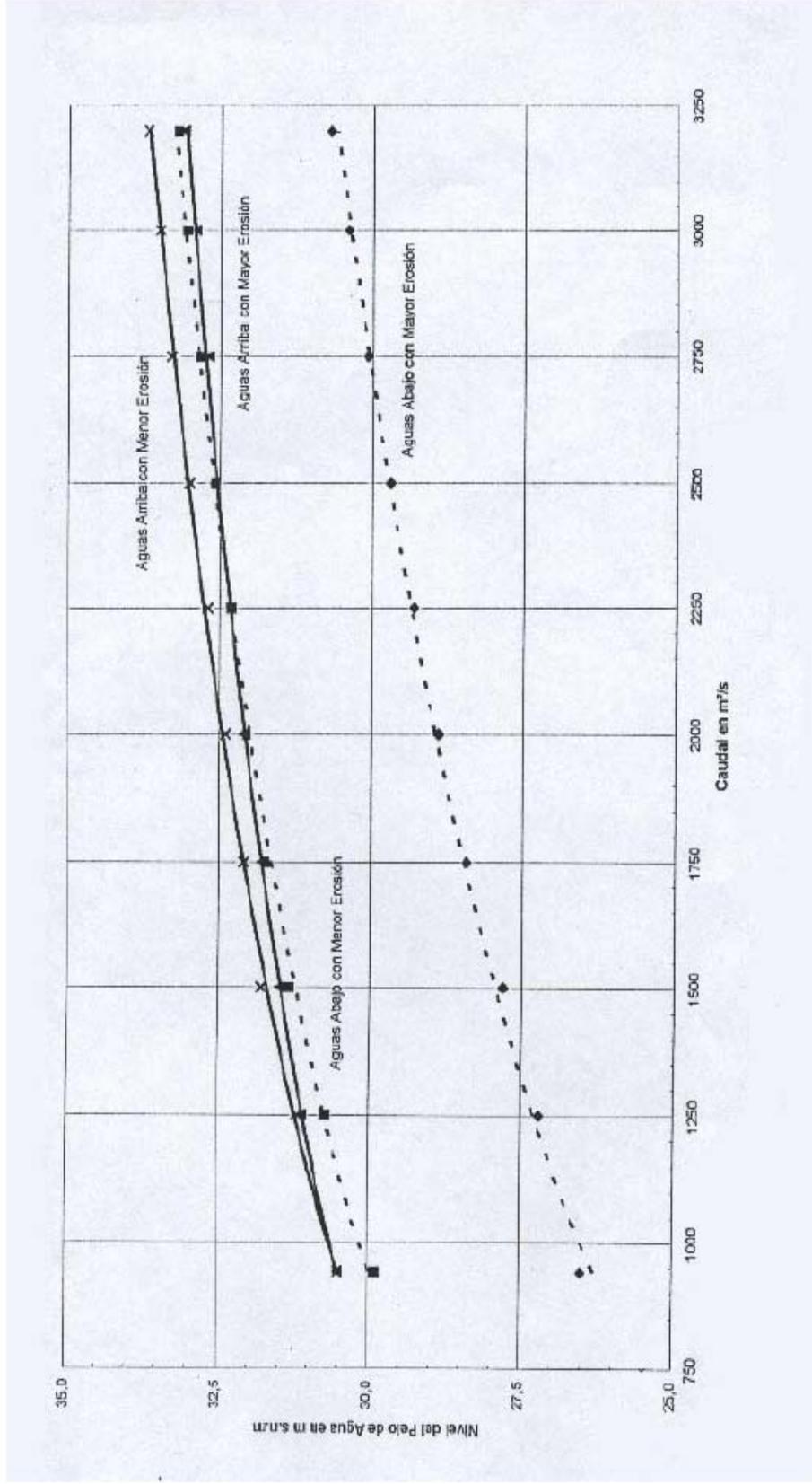


COEFICIENTES χ, μ

Según Press/ Schröder, Berlín 1966.

