

01162 10 2g



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



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

**ALTERNATIVAS DE DISEÑO EN OBRAS HIDRÁULICAS
POR MEDIO DE ESTRUCTURAS NO CONVENCIONALES**

T E S I S

PRESENTADA POR:
RUPERTO ORTIZ GÓMEZ

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE:
**MAESTRO EN INGENIERÍA
(HIDRÁULICA)**

DIRECTOR DE TESIS:
DR. FELIPE I. ARREGUÍN CORTÉS

CAMPUS MORELOS

1999

**TESIS CON
ALLA DE ORIGEN**

275602



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mis padres Ruperto y Elsa,
y a mis hermanos Vladímir, Aarón y Diana.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por haberme brindado la oportunidad de consolidar mi formación académica.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo económico otorgado para la realización de mis estudios.

Al Dr. Felipe I. Arreguín Cortés por su apoyo incondicional y dedicación en la dirección de este trabajo.

Al Dr. Alvaro A. Aldama Rodríguez por el tiempo dedicado a la revisión de este trabajo, así como por sus valiosas y oportunas sugerencias para la realización del mismo.

Al Dr. Humberto Marengo Mogollón, a los M. I. Leonel H. Ochoa Alejo y Víctor J. Bourguett Ortiz, por su amistad incondicional y por las ideas aportadas para la realización de este trabajo.

Al Ing. Ma. Del Carmen Barragán Barrios por su constante amistad y por sus valiosas discusiones sobre los temas tratados en el trabajo.

A mis amigos, compañeros, personal académico y administrativo de la DEPMI Campus Morelos de la UNAM, por su amistad durante mi estadía en la maestría.

A todos ellos, mi más profundo agradecimiento.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS	vi
1. INTRODUCCIÓN	1
2. DISEÑO HIDRODINÁMICO	5
2.1. Flujo libre	6
2.1.1. Diseño experimental	6
2.1.1.1. Caída vertical con vórtice	7
2.1.1.2. Vertedor de embudo en forma de sifón	10
2.1.2. Diseño teórico	15
2.1.2.1. Flujo a través de una cubeta deflectora	20
2.1.2.2. Superficies poliédricas	29
2.2 Flujo controlado	39
2.2.1. Aireadores	39
3. AUTOMATIZACIÓN FLUÍDICA	47
3.1. Dispositivos de control	48
3.1.1. Compuertas automáticas	48
3.1.1.1. Compuerta de nivel constante aguas arriba	49
3.1.1.2. Compuerta de charnela tipo Xiangtan Q	54
3.1.1.3. Compuerta de nivel constante aguas abajo	56
3.1.1.4. Compuerta cilíndrica de nivel constante aguas abajo	63
3.1.2. Dispositivos de derivación de gasto constante	65
3.1.2.1. Módulo de derivación de gasto constante “acucontrol”	65
3.1.2.2. Estructura de derivación de gasto constante	68
3.1.2.3. Módulo de derivación de gasto constante	69

3.1.2.4. Sifón flotante como dispositivo de derivación de gasto constante	71
3.1.2.5. Dispositivo de descargas intermitentes “diabeto”	76
3.1.2.6. Tanque de descargas de fondo	79
3.2. Dispositivos para disipación de energía	87
3.2.1. Vertedor compacto	88
3.2.2. Diseño de una cámara de salto hidráulico	89
3.2.3. Tanque amortiguador de corriente central adversa	92
3.2.4. Vertedor escalonado	95
3.3. Dispositivos de servicio	111
3.3.1. Remoción y acumulación de materiales sólidos	112
3.3.1.1. Trampa de vórtice	112
3.3.1.2. Depósito de sedimentos	114
3.3.1.3. Sifón	117
3.3.2 Tratamiento de aguas	118
3.3.2.1. Vertedor aireador en laberinto	118
3.3.2.2. Vertedores en cascada	119
3.3.2.3. Resalto hidráulico	121
3.3.2.4. Dispositivo de bombeo de agua marina	124
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	127
REFERENCIAS	129
APÉNDICES	
Apéndice A.- Ejemplo de diseño de un vertedor de embudo en forma de sifón	137
Apéndice B.- Teorema de Woods y Teorema de Schwarz – Christoffel	144
Apéndice C.- Ejemplo de diseño de un sistema de aireadores	147
Apéndice D.- Ejemplos de diseño de un vertedor escalonado	167

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1 Geometría de la estructura de entrada de la caída vertical con vórtice	9
2.2 Vertedor de embudo en forma de sifón con tapa	11
2.3 Perfil de la tapa del vertedor de embudo en forma de sifón	11
2.4 Relación de carga - descarga para un vertedor de sifón y un vertedor de embudo	13
2.5 Curvas mapeadas por una transformación conforme	19
2.6 Planos de transformación de un flujo sobre una cubeta deflectora	21
2.7 Superficie poliédrica de dos tramos	30
2.8 Superficie poliédrica de tres tramos	35
2.9 Geometría de los dispositivos aireadores	41
2.10 Entrada de aire a través de un aireador	42
3.1 Compuerta de nivel constante aguas arriba (Amil)	51
3.2 Selección de la compuerta Amil	53
3.3 Compuerta de charnela tipo Xiangtan Q	55
3.4 Compuerta de nivel constante aguas abajo (Avis)	58
3.5 Compuerta de nivel constante aguas abajo (Avio)	59
3.6 Selección de la compuerta Avis	61
3.7 Selección de la compuerta Avio	61
3.8 Compuerta cilíndrica de nivel constante aguas abajo	64
3.9 Funcionamiento del acuacontrol con un sólo deflector	66
3.10 Funcionamiento del acuacontrol con dos deflectores	67
3.11 Estructura de derivación de gasto casi constante	68
3.12 Funcionamiento de la estructura de derivación de gasto casi constante	69
3.13 Módulo de irrigación. Principio de funcionamiento	71
3.14 Diseño final del sifón flotante de laboratorio	72

3.15	Funcionamiento del sifón flotante	74
3.16	Curva del funcionamiento del sifón flotante	75
3.17	Esquema del diabeto	76
3.18	Tanque de descargas de fondo	80
3.19	Funcionamiento del tanque de descargas de fondo	81
3.20	Gasto máximo no erosivo en surcos	83
3.21	Selección del tiempo de vaciado del tanque de descargas de fondo	84
3.22	Vertedor compacto	89
3.23	Configuración básica de la cámara de salto hidráulico	90
3.24	Patrones de flujo del tanque amortiguador de corriente central adversa	93
3.25	Regímenes de flujo en un vertedor escalonado	96
3.26	Tipos de sub regímenes de flujo de napa	98
3.27	Inicio del flujo deslizante	101
3.28	Entrada de aire en un vertedor escalonado	102
3.29	Tipos de sub regímenes de flujo deslizante	104
3.30	Comparación de pérdida de energía entre el régimen de flujo de napa y deslizante	106
3.31	Disipación de energía en un vertedor escalonado y un vertedor liso	108
3.32	Trampa de vórtice	113
3.33	Depósito de sedimentos	115
3.34	Remoción de sedimentos del fondo de un embalse por medio de un sifón	117
3.35	Vertedor en laberinto	119
3.36	Vertedores en cascada	121
3.37	Nomograma para el diseño de un resalto hidráulico libre	123
3.38	Dispositivo de bombeo de agua marina activado por oleaje	125
3.39	Corte longitudinal del dispositivo de bombeo activado por oleaje	125

1. INTRODUCCIÓN

La demanda mundial de agua se ha incrementado continuamente debido al rápido crecimiento de la población, de ahí que uno de los objetivos de las obras hidráulicas sea satisfacer esta necesidad de una manera adecuada, evitando los desperdicios de ésta, ya que si bien es un recurso renovable, cada día se dificulta más la tarea de llevarla a los lugares donde se necesita, además de que se incrementan los costos de extracción de la misma.

A lo largo de la historia las soluciones prácticas de diseño de las obras hidráulicas para satisfacer dicha demanda han sido opciones tradicionales, las cuales se han propuesto con base en observaciones y experiencias que se han tenido en algunas otras obras hidráulicas que han demostrado su eficiencia y seguridad. El criterio anterior se ha adoptado, debido a que las autoridades responsables de los grandes proyectos hidráulicos tienen una gran responsabilidad, por lo que ellos prefieren diseñar usando opciones tradicionales. Lo mencionado anteriormente, de una manera u otra ha hecho que el ingeniero hidráulico siempre proponga como soluciones, alternativas de diseño típicas.

El incremento en la demanda de agua y energía eléctrica ha provocado que el hombre se vea en la necesidad de diseñar cada vez más, obras hidráulicas de mayores dimensiones, en las cuales se han presentado fenómenos que no han sido previstos en los estudios realizados en modelos, los cuales han ocasionado grandes problemas desde el punto de vista de operación y mantenimiento de las obras hidráulicas, como pueden ser la cavitación en flujos de alta velocidad, vibraciones, el azolve de embalses, el taponamiento de obras de toma por sedimentación u otros.

Para enfrentar estos problemas, en los últimos años se ha tratado de darles solución mediante nuevas estrategias de diseño, que permitan aprovechar al máximo los conocimientos de mecánica de fluidos, y así tener mayor control sobre el flujo de agua, logrando que se mantenga libre de cualquier perturbación ocasionada por la misma estructura hidráulica en estudio, lo que ha dado lugar al diseño hidrodinámico[1].

Por otro lado, un problema al que se enfrentan las obras hidráulicas es que se han utilizado dispositivos para manejar el agua que requieren de energía eléctrica, demasiado mantenimiento y personal de operación, lo cual incrementa los costos. Otro problema adicional que se ha tenido, es el poco aprovechamiento de pequeños caudales de agua en lugares donde ésta es un recurso limitado, así como también el poco aprovechamiento de las aguas residuales por medio de tratamientos adecuados para que ésta sea reutilizada y así satisfacer algunas necesidades del hombre.

Para resolver los problemas anteriores en el diseño de obras hidráulicas es necesario contar con dispositivos que permitan tener un aprovechamiento total del agua de una manera económica y tratar de evitar todos los desperdicios de la misma; tal aprovechamiento se logra por medio de dispositivos en los cuales el control del agua esté a carga de ella misma, sin la necesidad de la intervención humana, lo que ha dado origen al concepto de automatización fluídica [1].

El contar con dispositivos automatizados permite tener un gran ahorro en los costos de operación, debido a que se eliminan el uso de energía eléctrica y el uso de operadores para su funcionamiento. Otra característica muy importante de los dispositivos automatizados es que pueden ser instalados en lugares donde es imposible tener energía eléctrica o en lugares de difícil acceso con lo que se logra un mejor aprovechamiento de los recursos existentes.

El presente trabajo tiene como objetivo principal presentar alternativas de diseño de estructuras hidráulicas a través de diseños no convencionales en la hidráulica, específicamente en obras hidráulicas aplicado al concepto de diseño hidrodinámico. Además, se trata la utilización de ciertos dispositivos fluídicos automáticos, mencionando las ventajas y desventajas de los mismos, esto último tomando en cuenta el concepto de automatización fluídica. Como tal, representa una actualización de lo expuesto en Aldama [1].

Para llevar a cabo lo anterior fue necesario hacer una revisión bibliográfica que permitiera agrupar los trabajos, según sus características, en dichos grupos.

La presentación del trabajo realizado, se hace de la siguiente manera:

Capítulo 1. Se hace una introducción, cuyo principal fin es informar al lector sobre la existencia de técnicas de diseño hidrodinámico para dar solución a problemas tales como cavitación, vibraciones, sedimentación en obras hidráulicas, así como la utilización del concepto de automatización fluídica para tener un mejor aprovechamiento del agua a un costo menor.

Capítulo 2. Se presentan diferentes criterios para el diseño hidrodinámico, tanto para flujo libre, como para flujo controlado. Para el primero se presentan estructuras diseñadas experimentalmente así como el diseño teórico de estructuras disipadoras de energía al pie de un vertedor, para el segundo se presenta el diseño teórico de aireadores.

Capítulo 3. Se presentan algunos dispositivos existentes que funcionan automáticamente como son los dispositivos de control de agua, de disipación de energía, y dispositivos de servicio, así como su procedimiento de diseño.

Capítulo 4. Se presentan las conclusiones y recomendaciones más relevantes del trabajo realizado.

Adicionalmente, se incluye la bibliografía empleada y apéndices que se considera podrían complementar la información al lector.

2. DISEÑO HIDRODINÁMICO

El diseño de una estructura hidráulica debe ser el más adecuado en cada caso particular, de lo contrario se tendrán serios problemas como son cavitación, erosiones, depósitos, etc., los cuales son ocasionados debido a que pueden presentarse zonas de perturbación en forma de desprendimientos y concentración de filetes líquidos; todo esto ocasiona que la estructura funcione de una manera inadecuada.

Por lo que debe entenderse que el diseño hidrodinámico es todo aquel lineamiento que tiene como finalidad eliminar o disminuir de alguna manera tales perturbaciones [1].

El objetivo mencionado anteriormente se puede lograr de dos formas; la primera sin necesidad de recurrir a una intervención externa al escurrimiento del agua, es decir, sin utilizar ningún dispositivo, en donde el flujo se denominará flujo libre [1]. Por el contrario, la segunda forma de lograr el objetivo es utilizando dispositivos que son completamente ajenos al escurrimiento del agua para conducirlo de una manera más adecuada, lo que se conoce como flujo controlado [1].

A continuación se describen diferentes técnicas para llevar a cabo el diseño hidrodinámico, realizando la clasificación en los dos grupos mencionados en el párrafo anterior.

2.1 Flujo Libre

Se ha denominado flujo libre a todo aquel movimiento del fluido que no está influenciado por algún dispositivo externo, es decir, que el control del flujo está dado por sí mismo. Para lograr lo anterior se tienen que tomar en cuenta todas aquellas normas de diseño que tienen como finalidad dar una configuración óptima o adecuada a cada estructura hidráulica a fin de interrumpir lo menos posible la trayectoria del flujo de agua dentro de las mismas. Pero el dar una configuración adecuada es un problema demasiado complejo, ya que al mismo tiempo que la geometría de una estructura hidráulica dada determina el comportamiento del flujo de agua, dicho flujo requiere determinadas características geométricas especiales de la estructura hidráulica, por lo que, el flujo de agua y la estructura que lo contienen deben manejarse como un sistema, de lo contrario, no se tendrá un comportamiento adecuado entre el flujo y la estructura, y puede ser que un diseño inadecuado sea fuente de diversos problemas como lo son la creación inoportuna de vórtices, erosión, o depósitos de sedimentos, o iniciador de perturbaciones locales que obstaculicen el buen funcionamiento de la estructura. Lo anterior ha dado lugar al diseño experimental y al diseño teórico[1].

2.1.1 Diseño Experimental

Existe una gran discusión entre si el diseño tiene mejores resultados cuando se hace por medio de técnicas matemáticas avanzadas o por medio de la experimentación física, de esto se puede discutir ampliamente, pero lo cierto es que la experimentación se ha convertido en una actividad de gran importancia para la hidráulica, especialmente para las obras hidráulicas, debido a la gran cantidad de variables que intervienen en el diseño de las

mismas, las cuales la mayoría de las veces no pueden ser incluidas totalmente en un análisis puramente teórico.

Existen muchos casos en los que el diseño de obras hidráulicas se ha hecho con base en estudios llevados a cabo por medio de la experimentación. A continuación se presentan algunos que, en cierta forma, toman en cuenta los lineamientos propuestos por el diseño experimental, para llevar a cabo un adecuado diseño hidrodinámico a fin de tener un mayor aprovechamiento del agua y tener así un mínimo de problemas en el mantenimiento y operación.

2.1.1.1 Caída vertical con vórtice: Las estructuras de descarga de agua a través de grandes caídas verticales, como los desagües de aguas pluviales, los sistemas de suministro de agua y los sistemas de plantas hidroeléctricas, requieren construirse con gran seguridad, ya que su funcionamiento inadecuado podría provocar daños considerables, debido al impacto de flujos de alta velocidad en el sitio de caída. Otro riesgo es la entrada de aire aguas abajo del flujo, especialmente si existe un túnel de descarga horizontal. La entrada de aire puede llegar a ser presurizada aguas abajo y podría hacer explosión en el túnel repentinamente. En general un núcleo estable de aire previene la mayoría de estos problemas.

Lo mencionado anteriormente hace necesario que se tenga un especial cuidado en el diseño de las caídas verticales para lograr una buena disipación de energía, control del flujo, control de entrada de aire y del potencial de cavitación.

Por tal motivo, se han desarrollado experimentalmente una gran cantidad de dispositivos, como lo son las caídas verticales con vórtice (*Vortex-drop*) y las caídas de flujo sumergido (*Plunge-flow-drop*).

El que mejores resultados ha dado es el de caída vertical con vórtice, el cual se ha experimentado en dos formas, con geometría en espiral en la toma y con geometría tangencial en la misma, obteniéndose a través de múltiples experimentos que la caída vertical con vórtice con geometría en espiral a la entrada es la que da mejores resultados [2], siendo los parámetros de diseño más importantes el radio del pozo y el ancho del canal de llegada. La geometría recomendada de la entrada (Fig. 2.1) está basada en pruebas de modelo que involucran la optimización de la altura de la onda vertical, h_m , la reducción de la sección de ondas, y prevención del choque del flujo. La entrada consiste en una pared guía interior, de $\alpha=225^\circ$, y una pared exterior. A lo largo de ambas paredes, el radio respectivo de la curvatura cambia después de $\alpha=180^\circ$, de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$R_1 = \frac{1}{2}(a + R + t + c) \quad (2.1)$$

$$R_2 = \frac{1}{2}(2R + t + c) \quad (2.2)$$

$$R_3 = \frac{1}{2}(a + R + t - b) \quad (2.3)$$

$$R_4 = R + t \quad (2.4)$$

donde:

R = radio del pozo;

a = distancia del eje del pozo a las proximidades de la pared exterior;

t = espesor de la pared, se determina del análisis del diseño estructural ;

c = ancho del canal opuesto de la sección de entrada, y

b = ancho del canal de llegada.

Los centros de los arcos circulares son:

$$e_1 = a - R_1 \quad (2.5)$$

$$e_2 = R + t + c - R_2 \quad (2.6)$$

$$e_3 = a - b - R_3 \quad (2.7)$$

El espesor t_1 de la pared interior en la sección de entrada es:

$$t_1 = a + b - R \quad (2.8)$$

Las siguientes condiciones para a , b , y c deben ser satisfechas

$$R + t + c \leq a \leq 3R + t \quad (2.9)$$

$$0.8R < b < 2R \quad (2.10a)$$

$$0.8R < c < 2R \quad (2.10b)$$

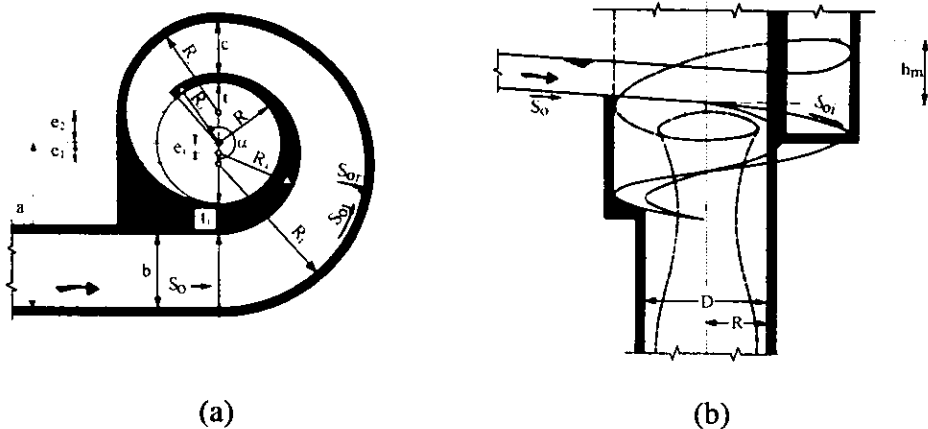


Figura 2.1.- Geometría de la estructura de entrada de la caída vertical con vórtice:

(a) Vista de planta; (b) Vista lateral

Es preferible que se tengan valores pequeños de b/R y c/R . La pendiente del fondo S_o está limitada al 30 %, y la pendiente longitudinal de la estructura de la bocatoma S_{oi} con $5\% \leq S_{oi} \leq 30\%$, debería ser más grande que S_o . La pendiente radial es $S_{or} = 0$. Para una descarga de diseño dada, Q_d , el ancho de llegada b , y la forma del radio R , dependen de consideraciones hidráulicas.

La naturaleza del flujo en la estructura de entrada está determinada por la configuración de la toma de entrada ya que el flujo está controlado en la parte superior del pozo vertical, donde el flujo es crítico, y el vórtice produce un gran núcleo de aire que previene cualquier riesgo de transición a flujo a tubo lleno el cual podría producir daños por ondas en el flujo.

Dispositivos de este tipo se usaron en Villa S. María y en Monte Argente, Italia, descargando $150 \text{ m}^3 / \text{s}$ y con una altura vertical mayor a 140 m , los cuales han tenido una operación satisfactoria por muchos años [3].

2.1.1.2 Vertedor de embudo en forma de sifón: Otro dispositivo que refleja parcialmente el espíritu del diseño experimental es el vertedor de embudo en forma de sifón, que en realidad es un vertedor de embudo equipado con una tapa cilíndrica colocada en la parte superior que causa la operación del sifón, como se observa en la figura 2.2.

La principal ventaja de un vertedor de embudo en forma de sifón, es su capacidad de alcanzar su máxima descarga bajo una carga pequeña suficiente para iniciar la acción del sifón, y mantener la capacidad del sifón completa hasta que el nivel del embalse caiga por debajo del nivel del labio de la tapa.

Se han llevado a cabo estudios experimentales para determinar las dimensiones de la tapa y la forma compatible con el diseño de un vertedor de embudo estándar para condiciones de sumergencia de la bocatoma, obteniéndose el perfil de la tapa mostrado en la figura 2.3.

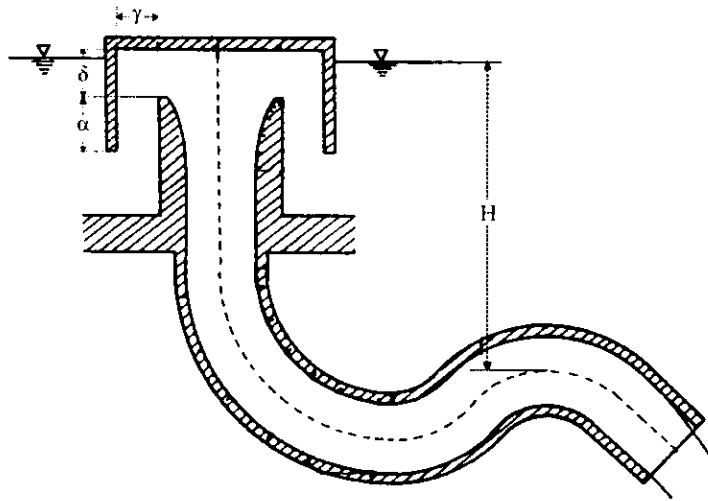


Figura 2.2.- Vertedor de embudo en forma de sifón con tapa

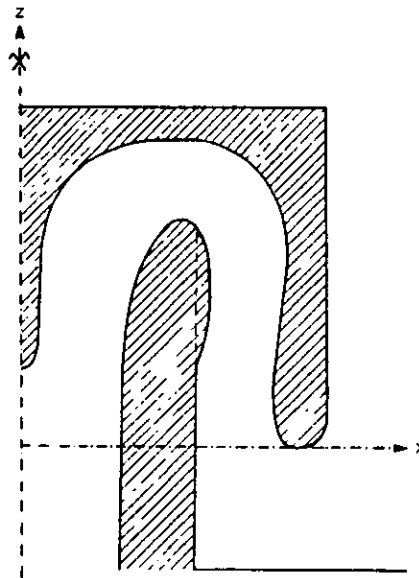


Figura 2.3.- Perfil de la tapa del vertedor de embudo en forma de sifón

Las coordenadas adimensionales para obtener el perfil de la tapa (Fig. 2.3) se muestran a continuación.

Coordenadas adimensionales	
r/R_s	z/R_s
0.0000	0.6563
0.0313	0.6625
0.0625	0.6813
0.0938	0.7250
0.1094	0.7850
0.1125	1.0625
0.1250	1.2938
0.1563	1.4250
0.1875	1.4875
0.2188	1.5281
0.2500	1.5656
0.2813	1.6000
0.3125	1.6250
0.3750	1.6625
0.4375	1.6875
0.5000	1.7031
0.5625	1.7188
0.6250	1.7294
0.6875	1.7375
0.7500	1.7413
0.8125	1.7469
0.8750	1.7500
0.9375	1.7500
1.0000	1.7438
1.0625	1.7406
1.1250	1.7344
1.1875	1.7188
1.2500	1.6988
1.3125	1.6719
1.3750	1.6250
1.4063	1.5906
1.4375	1.5500
1.4688	1.5000
1.5000	1.4375
1.5156	1.3750
1.5263	1.3125
1.5313	1.2500
1.5250	1.0000
1.5000	0.7188
1.4688	0.4375
1.4375	0.1563
1.4375	0.0938
1.4688	0.0250
1.5000	0.0063
1.5313	0.0000

r = Coordenada radial del perfil interior de la tapa
 z = Coordenada vertical del perfil interior de la tapa
 R_s = Radio de la cresta

Las mediciones llevadas a cabo indicaron que las condiciones de presión más críticas ocurren en la parte más elevada de la cresta del vertedor de embudo, en la tapa alrededor de la cresta del vertedor, y en el lado interior del codo. Además se pudo determinar que el parámetro que mayor influencia tiene en la presión en la cresta es γ , mientras que la presión en la tapa es influenciada principalmente por δ y γ . Donde α es la distancia vertical entre el labio de la tapa y la cresta; δ es la altura que existe entre la cresta del vertedor y la parte interior de la tapa; y γ es la distancia horizontal neta entre la pared del vertedor de embudo y la cresta.

Se ha comprobado que la carga de cebado depende de las propiedades del vertedor, especialmente de las características de la tapa. Por otro lado, si el rompimiento de la acción del sifón no está previsto, el descebado no toma lugar sino hasta que el nivel del embalse caiga a la elevación del labio de la tapa, por lo que, si se requiere que el nivel del agua en el embalse no alcance un determinado nivel, entonces se deberá colocar un dispositivo que permita la destrucción de la acción del sifón.

La relación de carga - descarga para los dispositivos antes mencionados se muestra en la figura 2.4.

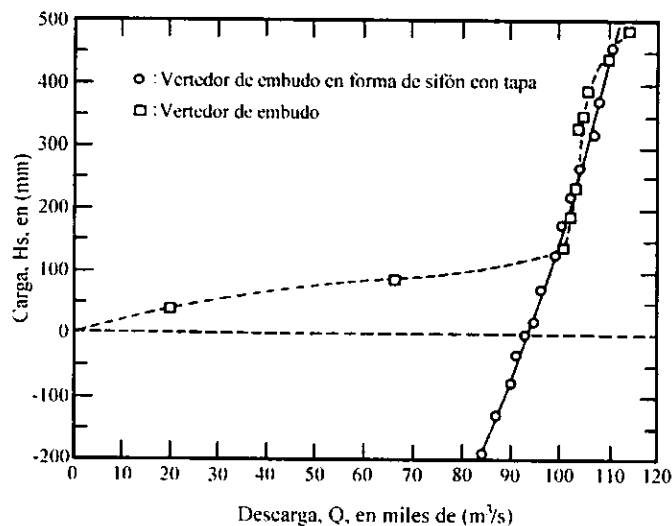


Figura 2.4.- Relación de carga - descarga para un vertedor de embudo en forma de sifón con tapa y un vertedor en embudo

Se observa en la figura 2.4 que en un vertedor de embudo en forma de sifón con tapa existirá un promedio de descarga de alrededor del 80 % de la máxima capacidad de diseño de un vertedor de embudo cuando el nivel del embalse está entre la elevación de la cresta y el borde de la tapa. Esta es la principal ventaja de un vertedor de embudo en forma de sifón con tapa.