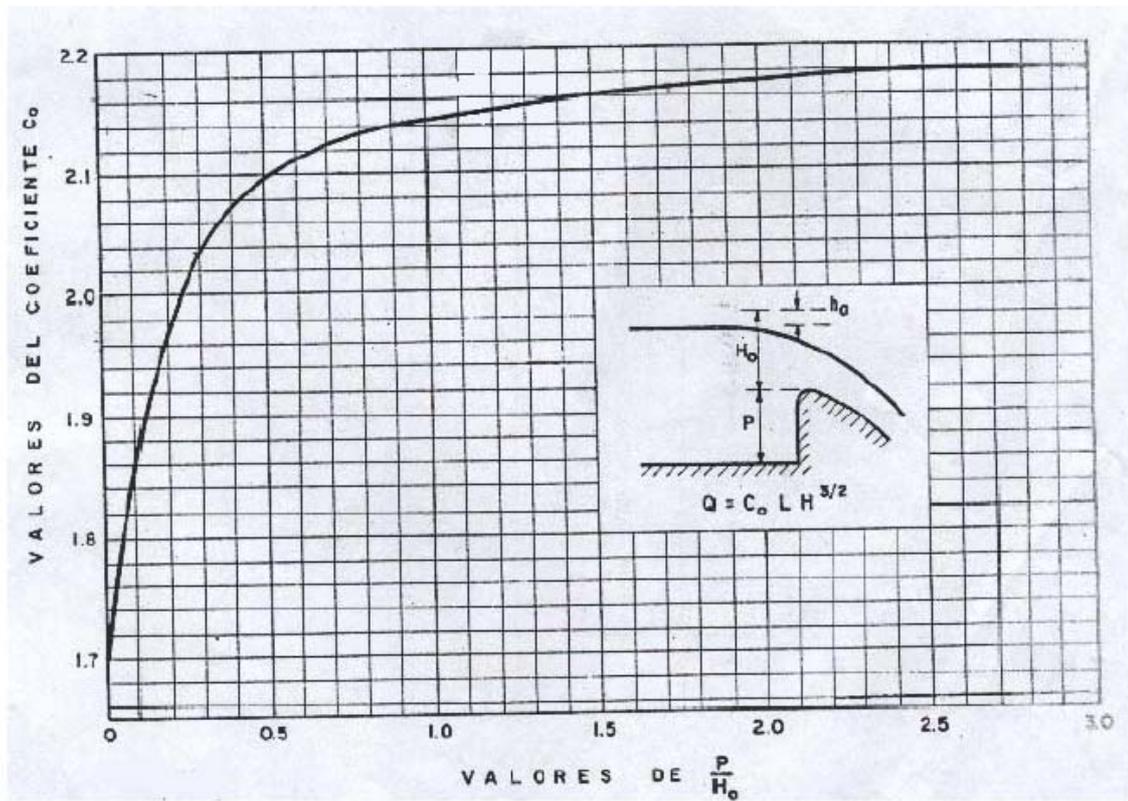
Nota: Stabilitätsgrenze: Límite de estabilidad del flujo bajo la compuerta
 Ungefähr: Aproximadamente.