El procedimiento de diseño de un vertedor de embudo en forma de sifón con tapa lo dan Agiralioglu y Ferruh [4], el cual se describe a continuación:

1. Determinar por prueba y error el radio del vertedor de embudo R_s , utilizando la metodología propuesta por el U. S. B. R. [5].
2. Determinación del diámetro de la toma de salida (sifón).
3. Determinación de las dimensiones de la tapa.

Para determinar las dimensiones de la tapa Agiralioglu y Ferruh encontraron que se pueden obtener a partir de las siguientes relaciones:

$$A_\gamma / A = 3.7; \quad A_\gamma = \pi (R_s + \gamma)^2 - R_s^2$$

$$A_\delta / A = 3.0; \quad A_\delta = 2\pi R_s \delta$$

Donde A_γ = área del anillo de entrada;

A_δ = área del cilindro que pasa por encima de la cresta, y

A = área de la toma de salida (sifón).

4. Determinación de los perfiles del vertedor de embudo y de la tapa utilizando las Tablas de Wagner [5] y las coordenadas adimensionales [4], respectivamente.
5. Determinación de las presiones de la cresta del vertedor y de la tapa utilizando los resultados obtenidos por Agiralioglu y Ferruh.

Un ejemplo de diseño de un vertedor de embudo en forma de sifón con tapa que sigue dicho procedimiento se presenta en el Apéndice A.

2.1.2 Diseño Teórico

El diseño teórico pretende conjuntar una serie de criterios basados en algunas hipótesis, los cuales permiten llevar a cabo el buen diseño de estructuras hidráulicas sin que exista la necesidad de recurrir a la experimentación.

Pero lo anterior no siempre puede lograrse, sino que más bien, el diseño teórico permite en ocasiones proponer alternativas para un diseño inicial, el cual posteriormente será modificado por medio de la experimentación física. Sin embargo, en muchas ocasiones tales alternativas están muy cerca de la solución final, lo que permite lograr un considerable ahorro de esfuerzo, dinero, y recursos materiales en el diseño de obras hidráulicas.

Se puede decir que una solución teórica puede aceptarse como norma de diseño, para un determinado problema, cuando ésta ha sido probada en múltiples ocasiones, no sólo en modelo sino también en prototipo y que el comportamiento de la misma haya sido satisfactorio.

En el diseño teórico bidimensional se agrupan las primeras normas tendientes a llevar a cabo el diseño hidrodinámico, por lo que se incluye en este apartado las técnicas apoyadas en la teoría de flujo potencial bidimensional, la cual se encuentra muy desarrollada y puede aplicarse con ventaja a la solución de muchos problemas de diseño particulares. Lo anterior se logra gracias a las poderosas herramientas matemáticas de las que hace uso dicha teoría.

Flujo Potencial: Es un flujo irrotacional y no viscoso, caracterizado por la condición $rot \ v = 0$ [6]. Como el *rotacional* del campo vectorial v es nulo es posible encontrar una función ϕ que genera el campo v por medio de la relación:

$$v = grad \ \phi \tag{2.11}$$

Aceptando que el flujo es incompresible se tiene que:

$$\operatorname{div} \mathbf{v} = \operatorname{div} \operatorname{grad} \phi = 0 \quad (2.12)$$

esto es:

$$\nabla^2 \phi = 0 \quad (2.13)$$

y

$$\nabla^2 \psi = 0 \quad (2.14)$$

ϕ y ψ son un par de funciones armónicas y pueden ambas definir una función analítica de variable compleja $w(z)$.

$$w(z) = \phi(x, y) + i\psi(x, y) \quad (2.15)$$

donde:

$$z = x + iy \quad (2.16)$$

Dado que w es analítica posee derivadas en todos los ordenes que sean únicas (esto es, invariantes con respecto a la dirección en que se calculan).

Definiendo como la velocidad compleja a dw/dz

$$\frac{dw}{dz} = \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial \phi}{\partial x} + i \frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (2.17)$$

Usando la ecuación (2.13) y las condiciones de Cauchy - Riemann se llega a la ecuación de la velocidad compleja.

$$\text{Condiciones de Cauchy - Riemann } u = \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y} \text{ y } v = \frac{\partial \phi}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x}$$

$$\frac{dw}{dz} = u - iv \quad (2.18)$$

cuyo módulo y argumento son:

$$\frac{dw}{dz} = q = \sqrt{u^2 + v^2} \quad (2.19)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{v}{u}\right) \quad (2.20)$$

q y θ son precisamente la magnitud y la dirección de la velocidad real, respectivamente.

Usando la notación de Euler la ecuación (2.18) puede ser reescrita como:

$$\frac{dw}{dz} = qe^{-i\theta} \quad (2.21)$$

Obsérvese que si se conoce la relación de transformación $w(z)$ la solución del flujo potencial es prácticamente inmediata, por lo que se hará uso de la transformación conforme, la cual se describe a continuación.

Transformación Conforme: Una interpretación geométrica muy usada de una función analítica es considerar que una función mapea los puntos del plano de la variable independiente $z = x + iy$ dentro de puntos en un plano de la variable dependiente $\zeta = \xi + i\eta$. Para cada punto z , la función $\zeta = f(z)$ da un punto en el plano ζ . ζ representa una transformación (mapeo) uno a uno del plano complejo z al plano complejo ζ , mientras la derivada de $d\zeta / dz$ no es cero. Los lugares donde $d\zeta / dz = 0$ son llamados puntos críticos del mapeo, [7].

El nombre de transformación conforme denota el hecho de que el ángulo formado por la intersección de dos líneas en el plano z no cambia cuando estas líneas son transformadas dentro del plano ζ .

En la figura 2.5 el punto P en el plano z tiene una cierta línea que pasa a través de éste. A lo largo de esta línea el incremento diferencial dz podría estar dado en forma polar como

$$dz = |dz|e^{i\alpha} \quad (2.22)$$

donde α es la inclinación de la línea en el punto P . Una cierta transformación $f(z)$ mapea a P' y el incremento $d\zeta$ en el punto P' e incremento diferencial $d\zeta$ en el plano ζ

$$d\zeta = |d\zeta|e^{i\beta} \quad (2.23)$$

dividiendo estas expresiones se tiene que:

$$\frac{|d\zeta|}{|dz|} = f'(z) = \frac{|d\zeta|e^{i\beta}}{|dz|e^{i\alpha}} = \frac{|d\zeta|}{|dz|} e^{i(\beta-\alpha)} \quad (2.24)$$

Esta ecuación presenta la derivada de $f(z)$ en forma polar; la magnitud de $f'(z)$ es el factor de extensión $|d\zeta / dz|$ de la línea a través de P , mientras el ángulo $(\beta - \alpha)$ es la suma del ángulo de rotación cuando la línea esta sujeta a cuando esta es transformada del plano z al plano ζ .

Puesto que $f'(z)$ es independiente de la dirección de dz , todas las líneas a través de P son extendidas por él mismo y rotadas a través del mismo ángulo. Por eso, dos líneas cualesquiera a través de P son mapeadas dentro de dos líneas rotadas con el mismo ángulo, y conservan el mismo ángulo en el plano ζ .

Un punto crítico en la transformación ocurre cuando $f'(z) = 0$. Las partes real e imaginaria son entonces cero, implicando que la magnitud es cero y la dirección es indeterminada. En puntos críticos las líneas a través de P podrían ser rotadas por diferentes ángulos cuando ellas son transformadas en el plano ζ .

El resultado anterior nos permite en una gran variedad de casos simplificar la determinación de campos de flujo con potencial.

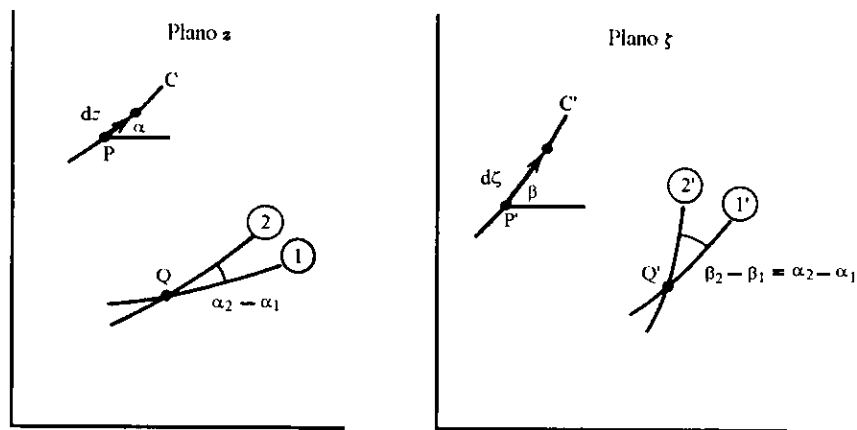


Figura 2.5.- Curvas mapeadas por una transformación conforme

En base a esta teoría se ha dado solución a numerosos problemas de la hidráulica, entre ellos el diseño de cubetas deflectoras y superficies poliédricas al pie de un vertedor, como la hacen Tio - Chun Chen y Yun Sheng Yu, y Arreguín, [8, 9, 10], quienes desarrollaron un método para flujo establecido, bidimensional a través de superficies curvas y poliédricas, respectivamente, despreciando los efectos de la gravedad.

Primeramente se presenta el método propuesto por Tio - Chun Chen y Yun Sheng Yu para cubetas deflectoras.

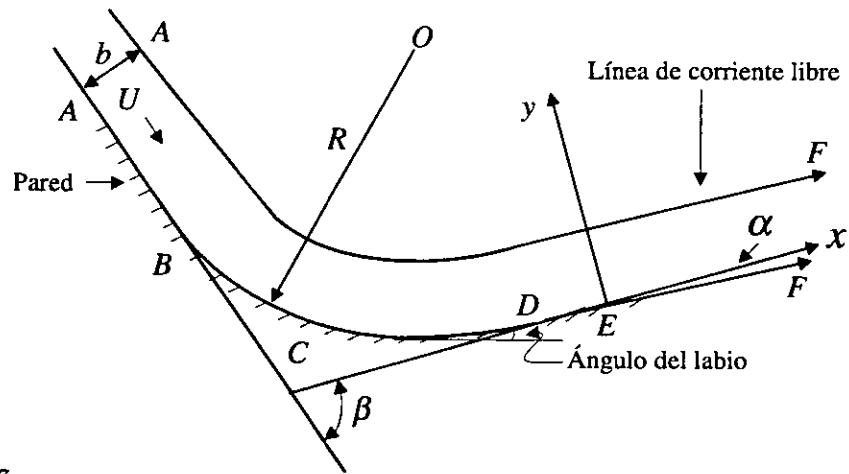
2.1.2.1 Flujo a través de una cubeta deflectora: El diseño de una cubeta deflectora implica en primera instancia, que se lleve a cabo la determinación de la distribución de presión y el perfil del agua para un gasto de diseño dado, lo cual generalmente se ha realizado por medio de estudios realizados en modelos físicos, incrementándose así los costos debido al largo periodo de tiempo que lleva realizar estos estudios. Por tal motivo, se han desarrollado métodos analíticos para dar solución a este problema, los cuales se basan en la teoría de flujo potencial, utilizando la técnica de transformación conforme.

La figura 2.6(a) muestra el plano físico de la cubeta deflectora, (plano z), donde un flujo con potencial pasa por una pared fija con dos secciones rectas (en el caso más general) AB y DE , unidas por una curva suave (usualmente un arco de circunferencia), BCD , b y U son el tirante y la velocidad con que se aproxima el flujo uniforme, R es el radio de curvatura, β es la deflexión del punto B al D ; AF y EF son el perfil libre desconocido. La dificultad peculiar de este problema es que la velocidad a lo largo de la frontera sólida BCD no es necesariamente constante, en realidad en el punto C ocurre la velocidad mínima.

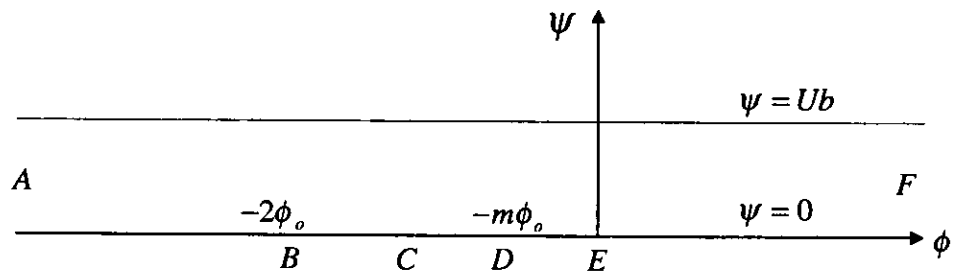
El problema consiste en determinar la distribución de presión a lo largo de la pared y las formas de las líneas de corriente libres (AF y EF), cuando la geometría del vertedor y el gasto de descarga son dados.

Este análisis desprecia los efectos de la gravedad y utiliza la transformación conforme, así como el teorema de Woods para establecer una ecuación integral que permita conocer la velocidad compleja, dicha integral se resuelve numéricamente por un proceso iterativo, y consecuentemente se conoce la distribución de presión y el perfil de las líneas de corriente.

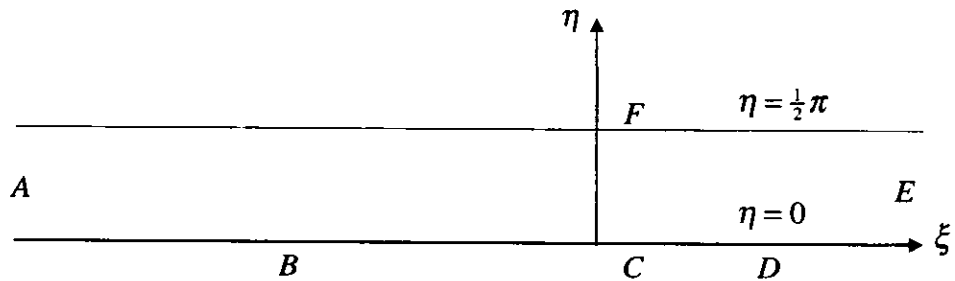
La aplicación directa de la transformación conforme sugiere asociar el flujo del plano z , con un flujo uniforme del plano w , figura 2.6(b). El inconveniente de esto es que la función $w = f(z)$ no se conoce y al no conocer esta función no es posible conocer las componentes de la velocidad compleja u y v , (ec. 2.18).



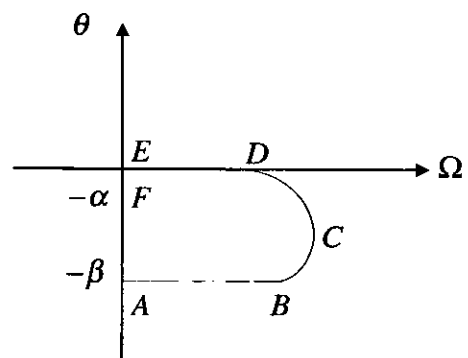
(a) Plano z



(b) Plano w



(c) Plano τ



(d) Plano T

Figura 2.6.- Planos de transformación de un flujo sobre una cubeta deflectora

Por lo anterior es necesario utilizar el teorema de Woods (Apéndice B) que permite evaluar una función $T(\tau) = \Omega + i\theta$ en cualquier parte de su dominio $\tau = \xi + i\eta$, si esta es analítica en $-\infty < \xi < \infty$ y $0 \leq \eta \leq h$, y tiene un número finito de singularidades en $\eta = 0$ y $\eta = h$.

El procedimiento usual para este tipo de problemas establece mapear en tres planos, figura 2.6(b), 2.6(c), 2.7(d):

- El plano del potencial complejo $w = \varphi + i\psi$, figura 2.6(b).
- Plano intermedio τ dispuesto de modo que el flujo mapea dentro del interior de una banda infinita, como el plano w .
- El plano T , figura 2.6(d). En el cual la velocidad compleja es:

$$T = \ln\left(U \frac{dz}{dw}\right) \quad (2.25)$$

donde:

U es la velocidad de aproximación (medida en un punto lejano de la curva)

$\frac{dw}{dz}$ es la velocidad compleja

Sustituyendo (2.21) en la ecuación (2.25) se tiene que

$$T = \ln\left(\frac{U}{q} e^{i\theta}\right) = \ln\left(\frac{U}{q}\right) + i\theta \quad (2.26)$$

Ahora sustituyendo la ecuación (2.26) en la ecuación $T(\tau) = \Omega + i\theta$ se obtiene

$$\Omega = \ln\left(\frac{U}{q}\right) \quad (2.27)$$

$$\theta = \theta \quad (2.28)$$

Además puede establecerse el dominio de la función (ec. 2.25) en el plano complejo w y evaluar $T(\tau)$ en los diferentes puntos de éste e igualar sus componentes con las componentes de la velocidad del plano z .

Para que el plano w satisfaga las condiciones del teorema de Woods se transforma el plano w en el plano τ , figura 2.6(c), tal que este cumpla con las condiciones del teorema de Woods, la transformación puede ser realizada usando el teorema de Schwarz - Christoffel (Apéndice B); y la ecuación final es:

$$\exp(-2\tau) = \exp\left(-\frac{\pi w}{h}\right) - 1 \quad (2.29)$$

en la cual $h = bU$ es la descarga por unidad de longitud del vertedor.

A lo largo de AE , figura 2.6(c), $\eta = 0$ por lo que $\tau = \xi'$, y $w = \phi'$ ya que $\psi = 0$ (figura 2.6(b)), por lo tanto, se tiene que

$$\exp(\xi') = \left[\exp\left(-\frac{\pi\phi'}{h}\right) - 1 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (2.30)$$

Multiplicando la ecuación (2.29) por la (2.30) conduce a

$$\exp(\xi' - \tau) = \left[\frac{\exp\left(-\frac{\pi w}{h}\right) - 1}{\exp\left(-\frac{\pi\phi'}{h}\right) - 1} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.31)$$

Tomando $h = \pi/2$ entonces la ecuación (B.2) puede escribirse como sigue:

$$T(\tau) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \{ \theta_o(\xi') \cos ech(\xi' - \tau) + \Omega_h(\xi') \sec h(\xi' - \tau) \} d\xi' \quad (2.32)$$

Nótese que al hacer $h = \pi / 2$, la función $\Omega_h = 0$. Esto es porque en la línea, $\eta = h = \pi / 2$, coinciden las líneas de corriente libres AF y EF , (debido a la transformación realizada), en las cuales se cumple que $U = q$ y por tanto de la ecuación (2.27) $\Omega = Ln(U / q) = 0$ lo que implica que $\Omega_h = 0$, entonces la ecuación (2.32) resulta ser:

$$T(\tau) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \theta_o(\xi') \cos ech(\xi' - \tau) d\xi' \quad (2.33)$$

Integrando la ecuación (2.33) por partes y sustituyendo la ecuación (2.31) en esta se tiene que:

$$T(w) = - \left\{ \frac{2}{\pi} \theta_o(\phi') \tanh^{-1} \left[\frac{\exp\left(-\frac{\pi w}{h}\right) - 1}{\exp\left(-\frac{\pi \phi'}{h}\right) - 1} \right]^{\frac{1}{2}} \right\}_{\phi'=-\infty}^{\phi'=0} + \frac{2}{\pi} \int_{\phi'=-\infty}^0 \tanh^{-1} \left[\frac{\exp\left(-\frac{\pi w}{h}\right) - 1}{\exp\left(-\frac{\pi \phi'}{h}\right) - 1} \right] d\theta_o \quad (2.34)$$

Valuando el primer término de la ecuación (2.34) se obtiene que en el punto E ($\phi' = 0$) $\theta_o = 0$, y en el punto A ($\phi' = -\infty$) $\tanh^{-1}(0) = 0$ por lo que la ecuación (2.34) se reduce a

$$T(w) = \frac{2}{\pi} \int_{\phi'=-\infty}^0 \tanh^{-1} \left[\frac{\exp\left(-\frac{\pi w}{h}\right) - 1}{\exp\left(-\frac{\pi \phi'}{h}\right) - 1} \right]^{\frac{1}{2}} d\theta_o \quad (2.35)$$

La ecuación (2.35) puede también ser expresada explícitamente en términos de la velocidad potencial haciendo uso de la siguiente identidad

$$d\theta_0 = \frac{d\theta_0}{ds} \frac{ds}{d\phi'} d\phi' = -\frac{d\phi'}{Rq} \quad (2.36)$$

donde:

s es la distancia medida a partir de E a lo largo de la pared;

$\frac{d\phi'}{ds} = q$, es el módulo de la velocidad, y

$\frac{ds}{d\theta} = R$, es el radio de curvatura.

Sustituyendo la ecuación (2.36) dentro de la ecuación (2.35) y separando los límites de integración conduce a

$$\begin{aligned} T(w) = & -\frac{2}{\pi} \int_{-\infty}^{-2\phi_0} \frac{1}{Rq} \tanh^{-1} \left[\frac{\exp\left(-\frac{\pi w}{h}\right) - 1}{\exp\left(-\frac{\pi \phi'}{h}\right) - 1} \right]^{\frac{1}{2}} d\phi' - \\ & -\frac{2}{\pi} \int_{-2\phi_0}^{-m\phi_0} \frac{1}{Rq} \tanh^{-1} \left[\frac{\exp\left(-\frac{\pi w}{h}\right) - 1}{\exp\left(-\frac{\pi \phi'}{h}\right) - 1} \right]^{\frac{1}{2}} d\phi' - \\ & -\frac{2}{\pi} \int_{-m\phi_0}^0 \frac{1}{Rq} \tanh^{-1} \left[\frac{\exp\left(-\frac{\pi w}{h}\right) - 1}{\exp\left(-\frac{\pi \phi'}{h}\right) - 1} \right]^{\frac{1}{2}} d\phi' \end{aligned} \quad (2.37)$$

en donde $0 \leq m < 2$.

en la cual el valor de m depende de la longitud de DE en la figura 2.6(a). En los intervalos $-\infty < \phi' < -2\phi_0$ y $-m\phi_0 < \phi' < 0$, esto es a lo largo de la zona de aproximación AB y de salida, DE respectivamente, el radio de curvatura se hace infinito ($R \rightarrow \infty$). Por tal motivo, el primer y tercer término del lado derecho de la ecuación (2.37) tienden a cero, por lo que

$$T(w) = -\frac{2}{\pi} \int_{-2\phi_0}^{-m\phi_0} \frac{1}{Rq} \tanh^{-1} \left[\frac{\exp\left(-\frac{\pi w}{h}\right) - 1}{\exp\left(-\frac{\pi \phi'}{h}\right) - 1} \right]^{\frac{1}{2}} d\phi' \quad (2.38)$$

Nótese que en esta ecuación, ϕ' , es una variable de integración muda que no debe confundirse con ϕ .

Por conveniencia, la ecuación (2.38) es transformada en la siguiente forma adimensional

$$\Omega + i\theta = -\frac{2}{\pi^2} \int_{-2}^{-m} \frac{M}{R'q'} \tanh^{-1} \left\{ \frac{\exp[-M(t'+if)] - 1}{\exp(-Mt_o') - 1} \right\}^{\frac{1}{2}} dt_o' \quad (2.39)$$

en la cual $R' = R/b$, $t_o' = \phi'/\phi_0$, $M = \pi\phi_0/bU$, $q' = q/U$, $t' = \phi/\phi_0$, y $f = \psi/\phi_0$. La ecuación (2.39) es la ecuación integral básica para obtener la velocidad compleja, T , y puede ser usada para determinar la distribución de velocidad, para posteriormente calcular la presión y la geometría de las líneas de corriente, si el radio de la curva R , la deflexión de la curva β , la magnitud de la velocidad de aproximación U y el tirante b son dados, figura 2.6(a).

Para cubetas deflectoras la sección curva BCD , es un arco circular, y R' es una constante para un flujo dado. También, M es una constante para un flujo dado y la forma de la pared. Sin embargo, el valor correcto de M es desconocido a priori, porque el correspondiente

valor de ϕ_0 para el valor deseado de β es desconocido y deberá ser asumido al inicio de los cálculos.

La ecuación (2.39) toma diferentes formas para un mismo flujo a lo largo de la pared AE y las líneas de corriente EF y AF : Esto es,

1. A lo largo de AE , $\psi = 0$, y

$$\Omega + i\theta = -\frac{2M}{\pi^2 R'} \int_{-2}^{-m} \frac{1}{q'} \tanh^{-1} \left[\frac{\exp(-Mt') - 1}{\exp(-Mt_o') - 1} \right]^{\frac{1}{2}} dt_o' \quad (2.40)$$

en la cual $-\infty < t' \leq 0$.

2. A lo largo de la línea de corriente inferior EF se tiene que $\psi = 0$ y además $U = q$ por lo que $\Omega = 0$, de modo que la ecuación toma la siguiente forma

$$\theta = -\frac{2M}{\pi^2 R'} \int_{-2}^{-m} \frac{1}{q'} \tan^{-1} \left[\frac{1 - \exp(-Mt')}{\exp(-Mt_o') - 1} \right]^{\frac{1}{2}} dt_o' \quad (2.41)$$

en la cual $0 \leq t' < \infty$.

3. A lo largo de la línea de corriente superior AF se tiene que $U = q$ y por lo tanto $\Omega = 0$, además de que $f = h / \phi_0$

$$\theta = -\frac{2M}{\pi^2 R'} \int_{-2}^{-m} \frac{1}{q'} \tan^{-1} \left[\frac{\exp(-Mt') + 1}{\exp(-Mt_o') - 1} \right]^{\frac{1}{2}} dt_o' \quad (2.42)$$

en la cual $-\infty < t' < \infty$.

Para cubetas deflectoras, E y D coinciden, y $m=0$; los límites superiores de las integrales de las ecuaciones (2.40), (2.41), y (2.42) deberían ser reemplazados por cero.

Una vez que la relación entre la velocidad y la velocidad potencial es conocida, la correspondiente localización donde se calcula la velocidad, puede ser encontrada de $q = d\phi / ds$, o expresada en forma de una integral adimensional como

$$\int_0^{t'} dt' = \frac{\pi}{M} \int_0^{s'} q' ds' \quad (2.43)$$

en la cual $s' = s/b$.

A lo largo de la línea de corriente $q' = 1$, y la ecuación (2.43) llega a ser

$$t' = s' \frac{\pi}{M} \quad (2.44)$$

De los parámetros adimensionales $\phi = t\phi_o$, $d\phi = \phi dt'$, $R = R'b$, $q = q'U$ y $\phi_o = MbU / \pi$ la ecuación (2.34) puede ser expresada como

$$\int_0^{\theta} d\theta = -\frac{M}{\pi R'} \int_0^{t'} \frac{1}{q'} dt' \quad (2.45)$$

En particular, integrando la ecuación (2.45) en el intervalo $-2\phi_o \leq \phi' \leq -m\phi_o$ ($-2 \leq t' \leq -m$), se obtiene la deflexión β

$$\beta = -\frac{M}{\pi R'} \int_{-m}^{-2} \frac{1}{q'} dt' \quad (2.46)$$

En este momento se tienen todos los elementos necesarios para valuar $T(\tau)$ y localizar todos los puntos en el plano z a que corresponden dichas velocidades.

Por otro lado la distribución de presión puede encontrarse utilizando el coeficiente de presión

$$C_p = 1 - \left(\frac{q}{U}\right)^2 \quad (2.47)$$

Finalmente, dados los valores de R' , M y m la distribución de velocidad para la cubeta deflectora de un vertedor pueden obtenerse resolviendo por iteraciones la ecuación (2.39), ya que el módulo de la velocidad q está implícito en dicha ecuación; y la distribución de presión puede obtenerse utilizando la ecuación (2.47).

Tio Chun Chen y Yun Sheng Yu realizaron una comparación de la distribución de presión obtenida con el método propuesto contra datos experimentales de dos cubetas deflectoras, obteniendo que los resultados teóricos son semejantes a lo medidos en modelo, existiendo una discrepancia máxima del 10%.

2.1.2.2 Superficies poliédricas: Arreguín [10] analizó el comportamiento del flujo en superficies poliédricas de 2 y 3 tramos, desarrollando un modelo utilizando la transformación de Schwarz - Christoffel, en el cual hizo las siguientes hipótesis:

1. La influencia de la gravedad es despreciable dentro de la superficie poliédrica debido a que en flujos de alta velocidad las fuerzas inerciales son mayores que las gravitacionales.
2. La influencia de la viscosidad es despreciable dentro de la superficie poliédrica, ya que las fuerzas inerciales son mayores que las viscosas, lo que normalmente pasa en estructuras deflectoras.

3. Se acepta una distribución de velocidad uniforme en la aproximación de la superficie poliédrica, debido a que normalmente la capa límite se ha desarrollado totalmente.

Se presentarán los análisis para las superficies poliédricas de 2 y 3 tramos al pie de un vertedor. Primeramente se presenta el análisis para la superficie poliédrica de dos tramos, (figura 2.7).

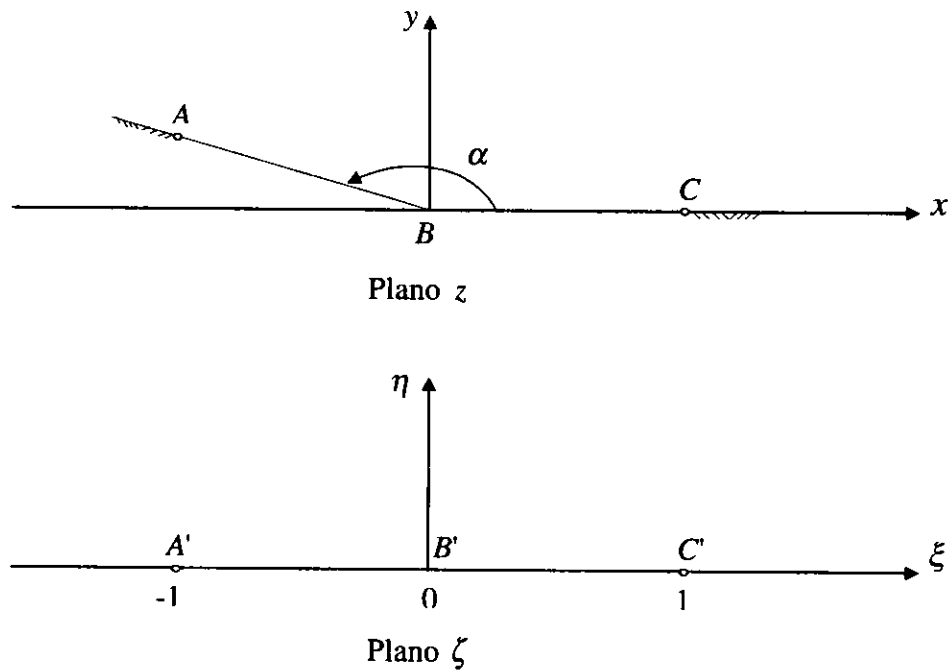


Figura 2.7.- Superficie poliédrica de dos tramos

Utilizando el teorema de Schwarz - Christoffel (Apéndice B) el interior del polígono, plano z , se puede mapear en el semiplano superior del plano ζ , mediante la ecuación

$$\frac{dz}{d\zeta} = A(\zeta)^{\alpha-1} \quad (2.48)$$

donde A es una constante.

Integrando la ecuación (2.48)

$$\int dz = A \int (\zeta)^{\frac{\alpha}{\pi}-1} d\zeta \quad (2.49)$$

$$z = A \frac{\pi}{\alpha} \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}} + B \quad (2.50)$$

Las constantes A y B se obtienen de las condiciones de frontera:

- Para el punto B , $z = 0$ y $\zeta = 0$ por lo que $B = 0$
- Para el punto C , $z = \overline{BC} = b$ y $\zeta = 1$ por lo que $A = \frac{b\alpha}{\pi}$

Entonces la ecuación (2.50) toma la siguiente forma:

$$z = b \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}} \quad (2.51)$$

$$\zeta = \left(\frac{z}{b} \right)^{\frac{\pi}{\alpha}} \quad (2.52)$$

El potencial complejo en el plano ζ es $w(\zeta) = U_o \zeta$, donde U_o es la velocidad media de aproximación en el plano.

$$w(z) = U_o \left(\frac{z}{b} \right)^{\frac{\pi}{\alpha}} \quad (2.53)$$

z en coordenadas polares es:

$$z = r e^{i\theta} = r \cos \theta + i r \sin \theta \quad (2.54)$$

sustituyendo la ecuación (2.54) dentro de la ecuación (2.53) se obtiene

$$w(z) = U_o \frac{[r \cos \theta + ir \operatorname{sen} \theta]^{\frac{\pi}{\alpha}}}{b^{\frac{\pi}{\alpha}}} \quad (2.55)$$

$$= \frac{U_o r^{\frac{\pi}{\alpha}}}{b^{\frac{\pi}{\alpha}}} (\cos \theta + i \operatorname{sen} \theta)^{\frac{\pi}{\alpha}} \quad (2.56)$$

Aplicando el teorema de Moivre

$$w(z) = \frac{U_o r^{\frac{\pi}{\alpha}}}{b^{\frac{\pi}{\alpha}}} \left(\cos \frac{\pi \theta}{\alpha} + i \operatorname{sen} \frac{\pi \theta}{\alpha} \right) \quad (2.57)$$

dado que $w(z) = \phi + i\psi$ entonces se pueden obtener las equipotenciales y las líneas de corriente, respectivamente.

$$\phi = U_o \left(\frac{r}{b} \right)^{\frac{\pi}{\alpha}} \cos \frac{\pi \theta}{\alpha} = cte \quad (2.58)$$

$$\psi = U_o \left(\frac{r}{b} \right)^{\frac{\pi}{\alpha}} \operatorname{sen} \frac{\pi \theta}{\alpha} = cte \quad (2.59)$$

Derivando la ecuación (2.53) con respecto de z se obtiene la velocidad compleja.

$$\frac{dw}{dz} = U_o \left(\frac{\pi}{\alpha} \right) \left(\frac{z}{b} \right)^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} \quad (2.60)$$

Ahora sustituyendo la ecuación (2.54) en la (2.60) se tiene que:

$$\frac{dw}{dz} = U_o \left(\frac{\pi}{\alpha} \right) \left(\frac{r e^{i\theta}}{b} \right)^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} \quad (2.61)$$

$$= U_o \left(\frac{\pi}{\alpha} \right) \left(\frac{1}{b} \right)^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} [r \cos \theta + i r \sin \theta]^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} \quad (2.62)$$

$$= U_o \left(\frac{\pi}{\alpha} \right) \left(\frac{1}{b} \right)^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} [r^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} \cos(\frac{\pi}{\alpha} - 1)\theta + i r^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} \sin(\frac{\pi}{\alpha} - 1)\theta] \quad (2.63)$$

Si $C = U_o \left(\frac{\pi}{\alpha} \right) \left(\frac{1}{b} \right)^{\frac{\pi}{\alpha} - 1}$ se tiene que la velocidad compleja es:

$$\frac{dw}{dz} = C [r^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} \cos(\frac{\pi}{\alpha} - 1)\theta + i r^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} \sin(\frac{\pi}{\alpha} - 1)\theta] \quad (2.64)$$

entonces, la magnitud de la velocidad compleja es:

$$q = \sqrt{(Cr^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} \cos(\frac{\pi}{\alpha} - 1)\theta)^2 + (Cr^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} \sin(\frac{\pi}{\alpha} - 1)\theta)^2} \quad (2.65)$$

$$= \sqrt{(Cr^{\frac{\pi}{\alpha} - 1})^2 \{ \cos^2(\frac{\pi}{\alpha} - 1)\theta + \sin^2(\frac{\pi}{\alpha} - 1)\theta \}} \quad (2.66)$$

pero $(\cos(\frac{\pi}{\alpha} - 1)\theta)^2 + (\sin(\frac{\pi}{\alpha} - 1)\theta)^2 = 1$ entonces:

$$q = \sqrt{(Cr^{\frac{\pi}{\alpha} - 1})^2} \quad (2.67)$$

$$= Cr^{\frac{\pi}{\alpha} - 1} \quad (2.68)$$

La distribución de presión puede calcularse aplicando la ecuación de Bernoulli ($q = V_o$)

$$\frac{P}{\rho} + \frac{V^2}{2} = cte = \frac{P_{\infty}}{\rho} + \frac{V_o^2}{2} = \frac{P_o}{\rho} \quad (2.69)$$

donde:

P_{∞} = presión donde la velocidad vale V_o ;

P_o = presión de estancamiento en cualquier punto donde V sea cero, y

V_o = velocidad en el punto de interés.

Ahora siguiendo el mismo procedimiento para una superficie poliédrica de tres lados como la que se muestra en la (figura 2.8), se tiene que la transformación de Schwarz Christoffel es:

$$\frac{dz}{d\zeta} = A(\zeta + 1)^{\frac{\alpha}{\pi}-1} (\zeta)^{\frac{\alpha}{\pi}-1} \quad (2.70)$$

Integrando la ecuación (2.70) se tiene que:

$$\int dz = A \int (\zeta + 1)^{\frac{\alpha}{\pi}-1} (\zeta)^{\frac{\alpha}{\pi}-1} d\zeta \quad (2.71)$$

$$z = A \int (\zeta + 1)^{\frac{\alpha}{\pi}-1} (\zeta)^{\frac{\alpha}{\pi}-1} d\zeta + B \quad (2.72)$$

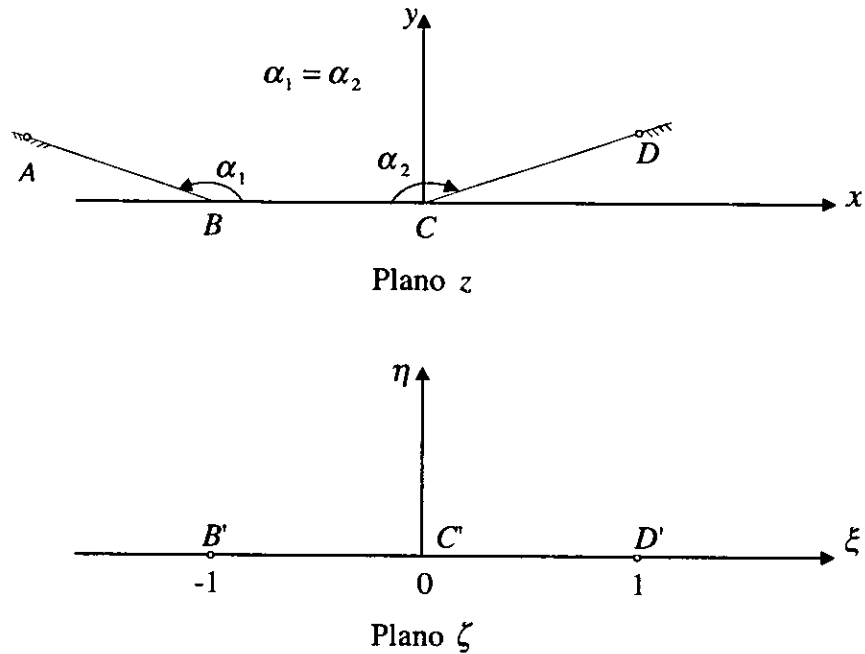


Figura 2.8.- Superficie poliédrica de tres tramos

El término $(\zeta + 1)^{\frac{\alpha}{\pi} - 1}$ se puede desarrollar en serie utilizando el teorema binomial

$$\begin{aligned}
 (\zeta + 1)^{\frac{\alpha}{\pi} - 1} = & 1 + \left(\frac{\alpha}{\pi} - 1\right)\zeta + \frac{\left(\frac{\alpha}{\pi} - 1\right)\left(\frac{\alpha}{\pi} - 2\right)\zeta^2}{2!} + \frac{\left(\frac{\alpha}{\pi} - 1\right)\left(\frac{\alpha}{\pi} - 2\right)\left(\frac{\alpha}{\pi} - 3\right)\zeta^3}{3!} + \dots \\
 & + \frac{\left(\frac{\alpha}{\pi} - 1\right)\left(\frac{\alpha}{\pi} - 2\right)\dots\left(\frac{\alpha}{\pi} - 1 - n + 1\right)\zeta^n}{n!} + \dots +
 \end{aligned} \tag{2.73}$$

Simplificando la ecuación (2.73) se tiene que:

$$C_1 = \frac{\alpha}{\pi} - 1 \tag{2.74}$$

$$C_2 = \frac{\left(\frac{\alpha}{\pi} - 1\right)\left(\frac{\alpha}{\pi} - 2\right)}{2!} \quad (2.75)$$

$$C_3 = \frac{\left(\frac{\alpha}{\pi} - 1\right)\left(\frac{\alpha}{\pi} - 2\right)\left(\frac{\alpha}{\pi} - 3\right)}{3!} \quad (2.76)$$

$$C_n = \frac{\left(\frac{\alpha}{\pi} - 1\right)\left(\frac{\alpha}{\pi} - 2\right)\left(\frac{\alpha}{\pi} - 3\right)\dots\left(\frac{\alpha}{\pi} - n\right)}{n!} \quad (2.77)$$

sustituyendo las ecuaciones de la (2.74 – 2.77) en la ecuación (2.72), esta se puede escribir como:

$$z = A \int (\zeta)^{\frac{\alpha}{\pi}-1} (1 + C_1 \zeta + C_2 \zeta^2 + C_3 \zeta^3 + \dots + C_n \zeta^n) d\zeta + B \quad (2.78)$$

$$= A \int \left(\zeta^{\frac{\alpha}{\pi}-1} + C_1 \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}} + C_2 \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+1} + C_3 \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+2} + \dots + C_n \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}-1+n} \right) d\zeta + B \quad (2.79)$$

$$= A \left(\frac{\zeta^{\frac{\alpha}{\pi}}}{(\frac{\alpha}{\pi})} + \frac{C_1 \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+1}}{(\frac{\alpha}{\pi}+1)} + \frac{C_2 \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+2}}{(\frac{\alpha}{\pi}+2)} + \frac{C_3 \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+3}}{(\frac{\alpha}{\pi}+3)} + \dots + \frac{C_n \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+n}}{(\frac{\alpha}{\pi}+n)} \right) + B \quad (2.80)$$

Se obtienen las constantes A y B de la ecuación (2.80) con las condiciones de frontera:

- Para el punto C , $z = 0$ y $\zeta = 0$ por lo que $B = 0$
- Para el punto B , $z = \overline{BC} = a$ y $\zeta = -1$ por lo que

$$A = \frac{\overline{BC}}{\left(\frac{(-1)^{\frac{\alpha}{\pi}}}{(\frac{\alpha}{\pi})} + \frac{C_1(-1)\zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+1}}{(\frac{\alpha}{\pi}+1)} + \frac{C_2(-1)^{\frac{\alpha}{\pi}+2}}{(\frac{\alpha}{\pi}+2)} + \frac{C_3(-1)^{\frac{\alpha}{\pi}+3}}{(\frac{\alpha}{\pi}+3)} + \dots + \frac{C_n(-1)^{\frac{\alpha}{\pi}+n}}{(\frac{\alpha}{\pi}+n)} \right)} \quad (2.81)$$

Haciendo que:

$$K_1 = \pi/\alpha \quad (2.82)$$

$$K_2 = \frac{C_1}{(\frac{\alpha}{\pi}+1)} \quad (2.83)$$

$$K_3 = \frac{C_2}{(\frac{\alpha}{\pi}+2)} \quad (2.84)$$

$$K_4 = \frac{C_3}{(\frac{\alpha}{\pi}+3)} \quad (2.85)$$

$$K_n = \frac{C_n}{(\frac{\alpha}{\pi}+n)} \quad (2.86)$$

Entonces la ecuación general será:

$$z = A \left(K_1 \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}} + K_2 \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+1} + K_3 \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+2} + K_4 \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+3} + \dots + K_n \zeta^{\frac{\alpha}{\pi}+n} \right) \quad (2.87)$$

El potencial complejo en el plano ζ es

$$w(\zeta) = U_o \zeta \quad (2.88)$$

por lo que:

$$w(z) = U_o f(z) \quad (2.89)$$

obteniendo $f(z) = \zeta$ de la ecuación (2.87).

En forma análoga al caso anterior las equipotenciales y las líneas de corriente se pueden calcular como sigue:

$$w(z) = U_o \zeta = U_o f(z) = \phi + i\psi \quad (2.90)$$

y la velocidad compleja será $\frac{dw}{dz}$ cuya magnitud es q . Pudiéndose obtener finalmente la distribución de presión aplicando la ecuación de Bernoulli (ec. 2.69).

Arreguín [10], realizó una comparación de la distribución de presión obtenida teóricamente por el criterio propuesto contra mediciones hechas en un modelo físico, obteniendo resultados aceptables.

El diseño teórico propuesto tiene como limitante, que en las esquinas las presiones son muy grandes, lo que pudiera causar problemas debido al efecto dinámico que se produce en la superficie poliédrica y su repercusión sobre la cimentación. Una solución a este problema es el anclaje de la obra que mejore la estabilidad de la misma, la cual tendría además como ventaja la protección de la obra contra la socavación al pie de la misma.

2.2 Flujo controlado

Al contrario del flujo libre, el flujo controlado es aquél que permite mediante el uso de dispositivos externos apropiados, controlar el movimiento del fluido en una estructura, permitiendo un mejor funcionamiento de la misma, de tal manera que se eviten efectos peligrosos como vibraciones, erosión y cavitación.

Un ejemplo de lo anterior son los aireadores, los cuales se utilizan para evitar los daños de cavitación producidos por flujos de alta velocidad en estructuras hidráulicas (vertedores y túneles).

2.2.1 Aireadores

Cuando la velocidad del flujo en un vertedor o en un túnel excede de 20 m/s puede ocasionar daños por cavitación no solo atrás de obstáculos o cambios de dirección, sino aun en los recubrimientos. Esto último ha llevado a que se recomienden acabados superficiales totalmente irrealizables en la práctica.

Por lo que se ha propuesto la aireación como una solución alternativa del problema de cavitación, ya que la entrada de aire a través de la superficie libre del agua podría proteger el piso del vertedor del daño por cavitación si el proceso de aireación en la superficie libre provee una suficiente concentración de aire cercana al fondo del vertedor ($C > 7\%$). Si no existe suficiente superficie de aireación (p. ej. aguas abajo de una compuerta) o si la tolerancia del acabado final requerido para evitar la cavitación no es muy severa, y existen velocidades altas (p. ej. $V > 20\text{ m/s}$), entonces el aire puede ser introducido artificialmente por medio de mecanismos llamados aireadores, localizados en el piso del vertedor y en algunas ocasiones en las paredes, [11, 12, 13].

En la figura 2.9 se presenta la geometría de los dispositivos aireadores, así como los principales tipos y algunas formas de ventanas de aireación. Como puede observarse en la figura, el escalón, el deflector, y la ranura o una combinación de ellos, son las formas más comunes para lograr la separación del agua de la plantilla del vertedor.

El escalón es muy recomendable en estructuras nuevas, ya que produce menos disturbios en el flujo, sin embargo la depresión causada generalmente es insuficiente para proteger la superficie de daños en una buena distancia, debido a la poca exposición de la lámina inferior del aire; al combinarse con pequeños deflectores su eficiencia aumenta considerablemente.

El deflector se ha utilizado en estructuras existentes que han sufrido daños, y son útiles para gastos considerables; normalmente se combina con ranuras o escalones para incrementar la demanda de aire que generaría uno de ellos en forma independiente. Un deflector introduce grandes cantidades de aire, pero genera violentos choques de ondas aguas abajo, siendo su eficiencia muy sensible al incremento del caudal o del tirante.

Las ranuras son utilizadas comúnmente en túneles y a la salida de compuertas de alta carga (p. ej. desagües de fondo). Tienen la ventaja de que el suministro de aire a través de la ranura se obtiene con un arreglo sencillo, pero tiene la desventaja de que se ahoga con gastos pequeños, provocando áreas expuestas al cortante de poca longitud, además de que su drenaje es deficiente.

En general estos tipos de estructuras no se utilizan en forma aislada sino como una combinación de 2 ó 3 de ellas. Usualmente una combinación de un deflector, un escalón y una ranura dan el mejor diseño, [12, 13].

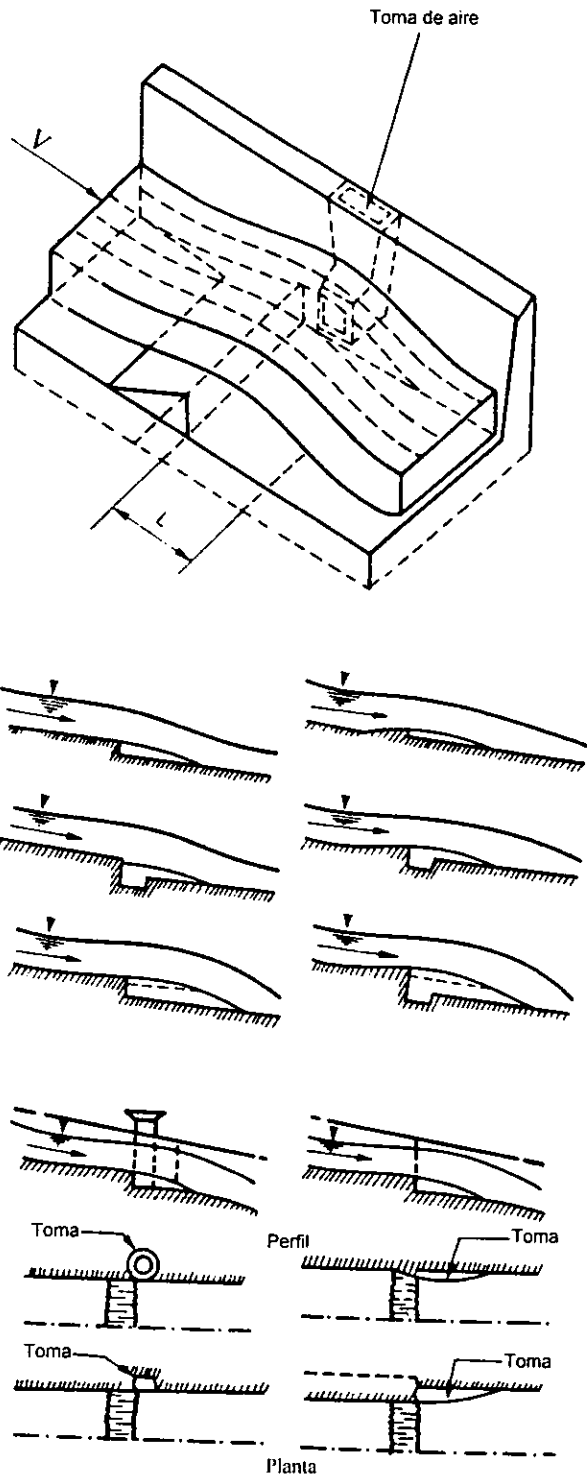


Figura 2.9.- Geometría de los dispositivos aireadores

Chanson en 1990 [12] mostró que la entrada de aire encima de un aireador (Fig. 2.10) es caracterizada por:

1. La entrada de aire a través de la parte superior e inferior de la superficie libre del chorro de agua, llamada entrada de la napa.
2. Entrada del chorro revertido en la intersección del chorro de agua y los remolinos.
3. La recirculación del aire en las cavidades bajo el chorro de agua. El estudio de los diferentes mecanismos es complejo a causa de la interacción de los diferentes procesos de entrada de aire.

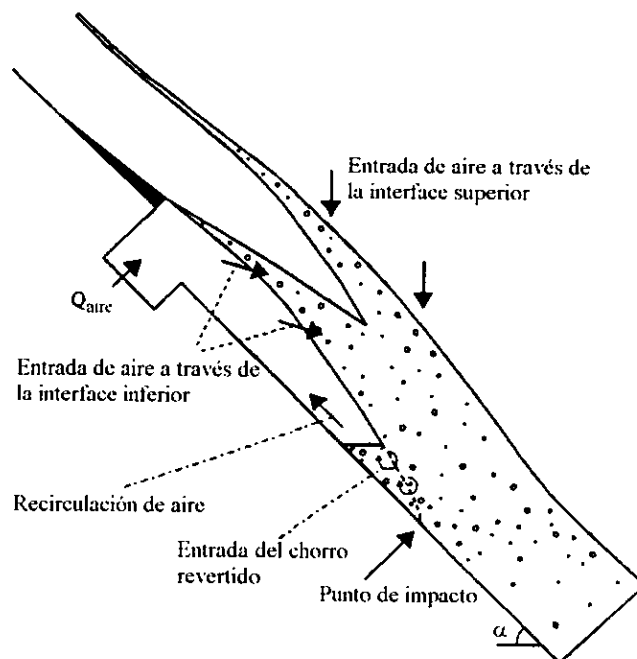


Figura 2.10.- Entrada de aire a través de un aireador

El mecanismo de aireación consiste en que al despegarse el chorro de agua de la superficie de la obra éste es turbulento, y si la energía de turbulencia del chorro es mayor que la tensión superficial del agua se iniciará la inclusión de aire, de la misma forma que en la aireación natural. La concentración de aire será máxima inmediatamente después del impacto del chorro con la superficie del vertedor, disminuyendo aguas abajo debido al ascenso de las burbujas de aire.

Dos de las variables más importantes en el proceso de inclusión de aire con estos dispositivos son la velocidad del chorro y la longitud de la cavidad del chorro que se forma bajo él. Debido a que las presiones en esta cavidad son inferiores a la atmosférica, no es fácil calcular esa longitud, pues el chorro es muy sensible a esta depresión y a lo largo de la cavidad disminuye.

Para que funcione el aireador se necesita que el flujo lleve una cierta velocidad, si ésta no es suficiente, para tirantes mayores el chorro se pegará al piso y no incluirá aire en este caso; para tirantes muy grandes el aireador puede iniciar la cavitación en lugar de airear, [14].

Sin embargo, a pesar de la relativa gran cantidad de aireadores construidos, no existen criterios definidos para determinar su geometría, ubicación, y las condiciones de inicio de funcionamiento.

Uno de los aspectos que debe revisarse una vez que el flujo se ha aireado, es el incremento del tirante, pues éste podría rebasar el borde libre de los canales o ahogar los túneles en el caso de que los dispositivos se coloquen en obras ya construidas, o bien podría hacer que los costos de las obras nuevas se incrementen hasta límites inadmisibles. Debe considerarse que el incremento del tirante no sólo se debe a la inclusión de aire, sino que el chorro al ser deflectado requerirá un bordo libre o un diámetro mayor en el caso de un túnel, para contener el flujo dentro de la obra.

Otra preocupación es la posibilidad de causar daños a la obra por medio del impacto del chorro. De los reportes existentes del funcionamiento de estos dispositivos se observa que no producen daños en la superficie de concreto.