GRÁFICO 2



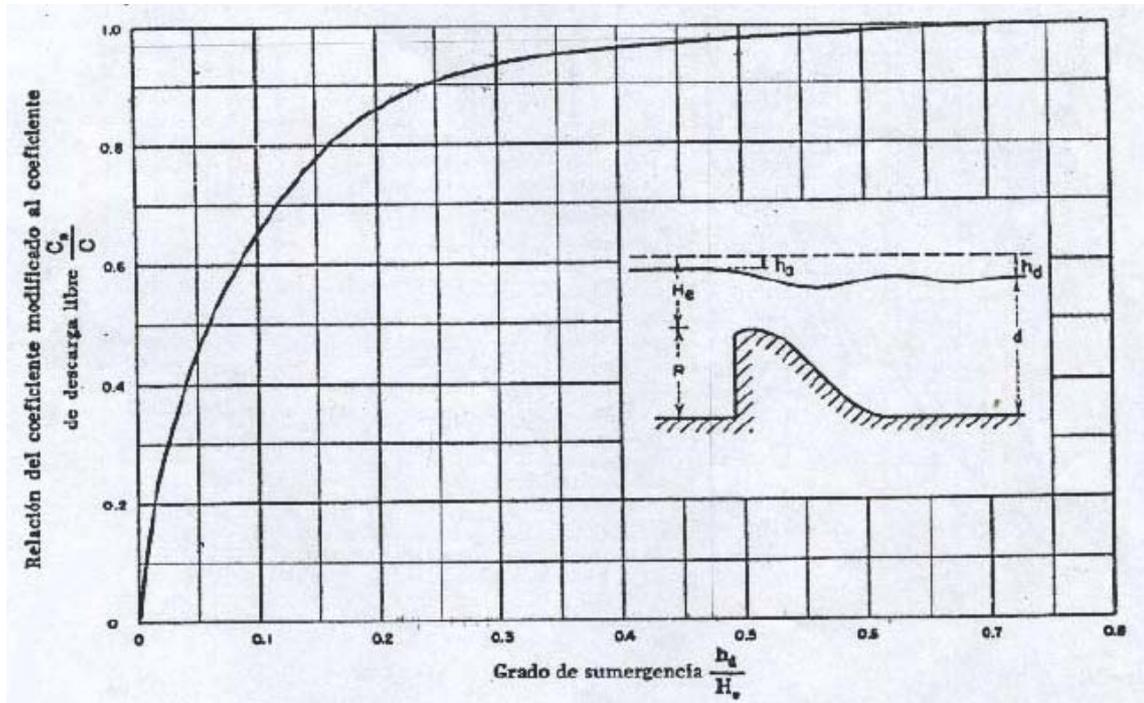
Curvas de Nivel versus Caudales.

GRÁFICO 3



Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical.

GRÁFICO 4



Relación de coeficientes de descarga debida al efecto del agua de descarga.