La experiencia que se tiene en el diseño de aireadores muestra que estos han resultado de gran ayuda para evitar la cavitación, como se reporta en la literatura. Por ejemplo, se tienen reportes de la excelente operación del vertedor y de la obra de toma de la presa Colbun, en Chile, donde estuvieron demostrando la efectividad de la entrada de aire para evitar la cavitación en flujos de alta velocidad por medio de aireadores. La operación continua de la obra de toma de esta presa durante 324 días, con velocidades arriba de 40 m/s durante más de 290 días, sin daño alguno, particularmente por el diseño aerodinámico efectivo es una prueba de esto. La incorporación de aireadores en la obra de toma resultó más económica, ya que el acero fue solamente requerido en el área de la compuerta, [15].

Además en países como: Brasil, Rusia, Canadá, E. U., Irán, Argentina, Turquía, y Venezuela, etc., se han construido con éxito [16]; en México en los últimos años ya han sido construidos algunos como pueden ser el aireador de la P. H. Aguamilpa [16, 17], y el construido en la presa Ramón Corona, Jalisco, (Trigomil) [18, 19]. Cabe mencionar que este último ya ha funcionado, debido a que en enero de 1992 se tuvieron escurrimientos excepcionales cuando la obra todavía no se terminaba de construir, con un tirante en la cresta de alrededor de 5 m , y el aireador ya terminado se comportó de una manera adecuada.

Finalmente se concluye que un aireador es un obstáculo en el flujo y si no está bien diseñado puede cavitarse en lugar de airear, y si no se considera el bordo libre adecuado podrá ahogar las obras de toma o salirse del canal, de ahí la importancia que tiene el análisis de las condiciones de inicio del funcionamiento de los aireadores.

Para llevar a cabo el diseño de un sistema de aireadores se propone seguir la siguiente metodología:

1. Calcular el gasto de diseño y los gastos de revisión, los cuales servirán para verificar el funcionamiento de los aireadores en diferentes condiciones de operación.
2. Determinar si el sistema de aireación será diseñado para una obra ya existente o una por diseñar.
3. Calcular el perfil del agua en el cimacio y en el canal.
4. Revisar las presiones en el cimacio.
5. Calcular el bordo libre necesario.
6. Calcular la capa límite para determinar en que punto se inicia aireación natural.
7. Calcular los índices locales de cavitación para determinar a partir de que estación existen riesgos de presencia de cavitación y de posibles daños utilizando el método de Echávez [20].
8. Definir por diferentes criterios dónde ubicar el aireador. Pinto propone que para el gasto mínimo se tenga una velocidad máxima de 25 m/s y que para el gasto máximo se tenga una velocidad máxima de 30 m/s , y por el método de Echávez (paso 7).
9. Seleccionar la geometría del aireador. Un primer criterio de diseño, consistirá en proponer una geometría tentativa del dispositivo aireador, utilizando la experiencia obtenida en otros proyectos [21]; ya sea una ranura, un escalón, un deflector o una combinación de estos.
10. Proponer las dimensiones del aireador.
11. Revisar con la ecuación de un chorro líquido [22], la trayectoria del chorro de agua para diferentes geometrías del aireador (deflectores), la cual debe tener un valor entre 15 y 25 m .
12. Calcular el área del ducto de suministro de aire, y revisar que la velocidad de aire en el ducto no exceda de 100 m/s como lo proponen Rutchmann y Volkart [23, 24].
13. Estimar la demanda de aire β como lo propone Pinto [25] y formar las curvas de demanda de aire.

14. Revisar la pérdida de aire por metro lineal suponiendo por estadísticas y mediciones hechas en prototipo que la concentración máxima de aire después del impacto del chorro puede llegar a ser hasta de $C_i = 50\%$ [26]; y tomando en cuenta que la pérdida de aire es de $0.5 - 0.45\% / m$ [27] medida en algunas presas, para poder determinar la distancia a la cual es necesario colocar un segundo aireador, y así sucesivamente.
15. Revisar si existe necesidad de diseñar un aireador adicional (segundo, tercero, etc); en caso de ser necesario seguir la misma metodología a partir del paso 7 hasta el paso 16.
16. Verificar el bordo libre.

En el Apéndice C se presenta un ejemplo de diseño de un sistema de aireación siguiendo el procedimiento descrito anteriormente.

3. AUTOMATIZACIÓN FLUÍDICA

La utilización de dispositivos fluídicos automáticos se ha venido empleando con gran éxito desde hace tiempo en el campo de la ingeniería, y en obras hidráulicas han tenido un gran aprovechamiento y éxito. Dichos dispositivos ofrecen muchas ventajas, como pueden ser: el incremento de la eficiencia de operación de las obras hidráulicas, la reducción de los costos de mantenimiento y vigilancia de las mismas, así como el aumento de confiabilidad de trabajo en los sistemas hidráulicos donde se instalen dichos dispositivos, sólo por mencionar algunas.

El empleo de dispositivos fluídicos automáticos ha permitido que la operación de determinadas obras hidráulicas sea casi totalmente independiente de las responsabilidades de los operarios, vigilantes y del personal de mantenimiento, lo cual ha permitido que se cumpla el objetivo para el cual fue diseñada dicha obra.

Los dispositivos fluídicos automáticos llevan a cabo un aprovechamiento racional de la energía, lo que significa que el agua es el elemento que lleva a cabo una o varias funciones específicas, sin necesidad de recurrir a elementos mecánicos [1].

De acuerdo a la labor que el agua desarrolle dentro de ellas, se han considerado tres tipos de dispositivos fluídicos automáticos, los cuales son: dispositivos fluídicos de control, dispositivos fluídicos disipadores de energía y dispositivos fluídicos de servicio [1]. A continuación se describen cada uno de ellos.

3.1 Dispositivos de control

El objetivo principal de dichos dispositivos es regular, limitar o fijar el intervalo de variación de ciertas características hidráulicas que se presentan en una determinada estructura hidráulica. Las características que generalmente se controlan son el gasto y el nivel de la superficie libre del agua.

Los dispositivos de control son mecanismos automáticos en los cuales su operación depende únicamente de la acción que ejerce el agua, como elemento de control dentro de ellos, por lo que se dice que, el agua ejerce un control total sobre sí misma.

Entre los dispositivos fluídicos automáticos de control que se pueden encontrar están: las compuertas automáticas, y los mecanismos de derivación de gasto constante, entre otros.

3.1.1 Compuertas automáticas

La compañía francesa ALSTHOM ha desarrollado una línea de equipo simple para control del nivel de agua y carga constante en canales de sistemas de irrigación en forma automática, [30]; comprobando que dicho equipo ha sido utilizado exitosamente en un gran número de sistemas de irrigación a través del mundo, teniendo mayor aplicación en Europa y E.U.A., [31, 32].

La automatización en el control del agua en canales ha generado que se elimine la operación manual de algunos dispositivos, lo que ha traído como consecuencia que exista una mayor eficiencia en los sistemas de operación, teniéndose así las consecuentes ventajas en el transporte y distribución del agua.

En lo referente a las compuertas, ALSTHOM desarrolló dos tipos básicos de compuertas. La primera mantiene el nivel aguas arriba constante, y la segunda, de la misma forma mantiene el nivel del agua constante, pero aguas abajo.

3.1.1.1 Compuerta de nivel constante aguas arriba: El primer tipo de compuerta, la de nivel constante aguas arriba, también se le conoce como NCAA o Amil. Dicha compuerta es una estructura que está diseñada para mantener constante el nivel aguas arriba (previamente determinado), el cual coincide con el eje de giro de la propia compuerta, aceptando una pequeña pérdida de carga, independientemente del gasto que fluya a través de ella; de una única parte móvil, libre de oscilaciones en torno a un tablero de rotación que lleva rígidamente, figura 3.1, [31].

Las principales aplicaciones de este tipo de compuerta son las siguientes:

- En canales de drenaje: Mantiene el nivel del agua que se desea en los sistemas de drenaje; durante épocas de estiaje, un nivel alto en el sistema de drenaje automáticamente provee la recarga de agua subterránea (acuíferos) y auxilia al manejo de humedales.
- En lagos de recreación y embalses: El nivel del agua es mantenido en todas las estaciones del año sin afectar la capacidad de los vertedores o su seguridad.
- Para el control de avenidas: Permite incrementar la capacidad de almacenamiento sin tener que sacrificar la capacidad o seguridad de los vertedores. El uso de esta compuerta en la entrada del sistema de control de avenidas protege las zonas de inundación.

- En canales de irrigación: Sirve como compuerta de retención para mantener una carga alta y constante en las compuertas derivadoras, sin importar el flujo en las mismas o en el canal.
- Para tratamientos de aguas residuales: Con la compuerta Amil colocada en la toma de salida permite elevar el nivel del agua sin disminuir la capacidad de flujo; en relación con lo anterior, reduciendo la generación de gases olorosos.
 - El flujo a través de las obras de toma puede ser compensado durante las horas pico usando una compuerta Amil con un bypass automático.
 - El control del nivel automático para canales de desinfección por medio de U.V.
 - Regulación automática de los niveles de los depósitos de sedimentación durante las fluctuaciones del flujo.
- En hidroeléctricas: Optimización de los niveles de la cámara de presión o de carga, así como una derivación instantánea durante paros eventuales o programados.

La compuerta Amil mantiene el nivel constante aguas arriba para cualquier descarga; ésta es una compuerta radial, operada por un flotador rígidamente unido a la compuerta, y normalmente se encuentra parcialmente inmerso dentro del agua.

El funcionamiento de la compuerta está basado en la variación del nivel de agua sobre el flotador. Lo anterior significa que el momento generado por el empuje hidrostático en la compuerta y el peso de ésta son iguales y opuestos para todas las posiciones de la compuerta.

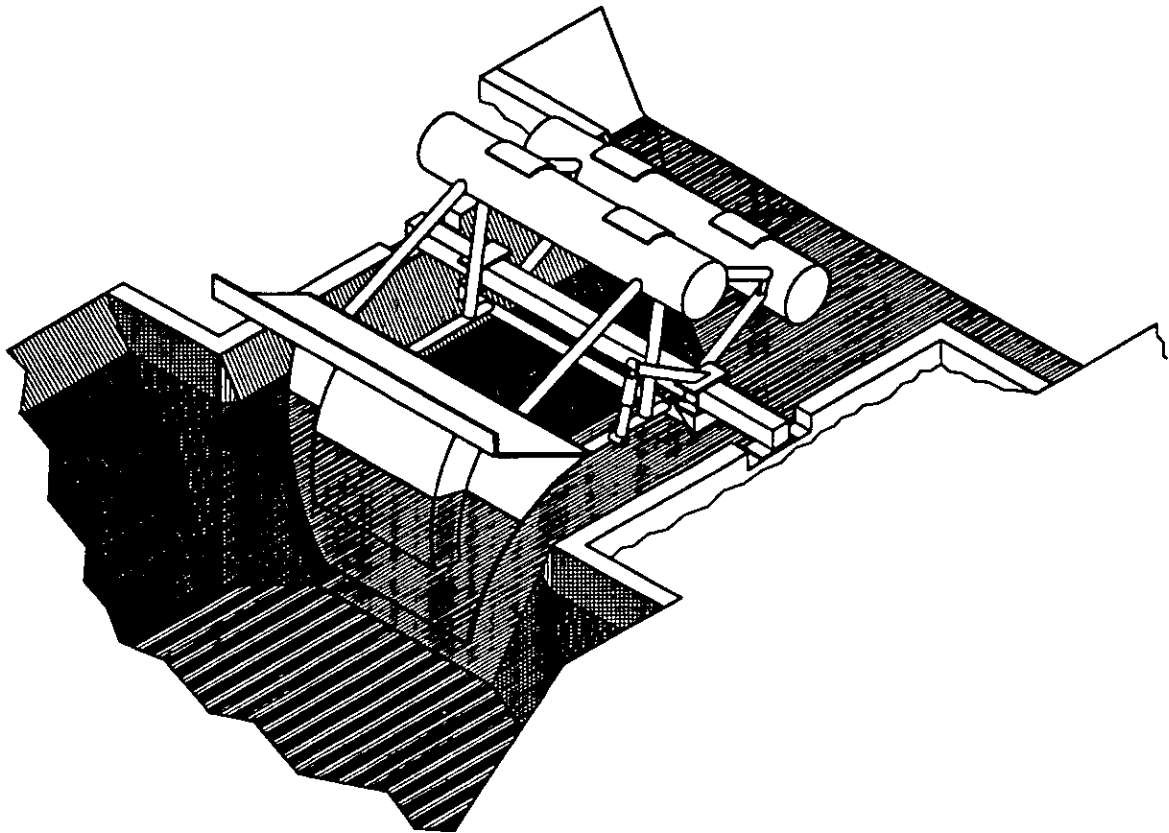
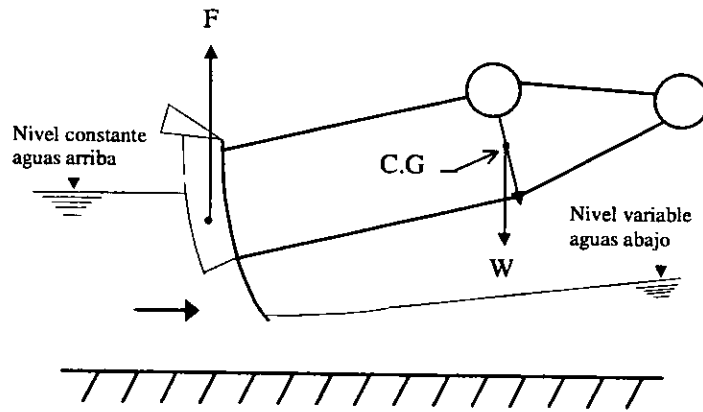


Figura 3.1.- Compuerta nivel constante aguas arriba (Amil)

Cuando el flujo varía y el nivel del agua aguas arriba tiene una tendencia a crecer o decrecer, la compuerta ajusta su abertura inmediatamente, pasando automáticamente la descarga de agua exacta requerida para conservar el nivel constante aguas arriba; es decir, si el nivel de aguas arriba de la compuerta sube, la presión que ejerce el agua sobre el flotador se incrementa, lo que hace que la compuerta se levante automáticamente y descargue mayor cantidad de agua, hasta que se restablezcan las condiciones iniciales, bajando la compuerta a su posición original. Por el contrario, si el nivel aguas arriba desciende, la compuerta bajará y descargará un gasto menor; en caso de que el nivel baje hasta el nivel mínimo permisible, se producirá el cierre total de la compuerta, entrando en funcionamiento en cuanto el nivel rebase el mínimo permisible.

Las principales ventajas de este tipo de compuertas son las siguientes:

- La automatización es precisa con baja pérdida de energía.
- No requiere fuente de energía externa, ya que funciona únicamente con la energía hidráulica de la corriente.
- Las variaciones del nivel aguas arriba de la compuerta son en general más reducidas con respecto a otras estructuras, ya que tan sólo presenta variaciones de $\pm 1.5 \text{ cm}$.
- En general, los costos de ingeniería civil de las obras requeridas por las compuertas son inferiores en comparación a otras estructuras, especialmente para gastos mayores a $5 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- El escurrimiento se realiza por el fondo, lo que permite el arrastre de todos los materiales sólidos susceptibles a depositarse.
- Ahorro en los costos de operación y mantenimiento.
- Opera independientemente del nivel aguas abajo de la compuerta.
- La operación es libre de cualquier intervención manual.
- Existe una amplia gama de dimensiones para diferentes características de los canales.

En relación con el último punto se puede mencionar que existe un rango estándar de 21 tamaños de compuertas con 9 radios diferentes. Donde la más pequeña puede descargar un

gasto de $0.18 \text{ m}^3 / \text{s}$ (D-80) y la más grande un gasto de hasta $50 \text{ m}^3 / \text{s}$ (D-800), donde D representa el ancho de la superficie libre del agua a la altura del eje de giro, y está dada en cm . Para seleccionar la compuerta se requiere conocer el gasto máximo (ft^3 / s) que circulará a través de la compuerta y la diferencia mínima de carga disponible J_{min} (ft) (diferencia de alturas mínima) que se puede presentar entre el nivel inmediatamente aguas arriba de la compuerta medido a una distancia de aproximadamente $2D$ del eje de giro y el nivel inmediatamente aguas abajo de la misma medido a una distancia aproximada de $4D$ del eje de giro, que se prevé se presente con el gasto máximo. La figura 3.2 permite hacer dicha selección [32].

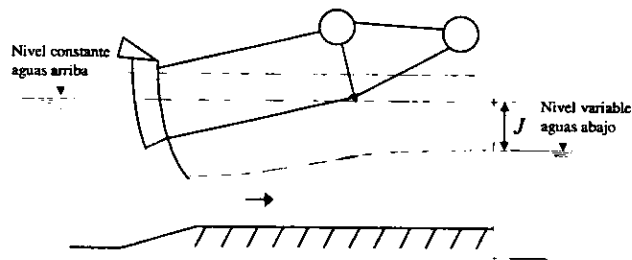
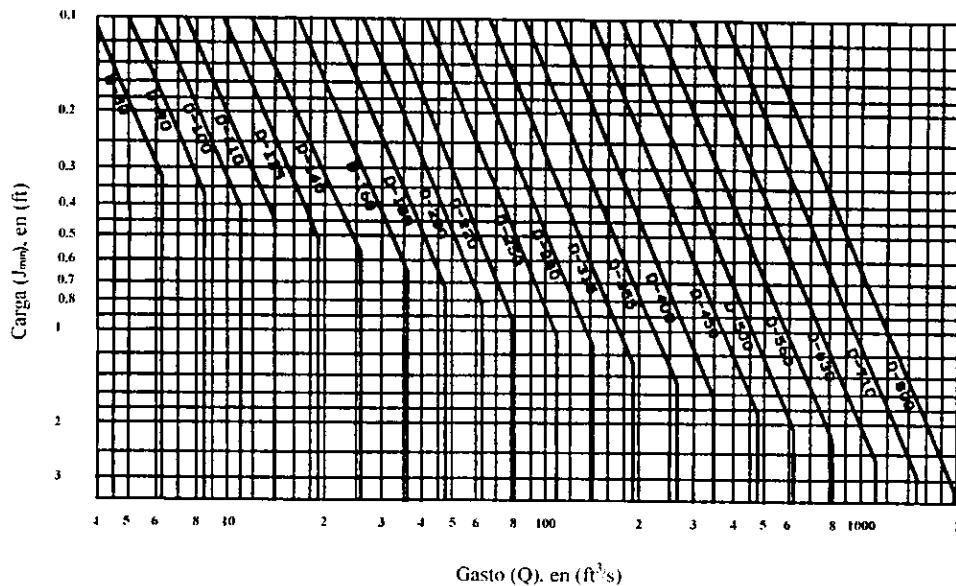


Figura 3.2.- Selección de la compuerta Amil

El procedimiento para seleccionar una determinada compuerta Amil se muestra a través del siguiente ejemplo. Si en un canal circula un gasto máximo de $115 \text{ ft}^3 / \text{s}$ y se requiere colocar una compuerta Amil para mantener el nivel inmediatamente aguas arriba a una elevación de 54 ft , y el nivel que se presenta agua abajo es de 53.75 ft , ¿qué tipo de compuerta se debe instalar?

La carga diferencial mínima disponible es $J_{\min} = 54 - 53.75 = 0.25 \text{ ft}$.

Con un $Q_{\max} = 115 \text{ ft}^3 / \text{s}$ y $J_{\min} = 0.25 \text{ ft}$, de la figura 3.2 resulta que se debe instalar una compuerta Amil D355.

Cabe mencionar que para una carga diferencial $J_{\min} = 0.25 \text{ ft}$, la capacidad de la compuerta Amil D355 es de $124 \text{ ft}^3 / \text{s}$, lo que significa que la compuerta tiene un margen de seguridad de $9 \text{ ft}^3 / \text{s}$.

3.1.1.2 Compuerta de charnela tipo Xiangtan Q: Otro tipo de compuerta que permite mantener constante el nivel del agua aguas arriba de la misma, es la compuerta automática de charnela tipo Xiangtan Q, propuesta por Guang [33]. El funcionamiento consiste en que tan pronto como el nivel del agua aguas arriba es $0.05 - 0.10H$ (donde H es la altura de la compuerta) arriba del nivel normal del agua, la compuerta se abre automáticamente para desalojar un gasto mayor y poder volver al nivel anterior, y a medida que el nivel del agua baja de $0.1 - 0.2H$ del nivel normal del agua, la compuerta empieza a cerrarse para desalojar menos gasto y poder recuperar el nivel normal del agua.

La operación de esta compuerta es automática y está basada solamente en la presión hidráulica, por lo que permite una operación sin operador y no requiere ni elevador ni sistema de electricidad y puede operar en flujo a superficie libre o en flujo sumergido.

Una compuerta tipo Q es muy simple en su estructura, ya que consiste de dos soportes curvilíneos, dos carriles guía, dos estribos y una pieza de alambre tejido reforzado con una placa de concreto reforzado como compuerta de charnela, ver figura 3.3.

Este tipo de compuerta puede ser usada en vertedores en presas, en tomas de estanques o depósitos, por un río que está al lado de una presa hidroeléctrica, en canales artificiales, especialmente en ríos que se encuentran en regiones remotas.

Las principales ventajas de esta compuerta son la alta seguridad en la operación y funcionamiento, simplicidad de la estructura, no necesita mantenimiento de expertos, bajo costo en su construcción, mantenimiento y operación, capacidad de flujo más grande y mejor capacidad para remover escombros en avenidas.

Este tipo de compuertas han operado con gran éxito en China, ya que se han instalado alrededor de 50 en varios vertedores de distintas presas y ellas han operado satisfactoriamente entre 5 y 8 años ininterrumpidamente sin fallas o daño alguno.

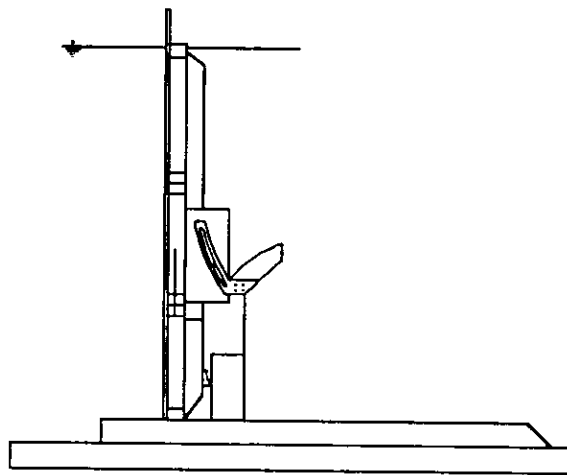


Figura 3.3.- Compuerta de charnela tipo Xiangtan Q

3.1.1.3 Compuerta de nivel constante aguas abajo: En el segundo tipo de compuerta, la de nivel constante aguas abajo, se pueden encontrar dos tipos, la compuerta Avio y la compuerta Avis; dichas compuertas son radiales y la diferencia entre ambas es el rango de funcionamiento de cada una de ellas, ya que la compuerta Avio está diseñada para instalaciones de acequias, canales, etc., usualmente controlando un orificio, permitiendo una carga aguas arriba alta (36 *ft*), mientras que la Avis se coloca directamente en el canal permitiendo cargas más pequeñas (6.5 *ft*); a diferencia de la compuerta Amil, en éstas, el flotador se encuentra en el extremo opuesto de la compuerta, como se observa en las figuras 3.4 y 3.5, [30, 32].

Las compuertas Avis y Avio son compuertas automáticas que proporcionan un nivel constante aguas abajo, independientemente de las condiciones aguas arriba o de la demanda de agua que se tenga, y están diseñadas para responder instantáneamente a los cambios del nivel que se tengan aguas abajo para cumplir su función [32].

Entre las principales aplicaciones de las compuertas Avis y Avio se pueden encontrar las siguientes:

- En canales abiertos para controlar la demanda: Las obras de toma (captación) para un canal abierto pueden ser automatizadas con el uso de compuertas de nivel constante aguas abajo (Avis/Avio) dando el flujo requerido en la demanda.
- En canales de irrigación: En la automatización de canales como compuertas reguladoras para tener un control seguro en la demanda del flujo.
- Para el control de avenidas: Control de tomas de derivación en depósitos (vasos, estanques) de retención. Los depósitos se conservan vacíos hasta que los derrames exceden la capacidad total de los canales aguas abajo, al tiempo que las compuertas Avis/Avio sostendrán el flujo en los depósitos de retención. Las compuertas liberan solamente las descargas que pueden ser manipuladas.
- En flujo superficial constante: Provee el suministro necesario para los sistemas de recirculación del enfriamiento de agua o pozos de aspiración para sistemas de bombeo.

- En el tratamiento de aguas residuales: El flujo a través de las obras de toma puede ser igualado durante las horas pico y de demanda mínima usando una compuerta de control aguas abajo Avis/Avio como compuerta del canal principal. Durante el flujo pico los excesos de agua serán retenidos aguas arriba de la compuerta y durante los periodos de demanda mínima la compuerta podrá permanecer abierta.
 - Usando la compuerta Avis/Avio como un mecanismo de control los niveles en los tanques de sedimentación pueden ser regulados automáticamente durante las fluctuaciones del flujo.

Estas compuertas consisten básicamente de una compuerta de lámina cilíndrica, con una sección trapezoidal, un armazón y sus soportes, y un flotador en forma de sector cilíndrico, formando todo un conjunto de piezas rígido.

Éstas operan con el mismo principio de la compuerta Amil (nivel constante aguas arriba), de la cual, estas difieren principalmente en que tienen un compartimiento que flota el cual se encuentra, como ya se mencionó en el lado opuesto del eje de rotación de la compuerta.

Si el nivel de la compuerta tiende a bajar, la compuerta se abre; y si este tiende a subir, la compuerta se cierra. Por lo que la compuerta mantiene así un nivel constante aguas abajo para cuando fluye un gasto grande o pequeño.

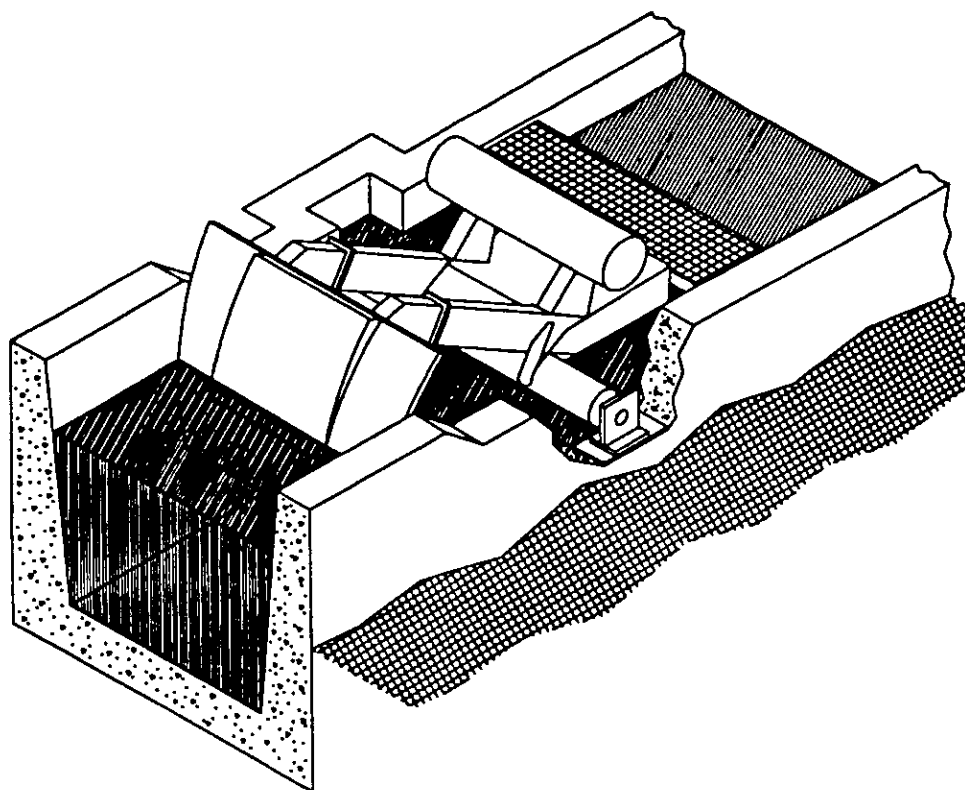
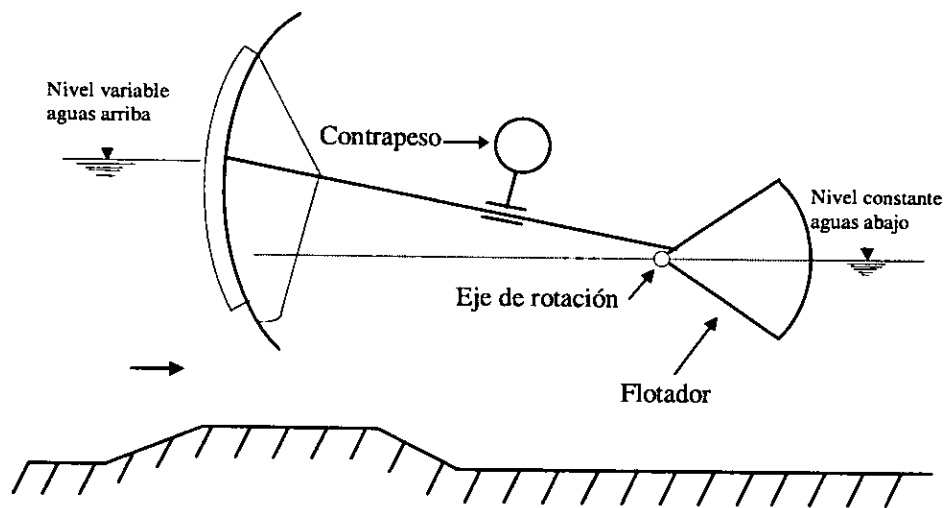


Figura 3.4.- Compuerta nivel constante aguas abajo (Avis)

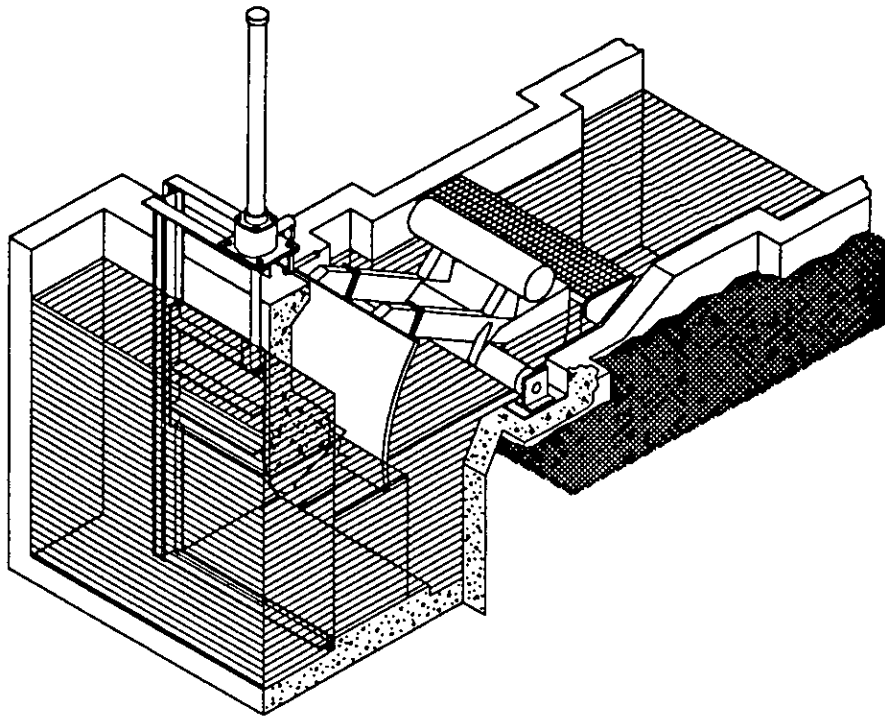
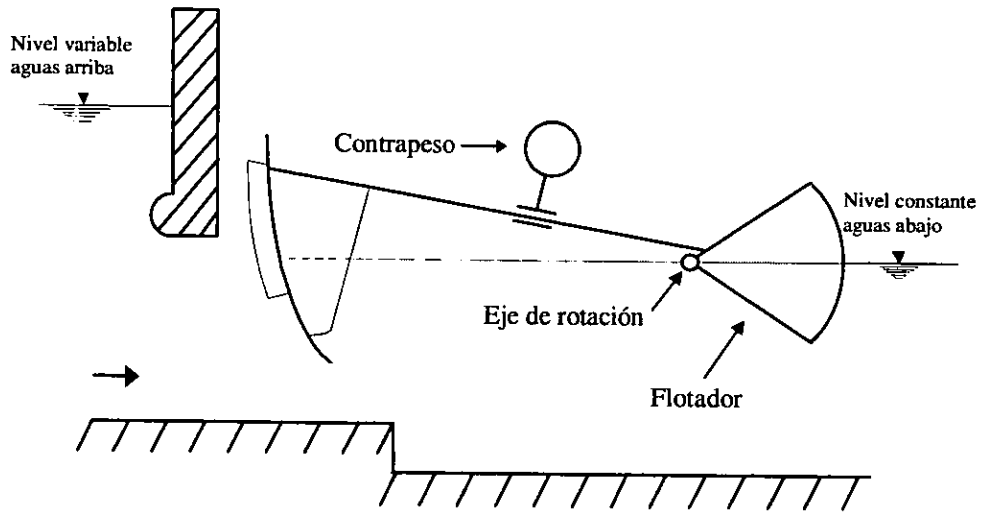


Figura 3.5.- Compuerta nivel constante aguas abajo (Avio)

Entre las principales ventajas de este tipo de compuertas están las siguientes:

- Automáticas.
- No requieren energía externa ni personal de operación.
- Se reducen los costos de ingeniería civil.
- Ahorro en los costos de operación y mantenimiento.
- Operan independientemente del nivel aguas arriba.
- Existe una amplia variedad de dimensiones de los dos tipos de compuertas.

De acuerdo a este último punto se puede mencionar lo siguiente: en relación a la compuerta Avis existen dos tipos de configuraciones. La primera, son compuertas de hoja ancha y poca altura, para cargas bajas; y la segunda, es una compuerta de hoja alta y no tan ancha para cargas más grandes. Por otro lado, la compuerta Avio también existe en dos configuraciones, donde las compuertas de carga baja difieren del tipo de carga alta por la hoja de la compuerta, la cual es el doble de ancha.

Las figuras 3.6 y 3.7 permiten seleccionar las compuertas Avis y Avio comerciales (existentes en el mercado), respectivamente. La selección está basada en los requerimientos del funcionamiento hidráulico de la instalación.

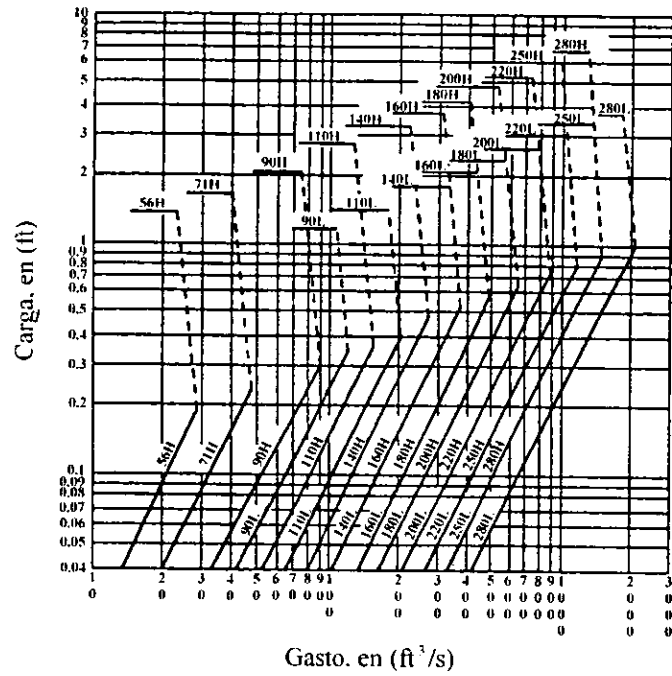


Figura 3.6.- Selección de la compuerta Avis

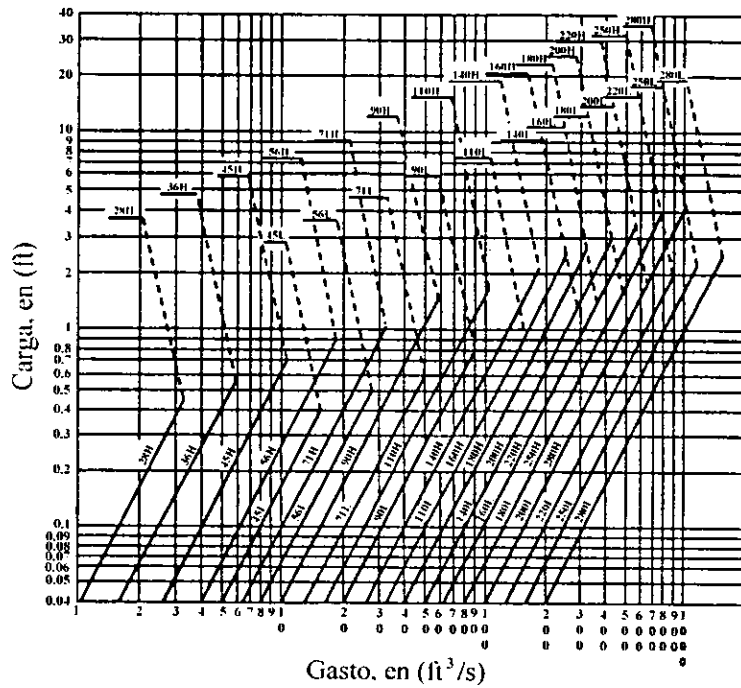


Figura 3.7.- Selección de la compuerta Avio

El procedimiento para seleccionar una determinada compuerta Avis y Avio se muestra a través de los siguientes ejemplos:

- ¿Qué estructura de control se debe instalar en un canal para mantener un nivel constante aguas abajo, independientemente de la descarga del mismo, si el nivel constante aguas abajo que se desea tener es 180.00 ft , siendo la máxima descarga de $100 \text{ ft}^3 / \text{s}$ para un nivel aguas arriba de 180.10 ft , y para una descarga mínima de $30 \text{ ft}^3 / \text{s}$ cuando el nivel aguas arriba es de 183.00 ft .

Primero se definirán los puntos extremos para las condiciones de operación dadas.

El punto A está definido por:

1. $180.10 - 180.00 = 0.10 \text{ ft}$
2. $100 \text{ ft}^3 / \text{s}$

El punto B está definido por:

3. $183.00 - 180.00 = 3.00 \text{ ft}$
4. $30 \text{ ft}^3 / \text{s}$

Con los valores anteriores y de la figura 3.6 se observa que las compuertas que contienen los rangos de operación de los puntos A y B son las compuertas Avis 220L y Avis 140L. Dado que la compuerta Avis 140L es la más pequeña, es el modelo que se propone utilizar.

- ¿Qué compuerta debería ser usada para controlar el flujo de un embalse a fin de mantener constante el nivel del agua independientemente del nivel del embalse así como de la demanda de agua?, considerando que la descarga varía de 15 a $250 \text{ ft}^3 / \text{s}$ y que el nivel del embalse puede fluctuar entre 100.90 y 107.00 ft , si el nivel constante aguas abajo que se desea es de 100.00 ft . Al igual que en el ejemplo anterior se definirán los puntos extremos para las condiciones de operación dadas.

El punto A está definido por:

1. $100.90 - 100.00 = 0.90 \text{ ft}$
2. $250 \text{ ft}^3 / \text{s}$

El punto B está definido por:

3. $107.00 - 100.00 = 7.00 \text{ ft}$
4. $250 \text{ ft}^3 / \text{s}$

En este caso de acuerdo a la figura 3.7 la Avio 160L es la compuerta más pequeña que se puede seleccionar y que contiene tanto el punto A como el B.

3.1.1.4 Compuerta cilíndrica de nivel constante aguas abajo: La compuerta cilíndrica es un dispositivo diseñado para mantener el nivel constante aguas abajo, lo cual se logra por medio de un sistema de regulación automático de caudales. Típicamente se colocan en la salida de la tubería de descarga de una presa, tanque de almacenamiento, o de una cámara de control de niveles, en la figura 3.8 se ilustra esquemáticamente la instalación de una compuerta cilíndrica.

Las compuertas cilíndricas están constituidas principalmente por un cilindro vertical (manga), un tubo en forma de codo, una unidad de suspensión, un sistema de flotación que consiste de un vástago y una cámara de flotación. Estas estructuras operan a través del sistema de flotación que controla el movimiento ascendente y descendente de la manga vertical cilíndrica que a su vez regula la apertura y cierre de la válvula instalada en la conducción de descarga.

La operación de la válvula es simple. Cualquier descarga aguas abajo tiende a bajar el nivel en el depósito, y el flotador consecuentemente desciende, el brazo oscilante sigue el movimiento descendente del flotador y levanta la manga para admitir el flujo requerido. Por el contrario, si la demanda aguas abajo desciende o cesa del todo, el flotador tiende a levantarse causando que la manga baje hasta que ésta eventualmente se sienta en el larguero cerrándose así completamente la válvula.

Dado que el sistema de control está diseñado de tal manera que el nivel del agua en la manga cilíndrica es siempre el mismo que en la fuente de abastecimiento, la válvula que controla la descarga no se ve afectada por efectos de variación de presión o de carga, dando como resultado un control muy preciso y sin oscilaciones del nivel aguas abajo.

Las principales aplicaciones de la compuerta cilíndrica son las siguientes:

- Uso general: Dadas las características especiales que tiene la compuerta cilíndrica se puede adaptar muy fácilmente a tuberías cortas que operan con una carga de unos cuantos metros solamente. Una aplicación típica de dicha compuerta es en las tomas de un canal controlado aguas abajo de una presa, cuando el propósito principal es mantener el nivel de la carga en el canal, independientemente de la demanda del flujo; tales compuertas son capaces de controlar un rango de flujo desde unos pocos l/s hasta algunos m^3/s .
- En la irrigación: Las compuertas cilíndricas pueden ser usadas como una toma para acequias laterales, zanjas o canales, suministrando la demanda de agua.
- En la industria: Control automático en la recirculación de agua fría en lagunas, embalses o depósitos.
 - Control automático de los niveles de los pozos en estaciones de bombeo.
- En el tratamiento de aguas residuales: Los pozos suministran por filtros de percolación la recirculación de las bombas para automáticamente regular el flujo, o el porcentaje medio de humedad.

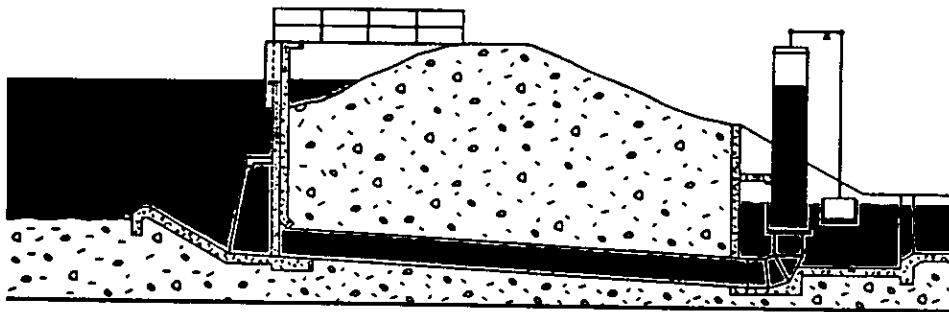


Figura 3.8.- Compuerta cilíndrica de nivel constante aguas abajo

3.1.2 Dispositivos de derivación de gasto constante

La producción agrícola depende en gran medida del grado de aprovechamiento del agua, y como los costos de inversión para llevar a cabo un adecuado suministro de agua al campo llegan a ser altos, entonces el uso óptimo del agua disponible llega a ser muy importante, esto se acentúa más en lugares donde el agua es un recurso limitado. Por lo que se requiere contar con un control hidráulico en los canales de riego para distribuir el agua con eficiencia. Este control consiste en derivar un gasto constante en algunas instalaciones hidráulicas como lo son tomas, vertedores, compuertas de derivación, etc., sin importar la variación de los niveles en la fuente de alimentación.

La distribución del agua a los campos de irrigación a través de una estructura de control, la cual mantiene el gasto constante, ha propiciado que se desarrollen varios tipos de dispositivos que permitan esto, donde cada uno de los cuales tiene sus ventajas y limitaciones como se presenta a continuación.

3.1.2.1 Módulo de derivación de gasto constante “acuacontrol”: Un dispositivo que permite suministrar un gasto constante y controlable en un canal o tanque a superficie libre, independientemente de la variación de niveles tanto aguas arriba como aguas abajo del canal, es el llamado distribuidor o también conocido como acuacontrol [30, 32, 34].

El dispositivo consiste en un vertedor con un perfil especialmente diseñado para tener un mínimo de pérdidas de carga y uno o dos deflectores estáticos, como se observa en las figuras 3.9 y 3.10, el cual aprovecha y combina las características de los vertedores y los orificios, además de que su rango permisible de variación de niveles es muy amplio en comparación con los vertedores y orificios comunes.

El funcionamiento de una estructura construida por un sólo deflector consiste en las siguientes etapas:

- a) En la primera etapa el dispositivo opera como un vertedor hasta antes de que el nivel del agua alcance el deflector, figura 3.9a.
- b) Después cuando el nivel del agua sobrepasa la parte inferior del deflector, la estructura trabaja como orificio. Como el coeficiente de descarga del orificio es más bajo que el del vertedor, esto compensa el incremento en la carga aguas arriba, figura 3.9b.
- c) Cuando la carga aumenta más sobre el vertedor, la contracción del chorro es más pronunciada, de modo que se reduce la correspondiente variación del flujo, ver figura 3.9c.

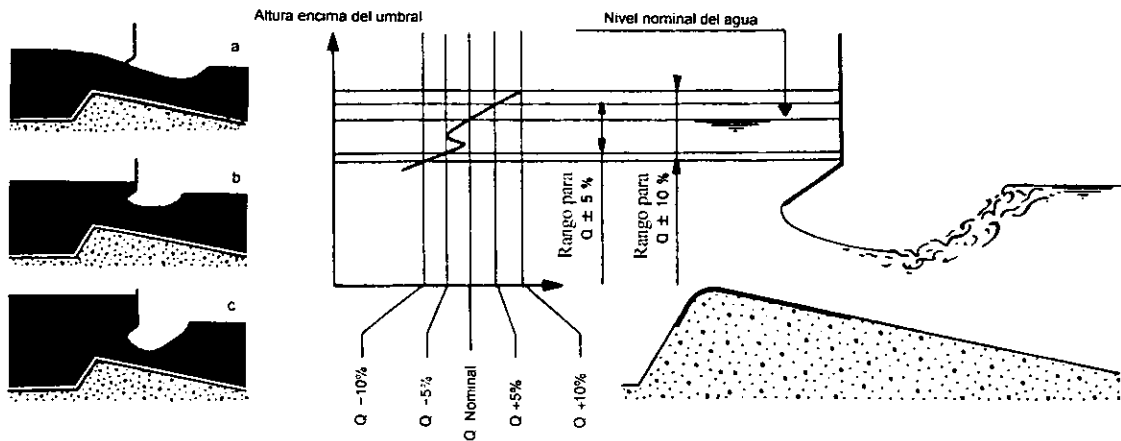


Figura 3.9.- Funcionamiento del acuacontrol con un sólo deflector

En una estructura construida por dos deflectores, los deflectores se colocan uno detrás del otro. Como el primer deflector comprime el flujo, el segundo deflector puede ser colocado cerca del umbral formando un orificio limitado. El funcionamiento de este consiste de tres etapas:

- a) Opera como un vertedor hasta antes de que el nivel del agua alcance el primer deflector, como se observa en la figura 3.10a.

- b) Cuando el nivel del agua alcanza el primer deflector la estructura trabaja como orificio, ver figura 3.10b.
- c) Cuando el nivel aguas arriba sube, el primer deflector se inunda y el segundo empieza a operar y restringe aún más la descarga, figura 3.10c.

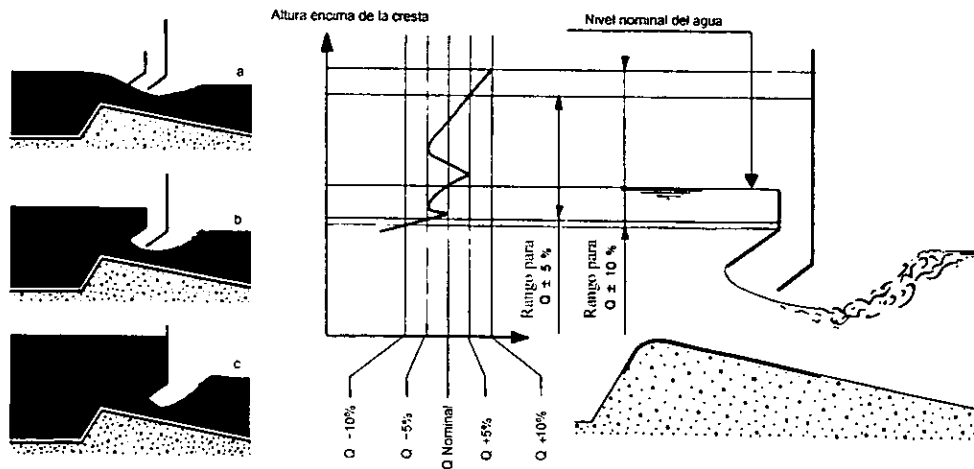


Figura 3.10.- Funcionamiento del acuacontrol con dos deflectores

Estos dispositivos funcionan dentro de una variación de $\pm 5\%$ y de $\pm 10\%$ del gasto nominal de operación, dependiendo de las condiciones del flujo aguas arriba, además el flujo del acuacontrol no es afectado por las variaciones del nivel aguas abajo. La pendiente aguas abajo del vertedor se diseñará para dar condiciones de flujo supercrítico, propiciando la formación de un resalto hidráulico, por lo que permiten entregar con confiabilidad los gastos que demanda el agricultor; su operación y construcción son sencillas ya que estos se pueden instalar sobre los canales y sirven de tomas para las parcelas.

3.1.2.2 Estructura de derivación de gasto casi constante: Otra estructura que permite derivar un gasto casi constante, es una estructura vertedora en forma de perfil tipo Creager, con una compuerta encima del canal, la cual tiene el borde inferior en forma triangular y el vértice contra la corriente, además de un deflector aguas arriba de la compuerta, ver figura 3.11, [35]; donde la altura p del deflector es más grande que la altura s de la compuerta de desagüe, ambas medidas ortogonalmente al perfil del vertedor.

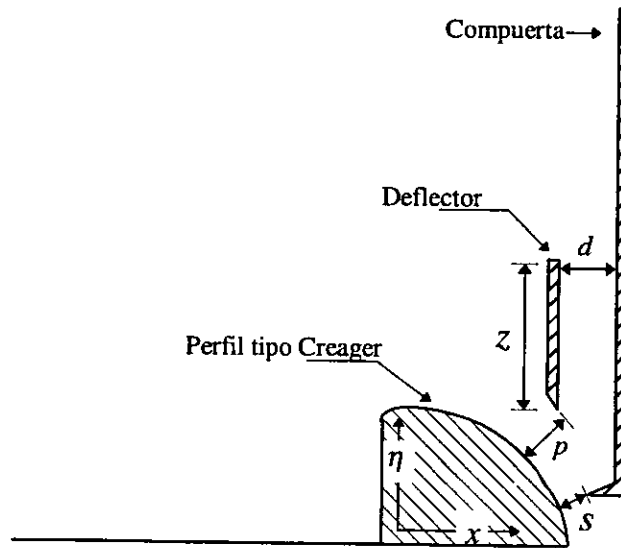


Figura 3.11.- Estructura de derivación de gasto casi constante

El funcionamiento de este dispositivo se presenta en tres etapas:

- En la primera etapa el dispositivo funciona como un vertedor a superficie libre hasta que la compuerta intercepta el flujo, como en la figura 3.12a.
- En la segunda etapa el deflector no es sobrepasado y la descarga Q depende principalmente de la altura p del deflector y de la forma del borde inferior del deflector. A pesar de que aguas abajo del deflector el flujo está girando hacia la compuerta de desagüe, figura 3.12b.

- c) La tercera etapa empieza después de que el deflector es sobrepasado (figura 3.11c), en esta etapa la relación de carga descarga depende principalmente de la altura s de la compuerta de desagüe y de la forma del borde de la compuerta.

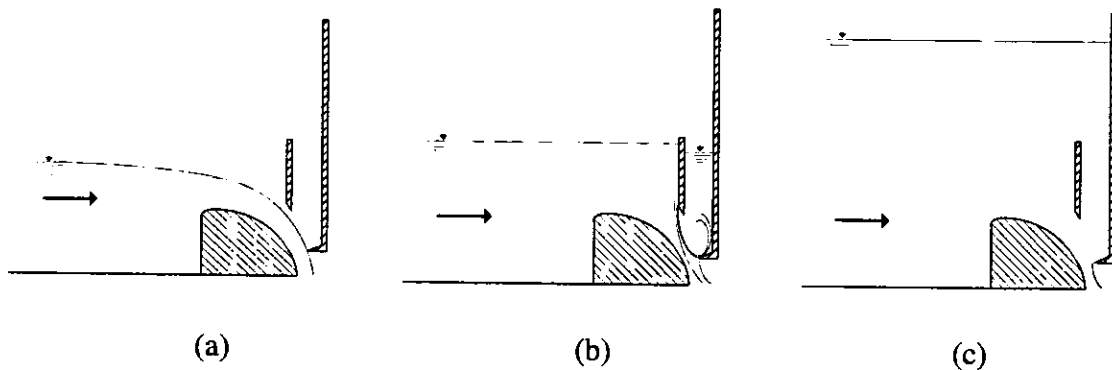


Figura 3.12.- Funcionamiento de la estructura de derivación de gasto casi constante

Debido al diseño simple de este dispositivo puede ser empleado en muchos campos de la hidráulica: en irrigación en suministros urbanos como una toma o compuerta derivadora, para limitar la proporción del flujo para abastecimiento de áreas o pueblos; en ríos, en control de avenidas en embalses o en depósitos, como vertedor para derivar la descarga que el cauce aguas abajo del mecanismo es capaz de transportar; en drenajes urbanos, como un vertedor o toma para controlar la entrada de descarga en algunos conductos principales y en plantas de tratamiento.

3.1.2.3 Módulo de derivación de gasto constante: Entre los dispositivos de control se tiene también un módulo para tomas de salida que permite controlar el porcentaje de agua en sistemas de irrigación en huertos familiares. Las tomas de derivación son diseñadas para manipular descargas del orden de unos pocos litros por segundo (2 a 7 l/s) y con una carga aguas arriba variando entre 15 y 25 cm . Su construcción es simple y no requiere sofisticadas operaciones mecánicas, [36].