GRÁFICO 5

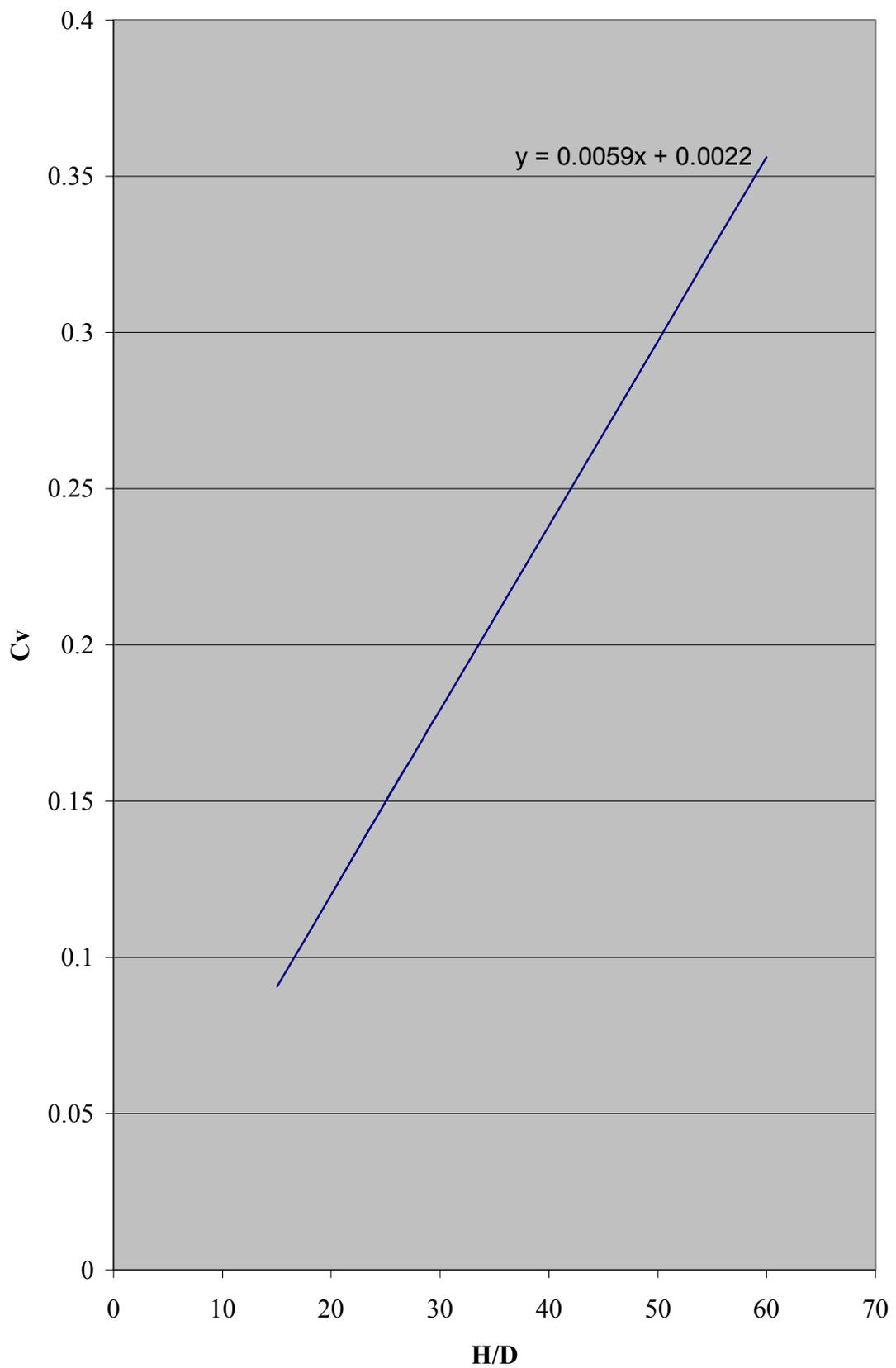


GRÁFICO 6

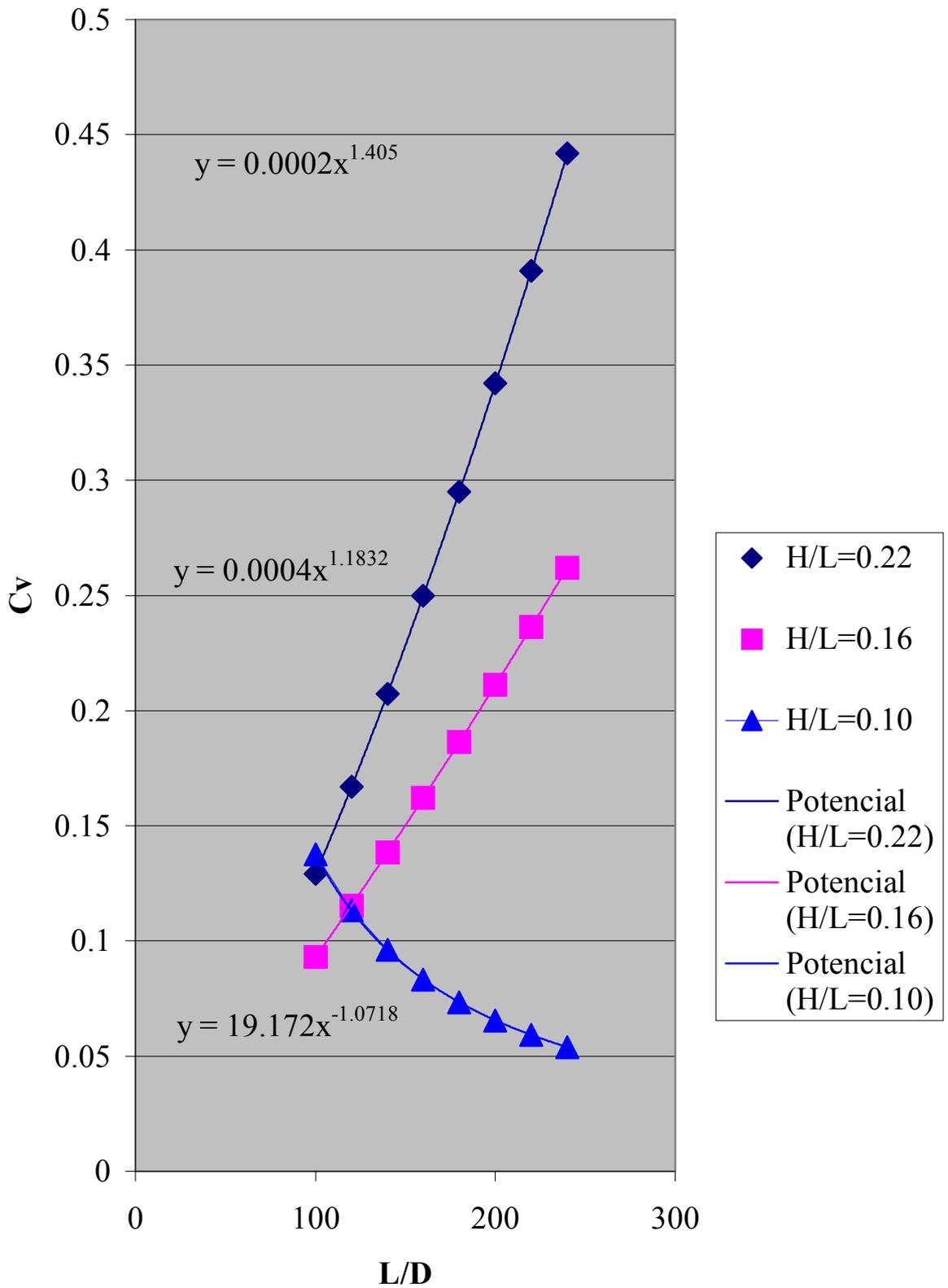