El módulo está constituido por un canal en el cual se colocan unos deflectores para controlar el gasto. El número de deflectores que puede usarse depende del espaciamiento entre deflectores, y en realidad la abertura bajo el último deflector debería ser lo suficientemente alto para que el flujo contraído pueda pasar bajo éste. Pruebas de laboratorio establecieron que tres deflectores son suficientes.

La descarga por unidad de ancho q , a través de una compuerta de desagüe con una altura de abertura a depende de la profundidad aguas arriba como

$$q = C_d a (2gh)^{\frac{1}{2}} \quad (3.1)$$

donde el coeficiente de descarga, C_d es una función de la geometría y también varía con la profundidad aguas arriba, asumiendo que el flujo en la vena contraída no está sumergido. La descarga varía con la raíz cuadrada de la carga que es en principio el caso de cualquier sistema, donde las pérdidas de carga es una función del cuadrado de la velocidad, tal como compuertas de desagüe en serie, deflectores, etc. Para que se mantenga una descarga constante cuando la carga varía, y las fronteras de la geometría no son cambiadas, un cambio interno de la estructura del flujo es requerido.

La geometría mostrada en la figura 3.13 provee tales condiciones. Puesto que el nivel del agua está abajo de la cresta del primer deflector, este deflector descarga libremente sin que el agua toque los otros deflectores aguas abajo. Cuando la elevación del nivel del agua alcanza la altura del primer deflector el agua es descargada entre el primer y segundo deflector.

La secuencia descrita arriba es repetida con el segundo y tercer deflector. Aunque la determinación del diseño y funcionamiento dependen de la experimentación.

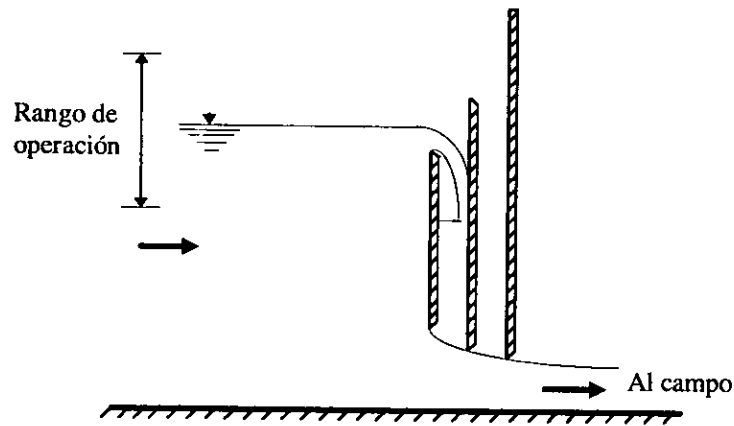


Figura 3.13.- Módulo de irrigación. Principio de funcionamiento

El máximo rango de descarga del módulo asume que la descarga constante depende del coeficiente de contracción C_c .

Entre las ventajas que este módulo tiene podemos encontrar las siguientes: diseño simple, ligero de peso, económico, fácil de manejar, portátil y presenta variaciones de solamente $\pm 5\%$; un inconveniente que presenta este dispositivo es que no es capaz de desalojar grandes objetos flotantes ya que sólo permite el paso de sedimentos ligeros.

3.1.2.4 Sifón flotante como dispositivo de derivación de gasto constante: Otro dispositivo que permite entregar gasto constante es el sifón flotante propuesto por Pedrosa [37], aunque este todavía no se transfiere del modelo de laboratorio a una estructura de uso común.

Este dispositivo se ha ensayado en un modelo y en un prototipo obteniéndose buenos resultados en la entrega de gasto constante.

El sifón flotante está basado en el sifón fijo de Tecamachalco, al cual se le hicieron algunas modificaciones, entre las más notables fueron la transición de entrada y que las parábolas homofocales fueron sustituidas por arcos de círculo y segmentos rectos.

Por lo que el dispositivo está constituido por el sifón, una caja de flotación, un mecanismo de movimiento vertical y una pantalla, todo dispuesto como se muestra en la figura 3.14.

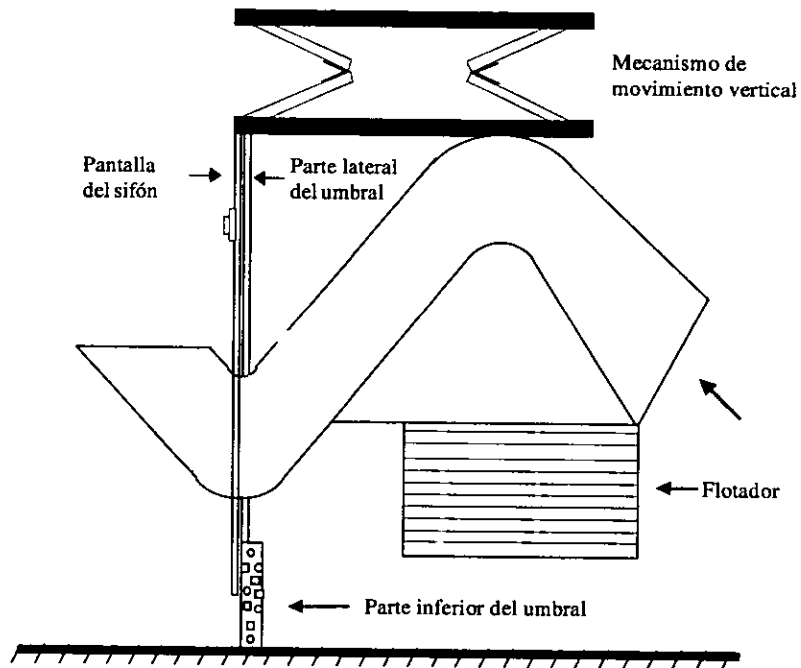


Figura 3.14.- Diseño final del sifón flotante de laboratorio

El mecanismo de movimiento vertical tiene como finalidad mantener la verticalidad del dispositivo mediante la flotación, para evitar que varíe la carga hidráulica entre la entrada y la salida del sifón y así poder derivar un gasto constante.

El funcionamiento de este dispositivo es el siguiente: al ingresar el agua al canal donde se aloja el sifón, figura 3.15a, éste flota hasta que el mecanismo de movimiento vertical queda completamente cerrado, como en la figura 3.15b. Esto se debe a que el sifón no tiene agua en su interior y por lo tanto pesa menos que ya teniéndola.

El agua sube y se introduce por la ranura de autocebado, ver figura 3.15c comenzando así su función de formar una barrera al flujo, de manera de emulsionar el agua y apresurar el cebado. El agua sigue subiendo y el sifón comienza a bajar al aumentar su peso por la mayor cantidad de agua que tiene en su interior. Ahora el sifón ya tiene poco aire en la curva del extradós, que es expulsado gradual y fácilmente, figura 3.15c. Al funcionar totalmente cebado, el sifón aumenta considerablemente el coeficiente de descarga lo cual permite desalojar una cantidad de agua considerablemente mayor, figura 3.15d.

Al mantenerse el gasto de entrada constante y aumentar el de salida, el nivel del agua descende, y se sitúa en un nivel tal que se igualan los gastos de entrada y salida, con lo que el sifón se desplaza hasta equilibrar las fuerzas de peso y flotación. De ahí en adelante se considera que el sifón opera de manera permanente, y si los niveles de agua varían dentro del rango permitido, lo continuará haciendo indefinidamente ya que al subir o bajar el nivel, el sifón se mueve de la misma forma después de un pequeño tiempo de respuesta.

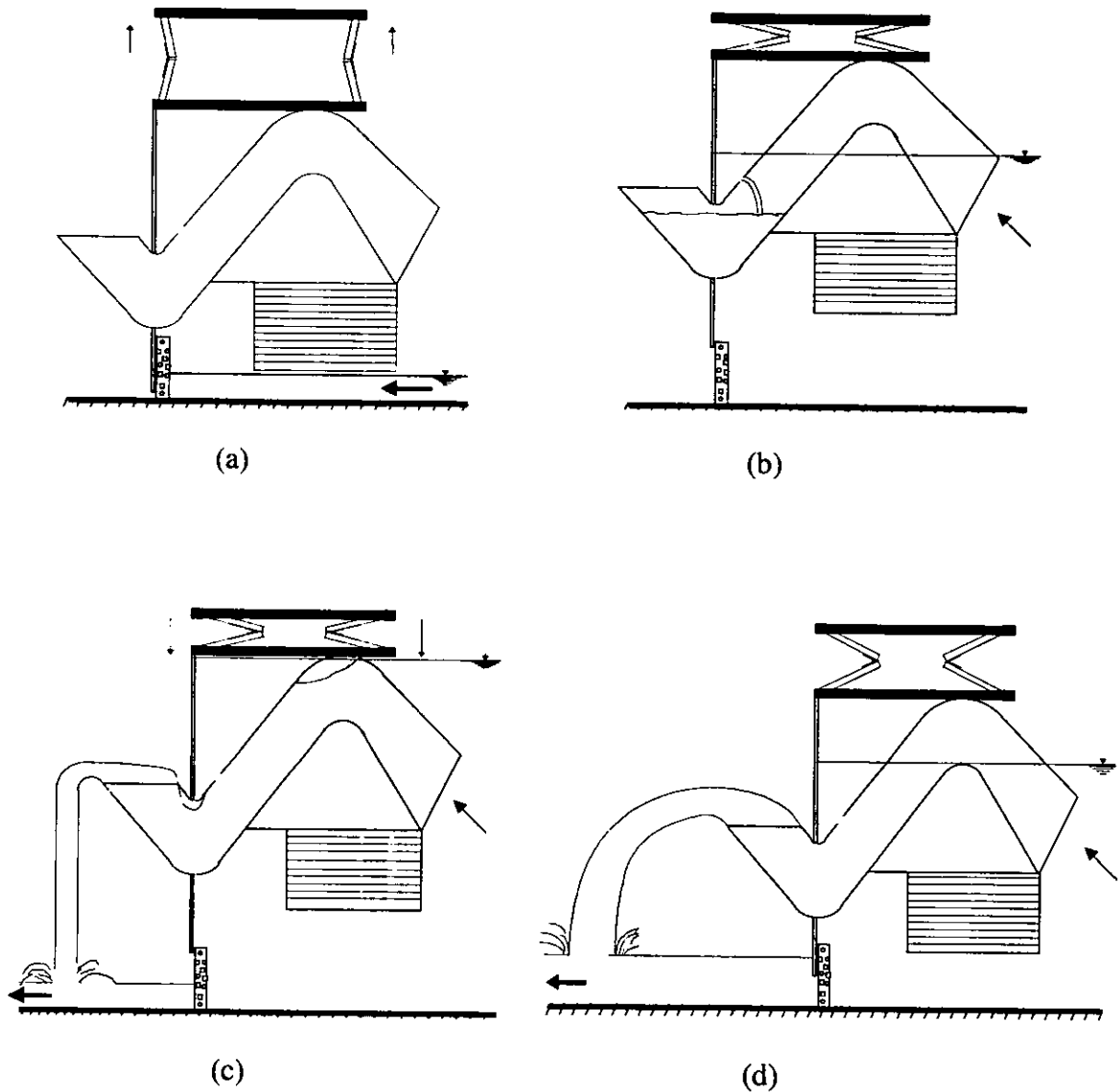


Figura 3.15.- Funcionamiento del sifón flotante

En la figura 3.16 puede observarse el funcionamiento del sifón. Se ceba al llegar a la carga de 4.5 cm sobre la referencia (cresta del intradós), con un gasto de 13 l/s (punto B). Entonces la carga baja bruscamente por debajo de la cresta hasta unos 2.2 cm (punto C), y luego va creciendo conforme se aumenta el gasto hasta los 30 l/s (punto D). En este

punto comienza a disminuir el gasto y el sifón comienza a descargar menos agua hasta llegar a descebarse al entrar aire.

El análisis anterior se hizo fijando el sifón, es decir, el sifón no siguió el nivel del agua en su ascenso y descenso. Con lo anterior se pretendía analizar el comportamiento del sifón en cuanto a los rangos de funcionamiento.

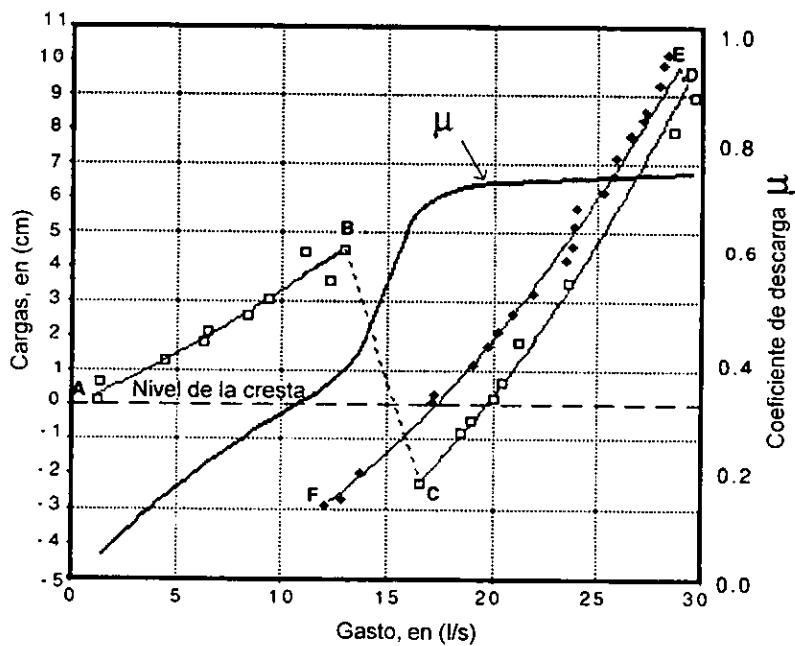


Figura 3.16.- Curva de funcionamiento del sifón flotante

El funcionamiento del modelo de laboratorio resultó adecuado y conveniente por lo que se puede llevar a prototipo por medio de la ley de Froude.

De los resultados de modelo se puede deducir que este dispositivo puede descargar gastos constantes relativamente grandes (300 l/s), con lo que se tendrían unas dimensiones de la sección transversal del sifón de $60 \times 30 \text{ cm}$, debido a que la escala de líneas del gasto es $Q_e = 15$, y de longitudes de $L_e = 3.0$. Esto variará según la escala del modelo.

3.1.2.5 Dispositivo de descargas intermitentes “diabeto”: Otro dispositivo que se puede considerar dentro de los mecanismos de derivación de gasto constante, es el desarrollado por Martínez y Aldama en 1989 [38], el cual sirve para llevar a cabo riego intermitente. A dicho dispositivo se ha denominado *diabeto*, y consiste de un depósito al que se le añaden sifones que en conjunto producen las descargas intermitentes deseadas, como se muestra en la figura 3.17.

El funcionamiento del dispositivo es sencillo. En el depósito, inicialmente vacío, se descarga un gasto constante Q_e . Durante un cierto tiempo, el depósito se llena, sin que haya descarga por el sifón. Cuando el nivel en el depósito llega a la carga de cebado del sifón, éste inicia su descarga. Si está bien diseñado, su gasto de salida Q_s será bastante mayor que el de entrada, de manera que el nivel en el depósito disminuirá continuamente. Durante este tiempo, el gasto de salida se aplica al riego, y corresponde a la fase de entrada de agua a los surcos en un ciclo de intermitencia.

Finalmente, el nivel en el depósito disminuye hasta alcanzar el nivel de descebado del sifón; en este momento se detiene la salida de agua y se inicia una nueva etapa de llenado del depósito, que corresponde a la “suspensión del riego” en cada intermitencia. El ciclo se reinicia con el llenado del depósito.

El que el diabeto funcione como se describe en los párrafos anteriores, depende de diversas variables: gasto de entrada, área y número de sifones, carga de cebado y descebado y dimensiones del depósito.

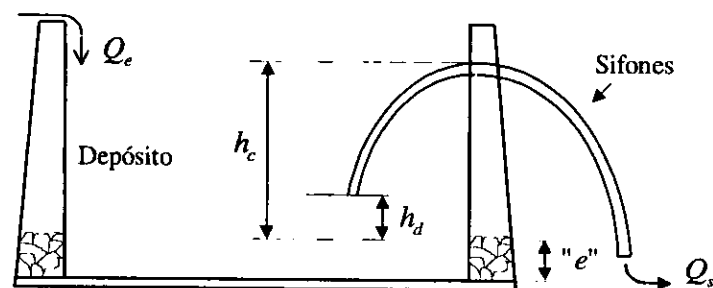


Figura 3.17.- Esquema del diabeto

Considerando tanto la solución matemática del problema como la experiencia obtenida con el funcionamiento del diabeto en el laboratorio y en el campo, se recomienda el siguiente procedimiento de diseño y puesta en operación:

Sean los datos siguientes:

- Gasto disponible para el riego: Q_e , en (m^3 / s);
- Carga o desnivel disponible: H , en (m);
Si el desnivel o carga disponible es grande (mayor de 1.5 m) se recomienda dar al diabeto una altura total H entre 1 y 1.2 m .
- Tiempo requerido de avance en cada ciclo: t_v , en ($seg.$);
Si se desconoce el tiempo requerido de avance (t_v), puede determinarse de la siguiente manera:
 - Se toma un surco o melga cualquiera del terreno por regar.
 - Se procede al riego como si se tratara del riego continuo común, dejando que el agua alcance el final de la parcela.
 - Cuando el agua llega al final de la parcela, se detiene el riego y se espera que el surco o melga se seque, dejando transcurrir después, por lo menos, 20 minutos.
 - Se inicia un nuevo riego, sobre el surco mojado, midiendo cuidadosamente el tiempo que ahora tarda el agua hasta el final de la parcela. Este tiempo será, con muy buena aproximación, el dato requerido t_v .

Se procede al diseño del diabeto como sigue:

1. A la altura H se le restan 5 cm para el bordo libre y alojar los sifones, y 3 cm más para que tengan descarga libre a la salida (ver la dimensión "e" en la figura). La carga de cebado será entonces:

$$h_c = H - 0.08$$

2. La carga de descebado será:

$$h_d = 0.12h_c$$

3. Se utilizarán sifones de manguera flexible de 2". El número de ellos será:

$$m = \frac{3.6Q_e}{\mu A \sqrt{2gh_c}}$$

Algunas veces, las menos, el gasto disponible Q_e será grande, y se podrá diseñar un diabeto muy grande. En este caso se recomienda limitar al dispositivo para regar un área máxima simultánea de menos de 1 ha. Conviene que el gasto Q_e por utilizar sea pequeño.

Usualmente, el valor de m obtenido de la ecuación anterior no será entero; deberá ajustarse al entero inmediato superior. Por lo general, los errores introducidos por ajustar a un número entero de sifones no serán de consideración, sólo se reflejarán en ciclos de vaciado un poco más cortos.

4. Se calcula el área en planta del depósito:

$$A_d = \frac{t_v Q_e}{(h_c - h_d)}$$

Si la carga disponible es pequeña (menor de 60 cm) y se desea aplicar un gasto de Q_e mediano o grande simultáneamente, el área en planta del diabeto puede resultar muy

grande. En este caso se recomienda regar una superficie menor al mismo tiempo, o bien aumentar la carga disponible (H) con una bomba.

5. El número de surcos por regar simultáneamente se calcula como:

$$N = \frac{2Q_e}{q_i}$$

siendo q_i el gasto utilizado en cada surco.

Entre las ventajas que puede tener este dispositivo para llevar a cabo el riego intermitente, se pueden encontrar que es de fácil operación, tiene bajo costo de instalación, no requiere de instalaciones especiales, no tiene partes móviles y no requiere de energía adicional; una ventaja sobresaliente es que puede ser construido y modificado por los agricultores según sus necesidades.

3.1.2.6 Tanque de descargas de fondo: Con la misma finalidad que Martínez y Aldama [38], García y Barrios en 1994 [39] desarrollaron un dispositivo fluídico llamado tanque de descargas de fondo (TDF) para llevar a cabo el riego intermitente tratando de tener un aprovechamiento eficiente de corrientes pequeñas, en parcelas cuyos gastos disponibles para el riego son pequeños (0.05 l/s a 10 l/s).

Este dispositivo permite mejorar el aprovechamiento de pequeños gastos derivados de arroyos que llegan a pequeñas comunidades rurales, de caudales descargados por plantas de tratamiento, de gastos bombeados por pequeños sistemas de bombeo, y de otras posibles fuentes de abastecimiento. Esta situación es común en zonas áridas, semiáridas, y en poblaciones y rancherías ubicadas en zonas de sierra. Dicho dispositivo no requiere de energía externa para generar las descargas intermitentes, ya que estas se producen por medio del sistema de apertura/cierre, basándose en el principio de flotación [39].

En la figura 3.18 se muestra un esquema simplificado del TDF, el cual está constituido por tres partes fundamentales, el tanque de alimentación, el sistema de apertura/cierre y la tubería de compuertas [40].

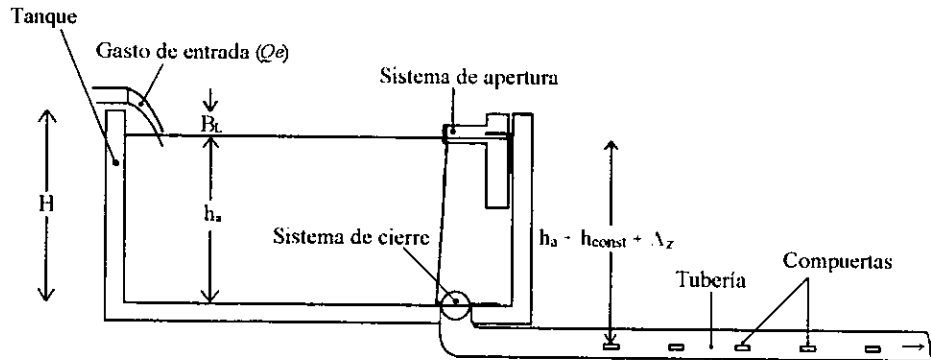


Figura 3.18.- Tanque de descargas de fondo

El funcionamiento del dispositivo es relativamente sencillo como se describe a continuación. En el tanque de alimentación, inicialmente vacío, se descarga constantemente el caudal disponible para riego (Q_e); de esta manera, mientras el dispositivo de apertura/cierre está en su posición original (sistema cerrado), el tirante dentro del tanque se incrementa gradualmente hasta alcanzar el nivel de apertura previsto (h_a), en este momento el flotador superior gira rápidamente abriendo la tapa del fondo e inicia la descarga hacia la tubería de compuerta que viene a los surcos.

La apertura de la tapa de fondo se da en forma suave e instantánea y el sistema es disparado hacia arriba ya que el flotador superior al quedar sumergido produce un empuje vertical ascendente superior a la carga hidráulica actuante sobre la tapa.

Como el gasto descargado (Q_s) a través de la tubería de compuertas siempre es mayor que el gasto de entrada (Q_e) al sistema, el nivel del tanque desciende paulatinamente (y con ello el flotador superior gira volviendo a su posición inicial), hasta que por efecto de la succión a que está sometida la tapa se produce el cierre del sistema, iniciando con ello un nuevo ciclo de llenado y vaciado. La figura 3.19 muestra una secuencia ilustrativa del funcionamiento del tanque de descargas de fondo [40]. El dispositivo de apertura/cierre se ha desarrollado en forma experimental.

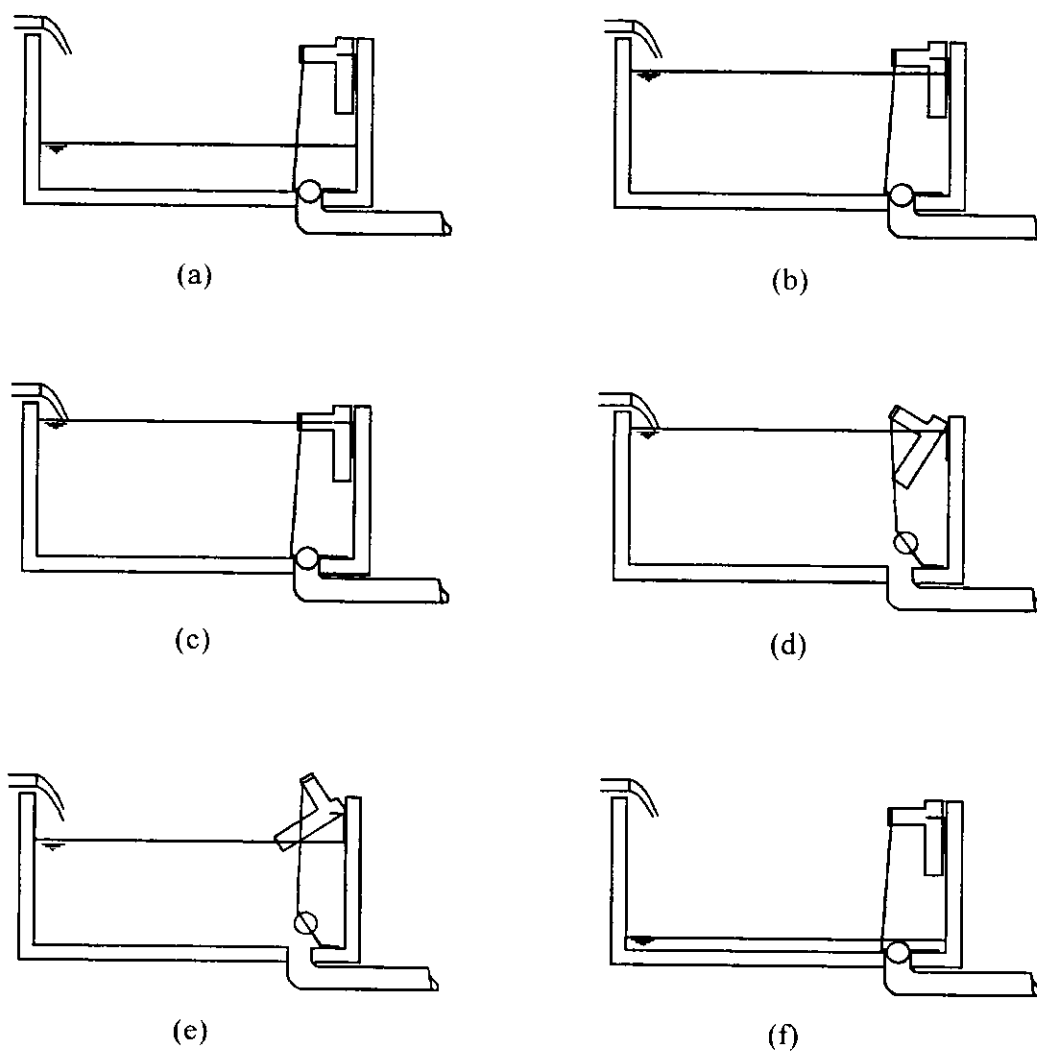


Figura 3.19.- Funcionamiento del tanque de descargas de fondo

Para llevar a cabo el diseño del TDF se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

El tanque puede ser fijo o portátil, en el primer caso por ser una obra permanente en la parcela se recomienda que se construya de tabique, en el segundo caso debe construirse de lámina soldada con tensores para reforzarlo.

Con el fin de establecer dimensiones estandarizadas se propone adoptar secciones de fondo cuadradas no mayores a $16 m^2$, ($A_t \leq 16m^2$), y el tanque no debe tener una altura mayor a $1.3 m$, ($H_t \leq 1.3m$). Para evitar derrames generados por la acción del viento, se recomienda un bordo libre de $5 cm$, ($B_L = 0.05m$). El tirante máximo de apertura está dado por:

$$h_{a\text{máx}} \leq H_t - B_L$$

El gasto máximo suministrado al surco (Q_o) generalmente se considera conocido; se determina considerando el tipo de suelo y pendiente del surco, considerando la relación de Criddle:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{0.75}{S_o}$$

donde $Q_{\text{máx}}$ está en litros por segundo; S_o la pendiente longitudinal del surco en %.

Además se deberá determinar el gasto máximo no erosivo en el surco, la figura 3.20 permite determinar éste en función de la velocidad máxima no erosiva, la pendiente y el coeficiente de rugosidad de Manning (0.03 – 0.04 para suelos agrícolas).

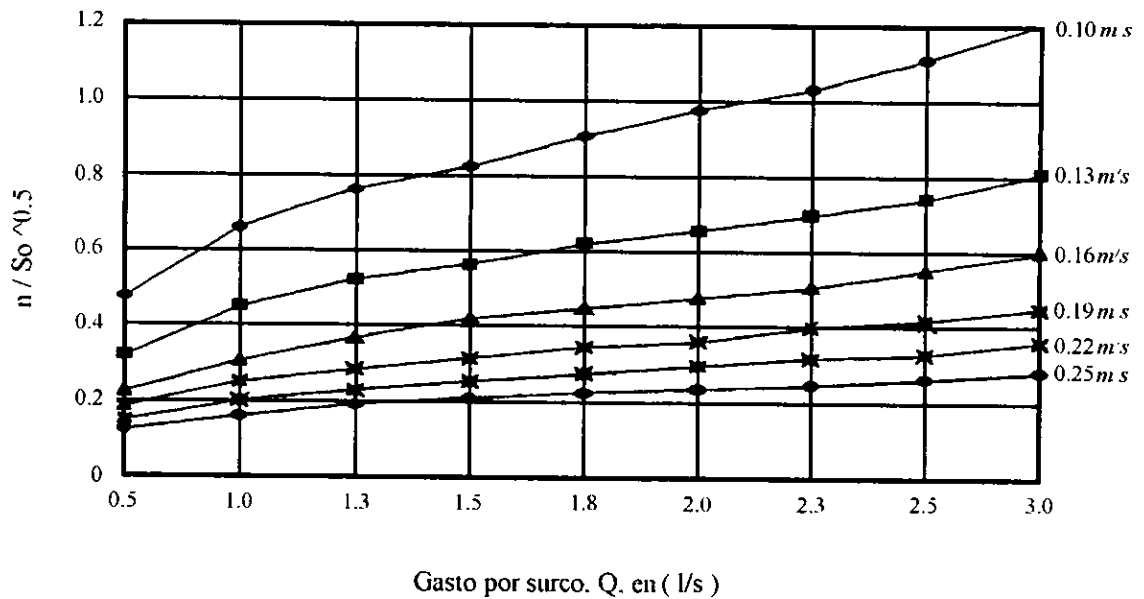


Figura 3.20.- Gasto máximo no erosivo en surcos

El tiempo de vaciado del tanque es uno de los parámetros más importantes que se requieren para el diseño del tanque de descargas de fondo, ya que de este dato dependerá la eficiencia del riego con que operará el sistema.

Se recomienda obtener este parámetro dando al suelo un riego previo para humedecerlo y con ello bajar la velocidad de infiltración a condiciones similares que las que se tendrán durante los últimos ciclos de riego. Para obtener una primera aproximación en el diseño se utilizará la figura 3.21, esta permite seleccionar el tiempo de vaciado en función de la longitud del surco y la velocidad máxima no erosiva, es aplicable a cualquier tipo de suelo. Otra forma de obtenerlo sería con mediciones de campo.

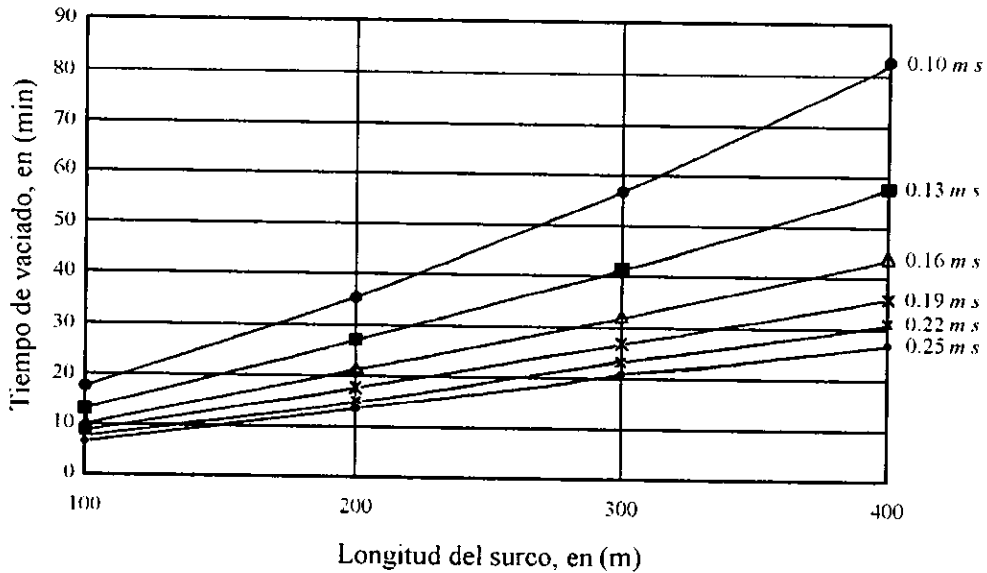


Figura 3.21.- Selección del tiempo de vaciado del tanque de descarga de fondo

Para el riego intermitente se necesita contar con una tubería (PVC) que contenga aberturas o compuertas equidistantes a la distancia entre surcos ($0.75 - 1.0 m$) que regulen la salida del agua hacia los surcos.

Para fines prácticos el procedimiento de diseño del TDF es de la siguiente manera para el cual se requieren los siguientes datos:

Gasto disponible para el riego (Q_c).

Características de la parcela (longitud (L_s) y espaciamiento del surco).

Pendiente longitudinal (S_o) y transversal (S_r) de la parcela.

Ancho de cabecera.

Tipo de suelo.

Coefficiente de rugosidad de Manning ($0.03 - 0.04$).

Lámina de riego (L_r).

Gasto máximo no erosivo (criterio de Criddle o figura 3.20).

Tiempo de vaciado del tanque (t_v), de la figura 3.21 o mediciones en campo.

1. Se propone la carga de abertura del sistema (h_a).
2. Se selecciona la abertura de las compuertas, debe verificarse que el gasto máximo descargado para esa abertura sea igual o menor al máximo no erosivo, $Q_{max} \leq 3 \text{ l/s}$.
3. Se propone el área del tanque en planta ($A_t \leq 16 \text{ m}^2$).

4. Se determina el tiempo de llenado de la pila.

$$t_{ll} = \frac{A_t(h_a - h_c)}{Q_e}$$

donde: h_c es el tirante de cierre ($13\text{cm} \leq h_c \leq 16\text{cm}$).

5. Se determina la relación tiempo de llenado/tiempo de vaciado (f):

$$f = \frac{t_v}{t_{ll}}$$

donde: t_v es el tiempo de vaciado; t_{ll} tiempo de llenado.

6. Se propone un número de compuertas abiertas. Para ellos se requiere determinar el gasto descargado por la compuerta al cerrar el sistema, es recomendable realizar mediciones de esta variable en campo. Se calcula el gasto máximo adimensional Q_i^* al iniciar el vaciado del tanque, a partir del gasto mínimo adimensional Q_c^* al momento del cierre del sistema con la ecuación $Q_i^{*2} = Q_c^{*2} h_a / h_c$. Estos valores preliminares serán corregidos posteriormente.

7. Se revisa el valor de Q_i^* , resolviendo la siguiente ecuación por algún método numérico

$$Q_i^{*2} - \frac{2}{f} Q_i^* - \frac{2}{f} \ln(Q_i^* - 1) - Q_c^{*2} + \frac{2}{f} Q_c^* + \frac{2}{f} \ln(Q_c^* - 1) = 0.$$

8. Se determina el número de compuertas abiertas.

$$n = \frac{Q_e Q_i^*}{c \beta (h_a + h_{const} + \Delta z)}$$

$$c = \mu A_c \sqrt{2g}$$

donde: A_c es el área de cada compuerta, $\mu = 0.60$ y $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

Para cualquier caso las pérdidas promedio en el sistema son del 10 % (García y Barrios, 1994), por lo que $\beta = 0.90$. Por otro lado, para una tubería de 6' de diámetro $h_{const} = 0.2 \text{ m}$, y Δz representa el desnivel topográfico medio de la cabecera de la parcela.

9. Una vez conocido el número de compuertas abiertas, debe revisarse el valor de Q_c^* , en caso de que exista una variación apreciable entre el valor propuesto y el calculado, deben de repetirse los pasos (7) y (8) cuantas veces sea necesario hasta que el número de compuertas abiertas no se modifique en dos iteraciones sucesivas.

10. Se determina el diámetro de la tubería de compuertas

$$D_{tub} = \left(\frac{8n\mu A_c}{\pi \beta \left(1 - \frac{Q_c^{*2}}{Q_i^{*2}} \right)} \right)^{1/2}$$

Debe ajustarse al diámetro comercial igual o superior disponible (6' ú 8').

11. Se calcula el gasto medio descargado por cada compuerta

$$q_{o,medio} = \frac{\left(\frac{Q_e}{n} \right) (Q_i^* - Q_c^*)}{\ln \left(\frac{Q_i^*}{Q_c^*} \right)}$$

3.2 Dispositivos para disipación de energía

El diseño de estructuras hidráulicas para la disipación de energía es frecuentemente uno de los problemas más interesantes y delicados a los que se enfrenta el proyectista hidráulico cuando se diseñan estructuras de canales, alcantarillas, presas y estanques de retención usados en trabajos de irrigación y drenaje, ya que todos tienen conductos de tomas de salida para transportar el agua desde el embalse al canal aguas abajo. Cuando existe agua en tales estructuras la carga estática del embalse se convierte en energía cinética la cual provoca que el flujo salga de la toma de salida con una gran velocidad. Si tal velocidad no es reducida, la erosión o socavación de la toma de salida podrían seriamente dañar el terraplén o estructuras adyacentes.

Las altas velocidades son frecuentemente reducidas por estructuras terminales tales como: bloques deflectores, tanques de salto hidráulico, tanques amortiguadores del tipo de impacto, cubetas deflectoras disipadoras de energía, sólo por mencionar algunas. Todas estas estructuras requieren una considerable suma de concreto armado para construir superficies curvas, bloques deflectores, umbrales dentados y deflectores ranurados así como excesivas excavaciones que incrementan el costo, probablemente más allá de lo aceptable.

Problemas tales como cavitación, socavación, erosión y levantamiento de losas en los tradicionales disipadores de energía han propiciado la investigación o diseño de nuevas estructuras disipadoras de energía para evitar dichos problemas.

Existen diferentes ejemplos de dispositivos disipadores de energía que pretenden lo anterior; en algunos casos sólo se han estudiado en laboratorio y en otros los prototipos han trabajado satisfactoriamente.

3.2.1 Vertedor Compacto: Una forma tradicional de disipar energía en un vertedor ha sido usando tanques amortiguadores, o mecanismos de características similares. Pero dichos tanques amortiguadores y/o mecanismos son diseñados para ser adecuados a un flujo, el cual es usualmente la máxima avenida de diseño durante un cierto periodo de tiempo. Lo cierto es que la mayoría de ellos está sujeto a un gran rango de flujos, y esto complica el diseño del tanque disipador de energía, ya que es difícil proveer la misma eficiencia para un amplio rango de flujos.

Por el motivo anterior Khalifa [41] realizó pruebas de laboratorio en un modelo hidráulico de un vertedor de forma estándar, con tres tubos los cuales están colocados en dirección vertical, en la cara del vertedor justo abajo de la parte curva del cimacio y doblados en dirección opuesta al flujo, es decir, exactamente en la dirección del flujo principal, como se muestra en la figura 3.22. Además tiene unos deflectores localizados justo aguas abajo de donde están las tomas de los tubos para dirigir más el flujo hacia donde saldrán los chorros en sentido contrario.

Los chorros son usados para producir un momentum inverso, el cual incrementa el porcentaje de disipación de energía. Por lo que se puede decir que el momentum de los chorros se ajusta de acuerdo al momentum del flujo principal.

Por lo que se puede concluir que los chorros tienen un efecto significativo en la disipación de energía aguas abajo del vertedor y esto puede reducir el tamaño del tanque amortiguador necesario.

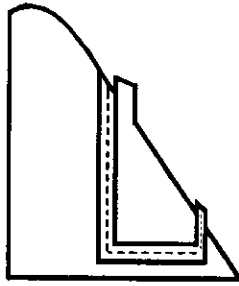


Figura 3.22.- Vertedor compacto

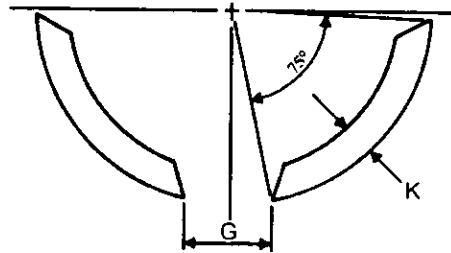
3.2.2 Diseño de una cámara de salto hidráulico: Otra estructura terminal disipadora de energía es la cámara de salto hidráulico, que ha sido el resultado de un estudio llevado a cabo en un modelo físico realizado por Korom, Sarikelle y Simon [42].

Esta estructura tiene un diseño simple, comparado con otras estructuras que usan el salto hidráulico para disipar energía, la cual podría llevar a reducir los costos.

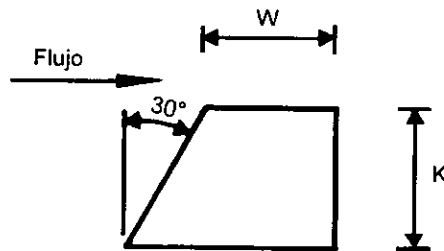
La cámara de salto hidráulico está constituida por bloques deflectores firmes en el interior de la periferia de un tubo sujeto al final del conducto de la toma de salida. Ésta puede ser formada usando tubos de concreto y módulos de bloques deflectores de concreto precolado.

La figura 3.23 muestra el diseño básico de la cámara de salto hidráulico donde D_i es el diámetro interior del tubo de entrada ; D_o es el diámetro interior de la cámara; K es la altura del bloque deflector; L es la distancia desde el final de la estación uno de bloques hasta el final de la estación de bloques adyacentes (siguiente); L_i es la distancia desde el inicio de la cámara hasta el final de la primera estación de bloques; L_o es la longitud total de la cámara; y L_s es la longitud desde el final de la estación final de bloques hasta el final de la cámara; W es el ancho de la cima de los bloques y $G = D_o / 8$.

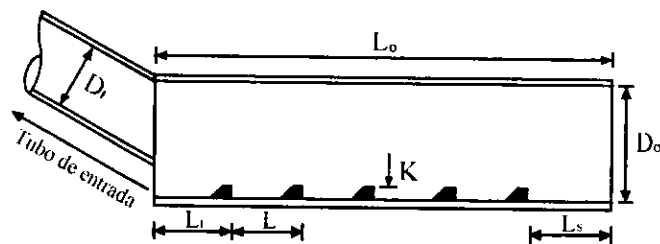
Esta cámara se construye al final de un conducto circular con control en la toma de entrada y en pendiente pronunciada, es decir, pendientes más grandes que la pendiente crítica para el conducto.



(a) Vista frontal de una estación de dos bloques



(b) Vista lateral del bloque deflector



(c) Vista lateral de la cámara de salto hidráulico

Figura 3.23.- Configuración básica de la cámara de salto hidráulico

El diseño hidráulico de la cámara, debe cumplir con algunas especificaciones, ya que de no ser así se afectaría el funcionamiento de esta estructura; aunque se deben cumplir tales especificaciones, es muy favorable su uso, ya que esta estructura elimina los derrames de las paredes de la cubeta y podría ser más fácil y más económico de construir.

Especificaciones a seguir para el diseño de la cámara de salto hidráulico:

- Altura de los bloques deflectores: La altura K del bloque deflector deberá ser igual a $D_o / 6$.
- Distancia entre estaciones de bloques: La distancia L entre estaciones de bloques deberá ser más grande o igual a D_o .
- Drenaje: El drenaje G entre los dos bloques de cada estación de bloques (Fig. 3.23a) fue modelado con $G = D_o / 8$ y se tuvo un funcionamiento adecuado por lo que se recomienda se tome este valor.
- Distancia de la primera estación de bloques: Si la conexión entre el tubo de la toma de entrada y la cámara de salto hidráulico es construida para que exista una caída de la plantilla de la toma de entrada a la plantilla de la cámara de salto hidráulico, el chorro de agua que entra a la cámara podría saltar sobre la primera estación de bloques si L_i no es lo suficientemente grande. Por lo que se determinó que un valor de $1.33D_o$ para L_i debería ser suficiente.
- Longitud de transición: La longitud de transición L_s es la distancia de la última estación de bloques al final de la cámara de salto hidráulico. En esta sección el agua se levanta por la última estación de bloques cayendo abajo para una profundidad menor. La distancia de transición debería de ser lo suficientemente grande para contener esta acción de levantamiento. Según se informa, esto es llevado a cabo si $L_s \geq 2D_o$.
- Pendiente: El modelo de la cámara de salto hidráulico fue ensayado con una pendiente de 0.5%. Variaciones ligeras de esta pendiente no afectarán el funcionamiento de la

cámara de salto hidráulico. Aunque, se recomienda que la pendiente se conserve en un rango de 0.2 – 0.7%.

- Efectos del tirante aguas abajo: El modelo fue probado sin considerar un tirante aguas abajo. Si un prototipo tiene tirante aguas abajo, este mantendrá más lenta la velocidad en la toma de salida. Esta velocidad puede ser calculada dividiendo la descarga por el área de la sección transversal A_p del flujo de salida.
- Ventilado: Presiones negativas pueden desarrollarse en la toma de entrada del tubo cuando se tiene control de la toma de entrada y en pendientes pronunciadas. Esta presión puede inducir a cavitación, la cual puede ser evitada por ventilación del tubo en cualquier parte aguas arriba del salto hidráulico. Una ventila ayudará a prevenir que el salto hidráulico se recorra hacia aguas arriba, aunque dicha ventila causará la entrada de aire al salto. El volumen de entrada de aire generalmente será menor al 10% del volumen de agua.

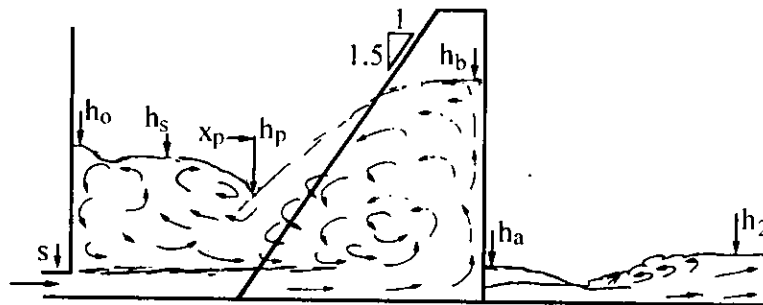
3.2.3 Tanque amortiguador de corriente central adversa: Un nuevo dispositivo terminal disipador de energía fue desarrollado por Hager [43] a fin de mejorar el tanque amortiguador convencional de salto hidráulico de una manera fundamental. Este dispositivo es el tanque amortiguador de corriente central adversa, el cual tiene características muy diferentes al convencional, ya que el elemento de corriente central adversa es capaz de deflectar el flujo considerablemente por lo que la disipación de la energía es mejorada.

Este está constituido por un canal terminal de ancho b , con un elemento central (ancho b_b) que genera la corriente adversa, el cual tiene una altura mayor a la de las paredes de la cámara, y un ancho igual a la mitad de la base de la cámara, como se muestra en la figura 3.24, además de un tanque amortiguador secundario al final del canal.

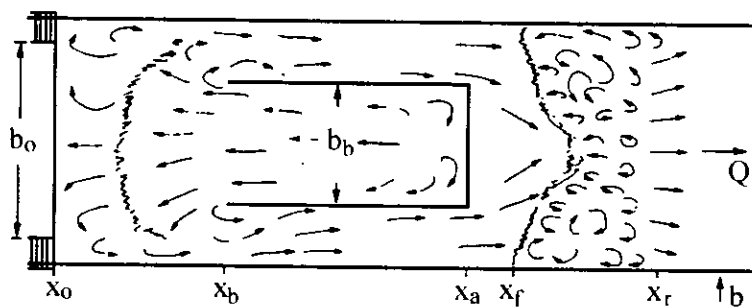
Cuando el flujo de agua entra al elemento de corriente adversa, este choca con la pared y es deflectado 90° en la dirección vertical, induciendo a un vórtice vertical elevándose a la

superficie libre del agua y regresando por acción de otros 90° de deflexión a la sección de aproximación. El elemento de corriente adversa tiene de este modo un impacto mucho más grande en el flujo de llegada, y una fuerte interface entre el flujo de atrás y el que regresa es desarrollada. Como el último es dirigido en la dirección aguas abajo, otro giro de 180° en el plano horizontal determina el patrón del complejo flujo.

Un esquema de los patrones de flujo es dado en la figura 3.24. El flujo de llegada entra al tanque por un ducto de altura s y de ancho b_o y se expande de la sección de aproximación al ancho b del tanque. La altura de sumergencia es h_o . El flujo también podría aproximarse en un vertedor con pendiente, como es típico para vertedores a superficie libre, y (b_o, s) son los correspondientes parámetros de aproximación.



(a) Vista lateral



(b) Vista en planta

Figura 3.24.- Patrones de flujo del tanque amortiguador de corriente central adversa

El chorro que entra en la sección de aproximación choca a la pared transversal del elemento que propicia la corriente adversa, levantándose a una altura máxima h_b y girando hacia la sección de aproximación. Debido a la reserva de agua de altura h_o , el chorro superficial gira chocando al punto de sumergencia x_p , y la correspondiente profundidad de flujo es h_p . El giro del flujo es entonces desviado 180° a lo largo de los costados del tanque para combinarse más aguas abajo. La profundidad de flujo promedio aguas arriba en el costado del tanque es h_s , y h_a es la profundidad al final del elemento de corriente adversa.

Debido a la sumergencia de la toma de entrada, el flujo arriba del punto de sumergencia es subcrítico y una transición a flujo supercrítico ocurre mientras el agua gira 180° alrededor de las paredes laterales del elemento de corriente adversa. El elemento de corriente adversa de este modo necesita un *tanque secundario* para una disipación de energía total. El segundo estado involucra un tanque de amortiguamiento del salto hidráulico convencional, eventualmente prolongado por elementos deflectores.

Esta estructura es recomendable para flujos donde el número de Froude está en el rango de 4 a 8, ya que los experimentos demostraron que con esta condición se tiene una disipación de energía del 80%, comparada con el 60% que se presenta en un tanque amortiguador clásico, esto debido a la excelente vorticidad que se crea con el elemento de corriente central y a la interacción con el flujo de llegada.

Para diseñar el tanque amortiguador de corriente central adversa se puede seguir el siguiente procedimiento:

- El diseño requiere que se tenga un número de Froude mínimo de $F = 0.70 + \frac{1}{2} \left(\frac{b_b}{s} \right)$;

No se deberían de considerar números de Froude $F < 2.5$

- El ancho de diseño para el elemento de corriente central adversa es

$$b_b = \frac{b}{2}$$

- El elemento deberá estar localizado cerca de la toma de salida

$$x_b = x_o + 2s$$

- Las paredes laterales del elemento deberán tener taludes de 1.5:1 (56°) con la horizontal, y la longitud horizontal en la cima del elemento deberá ser de 3s.
- La altura del elemento deberá considerarse para la máxima profundidad (h_b) del flujo que existe en dicho elemento, más un bordo libre adecuado de 15% .

$$h_b = 2sF_o + 15\% \text{ de bordo libre}$$

$$\text{donde } F_o = \frac{Q}{\sqrt{gs^3b_o}}$$

- La profundidad del tirante aguas abajo es

$$h_2 = \left(\frac{b_b}{b_o} \right)^{-1} (0.4F_o + 0.6)s$$

- Longitud total del tanque de corriente central adversa es aproximadamente

$$L_b = 6h_2$$

3.2.4 Vertedor escalonado: Los vertedores escalonados se estuvieron construyendo en el pasado, sin embargo cayeron en desuso, pero en los últimos años han llegado a ser un método popular para manejar avenidas, principalmente a causa de las técnicas avanzadas en la construcción de presas, usando el método de concreto compactado con rodillo (RCC), así como también por las ventajas que este tipo de vertedores ofrece en lo que concierne a la disipación de energía del flujo, [44, 45, 46, 47, 48].

En lo que a los procesos de construcción se refiere las ventajas de los vertedores en escalón es que mantienen la continuidad del tipo de material usado y la geometría, por lo que: será menos el desembolso económico y será más corto el tiempo de construcción.

Desde el punto de vista hidráulico, la disipación de la energía del flujo al pasar a lo largo del vertedor, permite una considerable reducción y simplificación de los trabajos de disipación de energía al pie del vertedor, conduciendo a una reducción de las dimensiones de la estructura disipadora al final del vertedor y consecuentemente teniendo una reducción en los costos de construcción de la misma.

El comportamiento del flujo sobre un vertedor escalonado puede ser clasificado en dos tipos de regímenes: régimen de flujo de napa (*nappe flow*) y régimen de flujo deslizante (*skimming flow*), como se muestra en la figura 3.25.

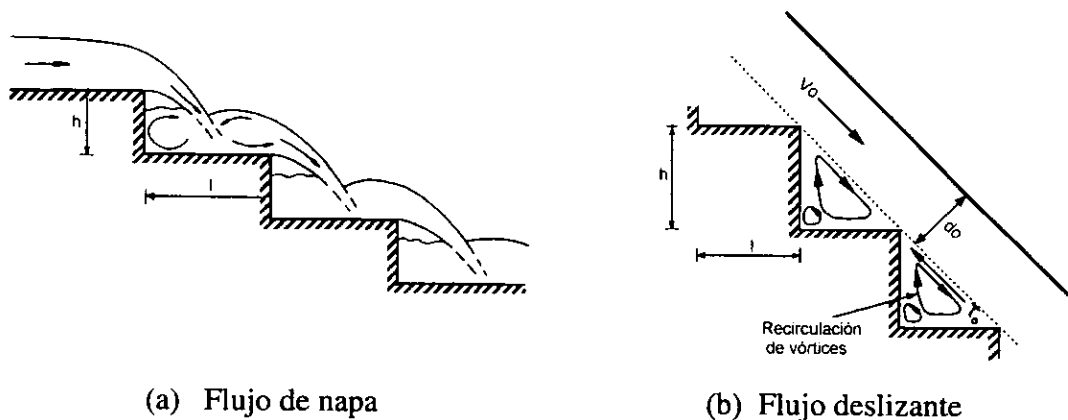


Figura 3.25.- Regímenes de flujo en un vertedor escalonado

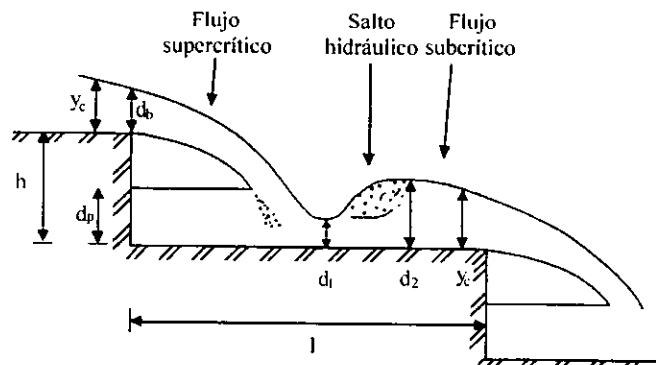
A continuación se describen los dos tipos de regímenes que se presentan en un vertedor escalonado:

Régimen de flujo de napa

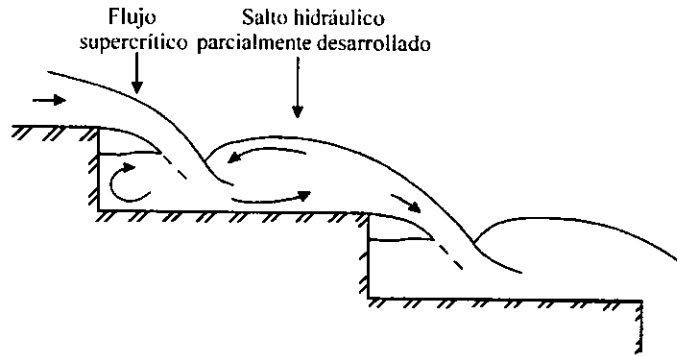
En el régimen de flujo de napa, el agua procede en una serie de saltos de un escalón a otro. En la orilla de cada escalón, el flujo llega a ser un chorro de caída libre antes de que impacte al próximo escalón. En un canal rectangular se pueden presentar tres tipos de flujo de napa [46, 47], ver figura 3.26:

1. Flujo de napa con salto hidráulico completamente desarrollado (sub régimen NA1), el cual se presenta para descargas y profundidades de flujo pequeñas.
2. Flujo de napa con salto hidráulico parcialmente desarrollado (sub régimen NA2).
3. Flujo de napa sin salto hidráulico (sub régimen NA3).