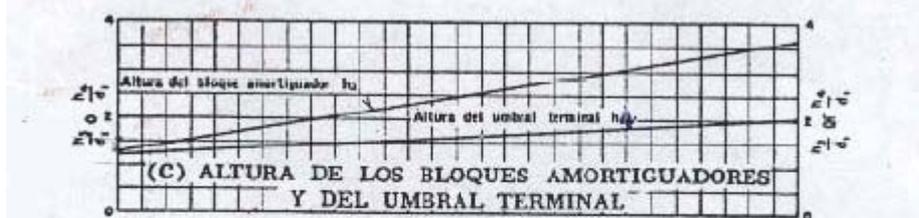
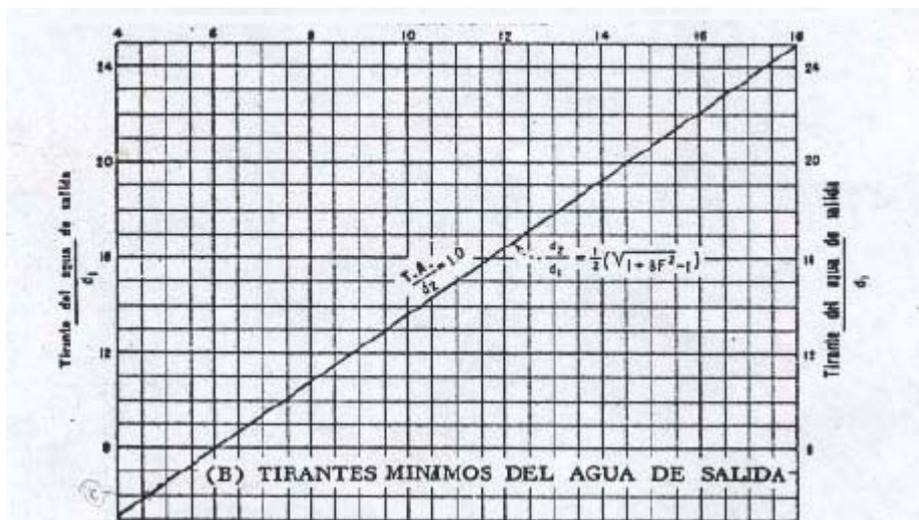
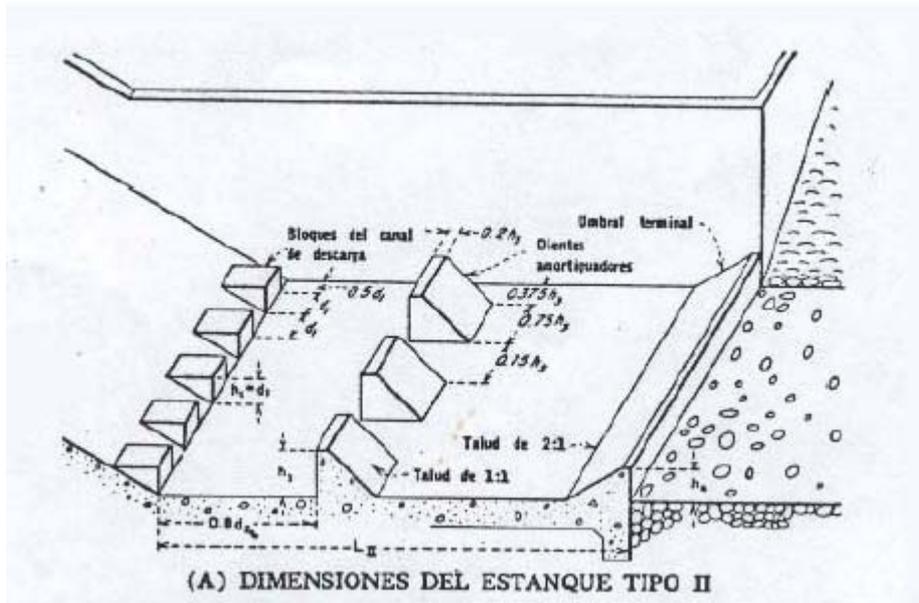


GRÁFICO 7



Características de los estanques amortiguadores para números de Froude mayores de 4.5 cuando las velocidades de llegada no exceden de 50 pies / seg.

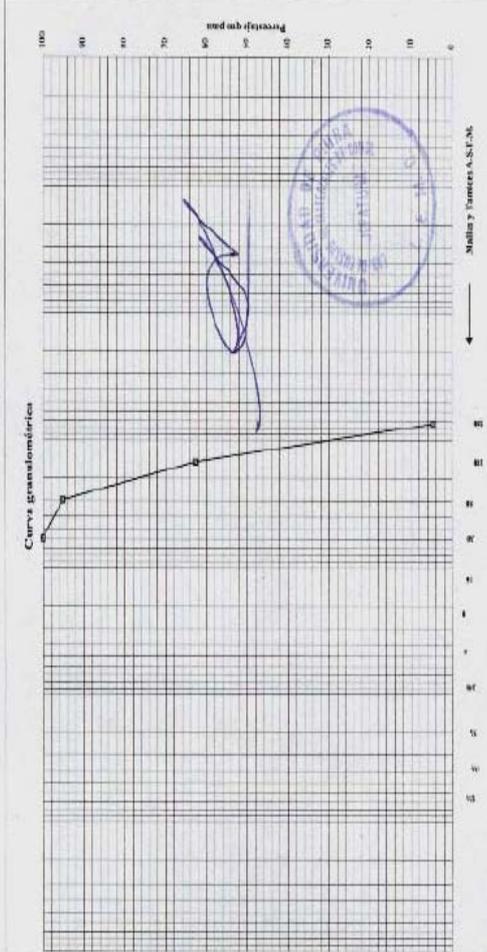
GRÁFICO 8



UNIVERSIDAD DE PIURA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
 Norma Técnica : NTP - 339 - 128 - 1999

OBRA : TESIS
 SOLICITANTE : RUBEN CARRION MELGAREJO
 UBICACIÓN : PIURA
 ORDEN DE SERVICIO No: 10509

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido		Pasa %
			Parcial %	Total %	
52.7	2 1/2 "				
38.1	1 1/2 "				
19.4	3/4 "				
9.5	3/8 "				
4.75	4				
2.38	8				
1.19	16				
0.59	30	0.00	0.00	0.00	100
6.287	50	24.39	4.80	4.80	95
6.140	100	161.00	32.38	37.24	63
6.074	200	290.00	58.18	95.42	5
	Fondo	21.90			
	Total	489.00			
	Peso Inic.	500.00			
	Pérdida	1.00			



DESCRIPCIÓN DE MUESTRA : Arena sobremanto graduada (SP)
 Presente 95 % de arena fina Cu=1.8 Co=0.86. Muestra de color gris claro.
 Procedente de presa los Ejidos

INFORME N°: 020767
 FECHA DE ANALISIS: 18/09/02
 OPERADOR: Tsc. Wigharta Lazo Carmen

Curva granulométrica de sedimentación en presa Los Ejidos.

ANEXO 04:

PLANOS.

ANEXO 05:

FOTOS.

FOTO 1



ALIVIADERO DE COMPUERTAS (PRESA LOS EJIDOS).

FOTO 2



ALIVIADERO FIJO Y DE COMPUERTAS (PRESA LOS EJIDOS)

FOTO 3



SEDIMENTACIÓN EN EL EMBALSE (PRESA LOS EJIDOS).