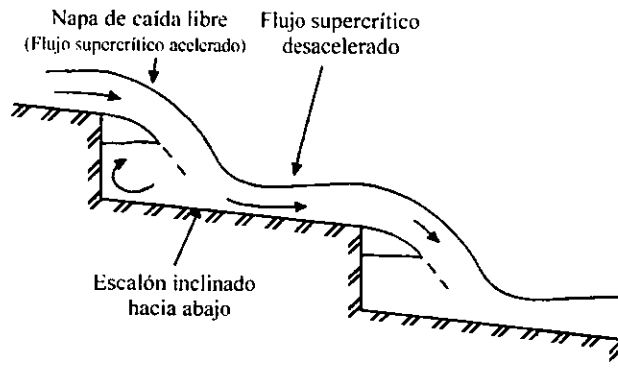
Un flujo de napa en escalones horizontales es caracterizado por la presencia de saltos hidráulicos (sub regímenes NA1 y NA2). Un flujo de napa sin salto hidráulico podría ocurrir para descargas relativamente grandes, antes de la aparición del flujo deslizante. Este sub régimen (NA3) es observado más frecuentemente en vertedores con escalones inclinados.



(a) Sub régimen NA1



(b) Sub régimen NA2



(c) Sub régimen NA3

Figura 3.26.- Tipos de sub regímenes del flujo de napa

Por otro lado Stephenson [48], sugiere que para que se tenga la situación más adecuada de régimen de flujo de napa se deben de cumplir las siguientes condiciones:

$$\tan\alpha = \frac{h}{l} < 0.20 \quad (3.2)$$

$$\frac{y_c}{h} < \frac{1}{3} \quad (3.3)$$

La disipación de la energía en un régimen de flujo de napa ocurre por: el rompimiento del chorro en el aire, el impacto y la mezcla del chorro en el escalón, y por la formación de un salto hidráulico total o parcialmente desarrollado en el escalón (Fig. 3.25a).

La disipación de energía total es igual a la diferencia entre la máxima carga disponible H_{max} y la energía residual en el fondo del vertedor. La energía residual es disipada por un salto hidráulico en un tanque de disipación al pie del vertedor. Combinando la definición de la pérdida de carga con la ecuación de momentum aplicada a la base de un vertedor y con las correlaciones obtenidas por Rand (1955), esto conduce a (Chanson 1994):

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{0.54 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0.275} + 1.715 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{-0.55}}{\frac{3}{2} + \frac{H_{presa}}{y_c}} \quad \text{Vertedor sin Compuerta} \quad (3.4a)$$

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{0.54 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0.275} + 1.715 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{-0.55}}{\frac{H_{presa} + H_o}{y_c}} \quad \text{Vertedor con Compuerta} \quad (3.4b)$$

donde y_c es la profundidad crítica, h es la altura del escalón, H_{presa} es la carga desde la cresta de la presa hasta el pie del vertedor (altura de la presa) y H_o es la elevación de la superficie libre encima de la cresta del vertedor. Para un vertedor sin compuerta, la máxima carga disponible y la altura de la presa son relacionadas por: $H_{max} = H_{presa} + 1.5y_c$. Para un vertedor con compuerta $H_{max} = H_{presa} + H_o$.

Por otro lado las presiones y fluctuaciones de presión son factores importantes que afectan la seguridad de los vertedores escalonados.

En un régimen de flujo de napa, grandes fuerzas hidrodinámicas son ejercidas en los escalones: en la zona de impacto de la caída de la napa, bajo el salto hidráulico y en la cara vertical si la napa no es adecuadamente ventilada [46].

En la cara horizontal del escalón, el impacto del chorro en los escalones induce grandes presiones en el fondo (más grandes que la presión hidrostática) cercanas a la localización de la zona de impacto; y abajo del salto hidráulico la presión principal es cuasi hidrostática, pero grandes fluctuaciones de presión son observadas.

En resumen, la cara horizontal de los escalones debería ser diseñada para soportar grandes presiones positivas y negativas para un amplio rango de condiciones de flujo. Como la localización del impacto de la napa de caída y la posición del salto hidráulico en los escalones son función de la descarga, se deberá reforzar adecuadamente la mayor longitud posible de los escalones para soportar diferentes situaciones de carga.

Régimen de flujo deslizante

Para pequeñas descargas y pendientes suaves, el agua fluye como una sucesión de caídas de agua (flujo de napa). Pero un incremento de la descarga o de la pendiente podría inducir la aparición del régimen de flujo deslizante. El inicio de este tipo de régimen está definido por la desaparición de la cavidad bajo los chorros (napas) de caída. Por lo anterior, se puede decir que el régimen de flujo deslizante es una función de la descarga (Q), la altura (h) y longitud (l) del escalón.

En un régimen de flujo deslizante el agua fluye aguas abajo como una corriente coherente y deslizante sobre los escalones, y es amortiguada por la recirculación del fluido atrapado entre ellos (Fig. 3.25b). En este tipo de régimen, los bordes externos de los escalones forman un pseudo fondo abajo del cual se desarrollan vórtices de recirculación de eje horizontal, llenando la zona entre el flujo principal y los escalones, y son mantenidos a través de la transmisión de los esfuerzos cortantes que ocasiona el flujo que pasa sobre los

bordes de los escalones. Se ha observado que la mayoría de la energía es disipada por mantener la circulación de los vórtices [46].

Chanson [46, 47, 49, 50, 51] establece que el régimen de flujo deslizante ocurre para descargas más grandes que un valor crítico, es decir cuando $(y_c) > (y_c)_{inicio}$, donde:

$$(y_c)_{inicio} = \left[1.057 - 0.465 \left(\frac{h}{l} \right) \right] h \quad (3.5)$$

La ecuación anterior fue deducida para un rango de h/l de 0.2 a 1.25, ($15^\circ < \alpha < 52^\circ$). La figura 3.27 muestra las regiones tanto del régimen de flujo de napa como de flujo deslizante [46].

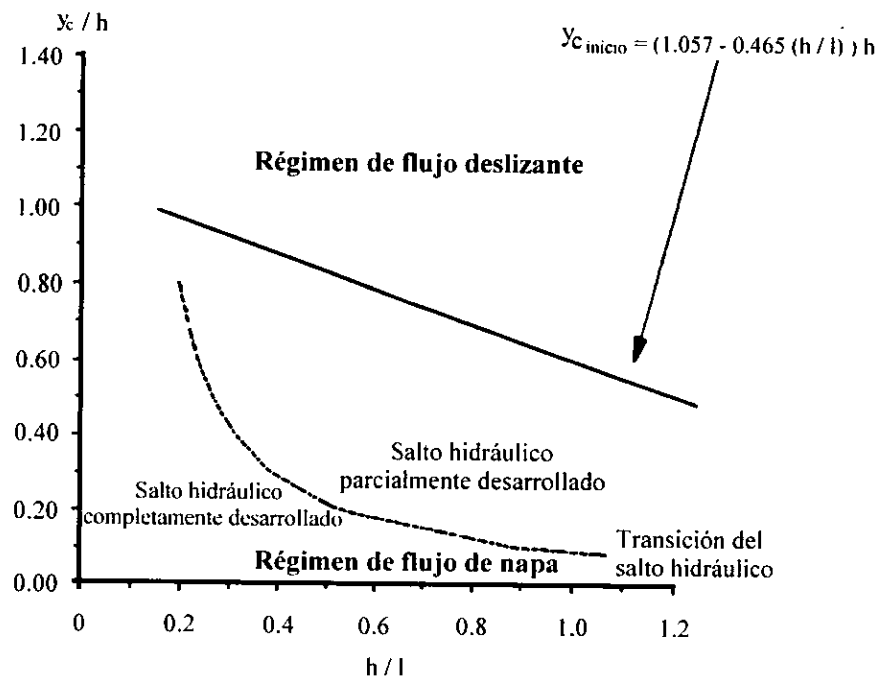


Figura 3.27.- Inicio del flujo deslizante

Por otro lado Chamani y Rajaratman [52] y Rajaratman [53] sugieren que la transición de un flujo de napa a un flujo deslizante se da cuando $y_c/h \approx 0.8$, es decir cuando $y_c/h < 0.8$ se tendrá un régimen de flujo de napa y cuando $y_c/h > 0.8$ habrá un régimen de flujo deslizante en un vertedor escalonado.

Para un vertedor escalonado con un régimen de flujo deslizante, la superficie libre del agua es tranquila en los primeros escalones y no ocurre entrada de aire. Pero cuando la capa límite alcanza la superficie libre del agua (punto de inyección) inicia la aireación natural del flujo, figura 3.28.

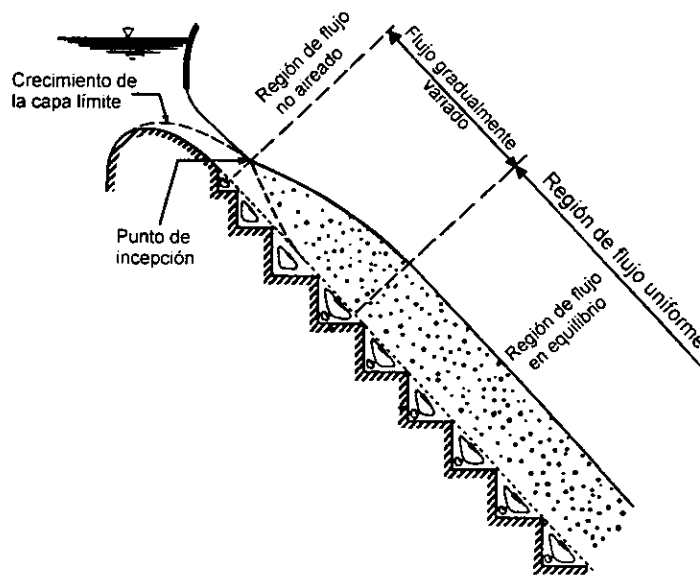


Figura 3.28.- Entrada de aire en un vertedor escalonado

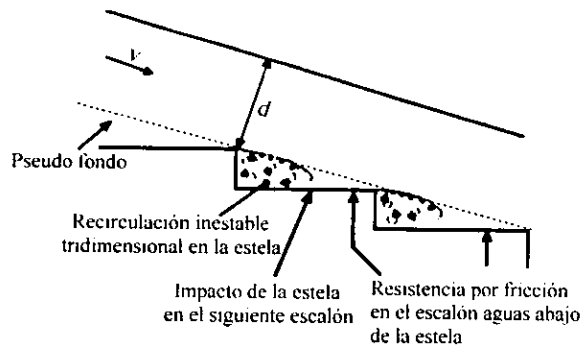
En vertedores convencionales (lisos), la posición del punto de inyección es principalmente una función de la descarga y de la rugosidad del vertedor, mientras que en vertedores escalonados es una función de la descarga, el diseño de la cresta, la rugosidad, de la geometría de los escalones y del canal.

Chanson [46] encontró que los cálculos de un vertedor liso sobrestiman la localización de la aparición de las “aguas blancas” en vertedores escalonados, debido a que el porcentaje de crecimiento de la capa límite en vertedores escalonados es aproximadamente 2.8 veces más grande que en vertedores lisos.

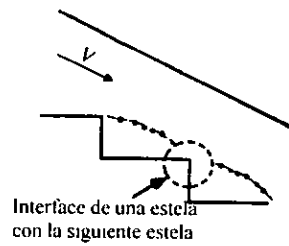
Si el canal es lo suficientemente largo, las condiciones de flujo uniforme son alcanzadas antes del final del canal, y tiene el mismo comportamiento que en vertedores lisos.

Dentro del régimen de flujo deslizante pueden distinguirse tres tipos de sub regímenes del flujo, [46], figura 3.29:

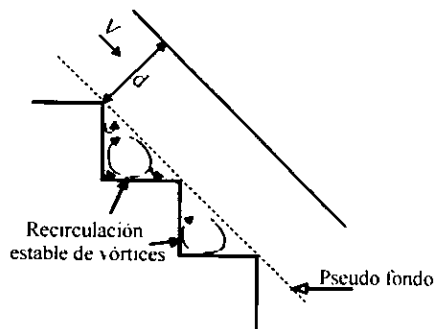
1. Para pendientes suaves ($\alpha < 27^\circ$), el flujo es caracterizado por el impacto de la “estela” en el siguiente escalón, por una recirculación inestable tridimensional en la estela y algo de resistencia por la fricción en el escalón aguas abajo del impacto de la estela, el patrón de flujo es llamado “interface escalón – estela”, sub régimen (SK1), Fig. 3.29a.
2. Para pendientes grandes ($\alpha \approx 27^\circ$), una estela interfiere con la siguiente estela y no existe resistencia por la fricción en el escalón, este patrón es llamado “interface estela – estela”, sub régimen (SK2), Fig. 3.29b.
3. Para pendientes pronunciadas ($\alpha > 27^\circ$), una recirculación estable en las cavidades entre los bordes del escalón adyacente es observada, Fig. 3.29c. La recirculación de los vórtices es bidimensional y posiblemente tridimensional. La disipación de energía y la resistencia del flujo son funciones de la energía requerida para mantener la circulación de estos grandes vórtices a gran escala. El patrón de flujo es llamado “recirculación del flujo en las cavidades”, sub régimen (SK3).



(a) Sub régimen SK1



(b) Sub régimen SK2



(c) Sub régimen SK3

Figura 3.29.- Tipos de sub regímenes del flujo deslizando

Asumiendo que las condiciones de flujo uniforme son alcanzadas antes del final del vertedor, la profundidad del flujo y la velocidad del flujo pueden ser deducidas de la ecuación de momentum (Chanson 1994). Y la pérdida de energía puede ser estimada como:

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{\left(\frac{f_e}{8 \text{sen } \alpha}\right)^{\frac{1}{3}} \cos \alpha + \frac{1}{2} E_c \left(\frac{f_e}{8 \text{sen } \alpha}\right)^{-\frac{2}{3}}}{\frac{3}{2} + \frac{H_{presa}}{y_c}} \quad \text{Vertedor sin Compuerta} \quad (3.6a)$$

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{\left(\frac{f_e}{8 \text{sen } \alpha}\right)^{\frac{1}{3}} \cos \alpha + \frac{1}{2} E_c \left(\frac{f_e}{8 \text{sen } \alpha}\right)^{-\frac{2}{3}}}{\frac{H_{presa} + H_o}{y_c}} \quad \text{Vertedor con Compuerta} \quad (3.6b)$$

donde f_e es el factor de fricción de flujo tomando en cuenta la entrada de aire en el flujo, α es la pendiente del canal, y E_c es el coeficiente de Coriolis.

Las ecuaciones 3.4 y 3.6 indican que la disipación de la energía se incrementa con la altura de la presa, pero para presas altas ($H_{presa} / y_c > 35$), sin embargo, es más apropiado considerar la energía residual que la pérdida de carga total. Se ha encontrado que la energía residual es afectada por la aireación del flujo para concentraciones mucho más grandes que el 40 %, Chanson [46]. Las investigaciones sugieren que los efectos de entrada de aire en la energía residual llegan a ser importantes para pendientes mayores a 30° tanto para vertedores lisos como escalonados. Dicha energía residual deberá ser disipada por una estructura terminal disipadora de energía. La carga residual es igual a:

$$\frac{H_{res}}{y_c} = \left(\frac{f_e}{8 \text{sen } \alpha}\right)^{\frac{1}{3}} \cos \alpha + \frac{1}{2} E_c \left(\frac{f_e}{8 \text{sen } \alpha}\right)^{-\frac{2}{3}} \quad (3.7)$$

Algunos investigadores [52, 54], sugieren que existe mucho más alta disipación de energía en un régimen de flujo de napa que en un régimen de flujo deslizante, pero Chanson [46, 49], graficó las ecuaciones 3.4 y 3.6 para diferentes condiciones y encontró que para presas altas el régimen de flujo deslizante puede disipar mucho más energía del flujo que el régimen de flujo de napa, ver Fig. 3.30.

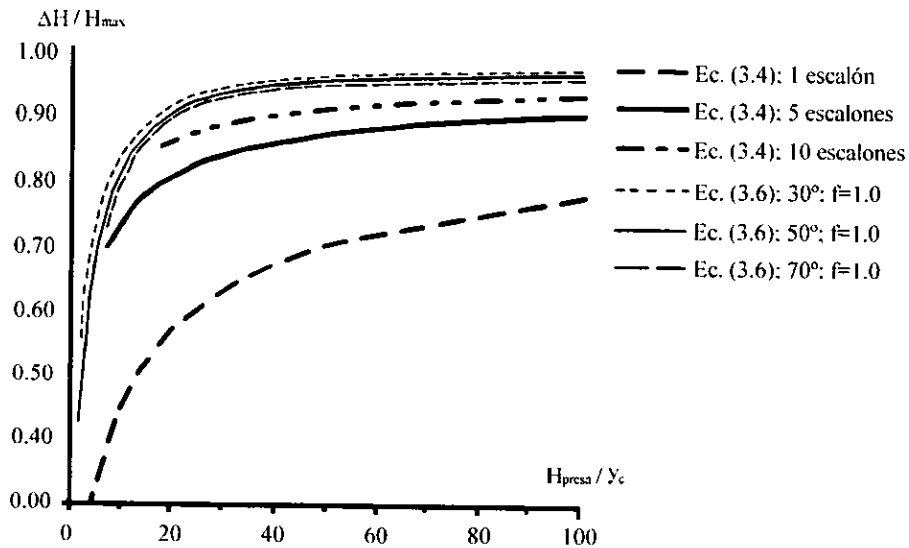


Figura 3.30.- Comparación de pérdida de energía entre el régimen de flujo de napa y deslizante.

De la descripción hecha de los dos tipos de régimen, respecto a la disipación de la energía se puede concluir lo siguiente:

- Si el vertedor es lo suficientemente largo ($H_{presa} / y_c > 35$), las condiciones de flujo uniforme son alcanzadas y por lo tanto la máxima disipación de energía en un vertedor escalonado se obtiene para un régimen de flujo deslizante (sub régimen SK3).

- Por el contrario, si el canal es corto las condiciones de flujo uniforme no son alcanzadas, por lo que la ecuación (3.6) sobrestima la disipación de la energía en un régimen de flujo deslizante. En esta situación un régimen de flujo de napa con un salto hidráulico completamente desarrollado (sub régimen NA1) es capaz de disipar más energía que un régimen de flujo deslizante.

En ambos casos el porcentaje de disipación de energía puede ser tan alto como el 95% de la energía por disipar en el vertedor.

De modo que se puede decir que la longitud del vertedor y la altura de la presa afectan el régimen de flujo preferencial para maximizar la disipación de energía.

Como ya se mencionó en un régimen de flujo deslizante la disipación de la energía ocurre por mantener la recirculación de los vórtices bajo el pseudo fondo, por lo que el esfuerzo cortante principal en el fondo es de 10 a 1000 veces más grande que en un vertedor liso, lo cual significa que los escalones deberán ser diseñados cuidadosamente para soportar dichos esfuerzos.

Una solución que propone Chanson [46] para reducir tales esfuerzos es redondeando los bordes de los escalones. Los escalones redondeados inducen esfuerzos cortantes en el fondo más bajos pero también una resistencia del flujo menor y por lo tanto un porcentaje de disipación de energía más bajo.

Algunos investigadores registraron presiones en modelo, y los resultados indican que:

- La presión principal fue máxima en las caras horizontales de los escalones y más grandes que la presión hidrostática.
- La presión principal de la cara vertical fue menor que la hidrostática.
- Succión (presión debajo de la atmosférica) podría eventualmente ocurrir en las caras verticales.

Una gran ventaja de los vertedores escalonados es que pueden disipar energía varias veces más que un vertedor convencional, con las consecuentes ventajas que esto acarrea en la reducción de las dimensiones de la estructura disipadora de energía al pie del vertedor.

Tozzi [55] encontró que un vertedor escalonado disipa 3 ó 4 veces más energía que un vertedor convencional.

Por otro lado Chanson [46], llevo a cabo también una comparación entre vertedores escalonados y lisos para dos condiciones de flujo, despreciando la entrada de aire y tomando en cuenta la entrada de aire. Sus resultados son graficados en la figura 3.31.

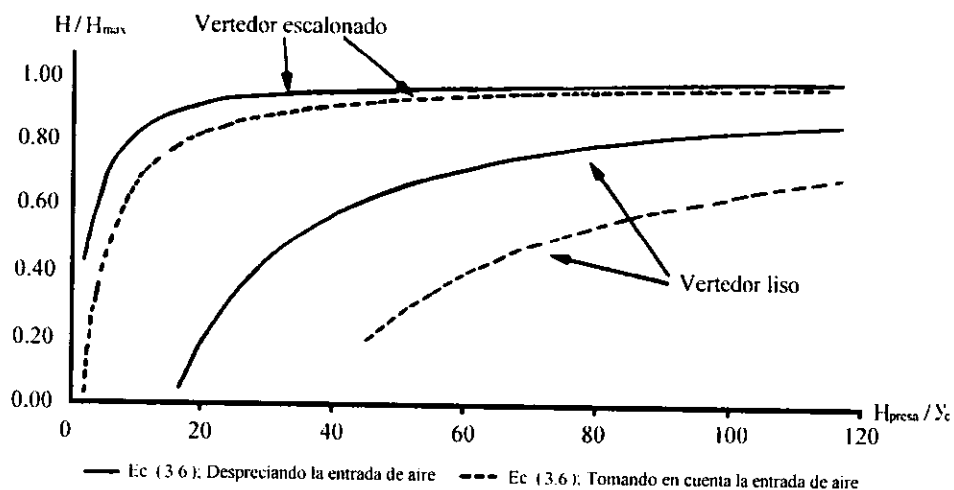


Figura 3.31.- Disipación de energía en un vertedor escalonado y un vertedor liso

Haciendo una comparación de la energía disipada en los vertedores la figura muestra claramente que ocurre una mayor disipación de energía en vertedores escalonados para una misma descarga y altura del vertedor.

Además la figura 3.31 también muestra que la disipación de energía en un vertedor liso es afectada mucho más por la entrada de aire que en un vertedor escalonado.

Otra ventaja que tienen los vertedores escalonados es que no solamente son efectivos en la disipación de la energía sino que también eliminan los problemas de cavitación causados por las altas velocidades.

Ejemplos de este tipo de vertedores que pueden confirmar su eficiencia son los siguientes: el vertedor el Salado en San Antonio Texas, E. U. [56, 57], el vertedor de la presa M'Bali en Sudáfrica [58] y el vertedor de la presa Monksville, también en E. U. [59].

En el vertedor el Salado se encontró que la disipación de la energía del vertedor escalonado fue de 2 a 3 veces más grande que la energía disipada por un vertedor liso. La energía disipada para la descarga máxima con el vertedor escalonado fue de 48% mientras que la energía disipada con uno liso fue de 20%; la disipación de la energía para descargas pequeñas para el vertedor escalonado fue de 71% comparada con el 25% con uno de superficie lisa. La disipación de la energía causada por los escalones permitió reducir significativamente el tamaño del tanque amortiguador requerido al pie del vertedor, ya que para la descarga máxima la disipación de la energía causada por los escalones requerirá un tanque amortiguador de aproximadamente el 70% de largo de un tanque amortiguador requerido para un vertedor convencional.

En el vertedor de la presa M'Bali la disipación de la energía varió desde 90% para descargas pequeñas hasta 50% para la descarga de diseño; y en el vertedor de la presa Monksville Sorensen reporta que la disipación de la energía fue de hasta un 84% para la descarga de diseño de $366 \text{ m}^3 / \text{s}$.

Chanson [46] propone el siguiente procedimiento de diseño para un vertedor escalonado:

1. Evaluación de la avenida de diseño.

Para el diseño de un vertedor los parámetros de diseño significantes son la descarga de la avenida máxima probable (AMP) y la selección de la capacidad de descarga máxima del vertedor. Una reciente investigación de las causas de fallas de presas en el mundo desde 1950 muestra que más del 40% de las fallas fueron causadas por que se sobre paso la capacidad del vertedor (resultado de la inapropiada selección de la descarga del vertedor). De ahí la importancia de una estimación apropiada de la AMP y una adecuada selección de la capacidad de descarga máxima. El diseño del vertedor podría ser realizado para soportar la AMP.

2. Selección del tipo de régimen.

Cuando se ha tomado la decisión de construir un vertedor escalonado se debe de seleccionar el tipo de régimen que se quiera que haya sobre el vertedor escalonado:

- Régimen de flujo de napa
- Régimen de flujo deslizante

En vertedores escalonados las condiciones de flujo cercanas a la transición entre los tipos de regímenes existentes deberían de ser evitadas (si es posible).

Fluctuaciones transitorias entre el régimen de flujo de napa y el de flujo deslizante podrían inducir un comportamiento impropio o peligroso del flujo y vibraciones innecesarias de la estructura. En algunos casos por ejemplo, los canales laterales y/o modificaciones del ancho del canal o pendiente podrían inducir un cambio de régimen y esto debería ser tomado en cuenta en las primeras etapas de diseño. Los diseñadores deberían evitar tales condiciones y considerar pruebas estructurales e hidráulicas adicionales si no pueden evitar la transición del flujo.

3. Fijar la geometría del vertedor.

Las principales características son la pendiente del canal, la altura y ancho del vertedor. La pendiente del vertedor podría ser una variable de diseño en algunos casos.

4. Selección de la altura óptima del escalón.

La altura del escalón es seleccionada como una función de la descarga, de la pendiente del canal para el régimen de flujo seleccionado (flujo de napa o deslizante) y del porcentaje de disipación de energía.

5. Selección de la longitud del escalón.

Si la pendiente del canal no es fijada por la topografía o por el método de construcción, la longitud del escalón y la pendiente del canal deberían ser seleccionados para proveer las condiciones del flujo óptimas y/o características de disipación de energía.

6. Cálculo de las características hidráulicas.

Para la geometría del escalón seleccionada, la profundidad del flujo, velocidad, la suma de entrada de aire y la disipación de la energía son calculados.

En el Apéndice D se presenta un ejemplo de diseño de un vertedor escalonado para cada tipo de régimen (napa y deslizante) siguiendo el procedimiento ya descrito.

3.3 Dispositivos de servicio

Se consideran dispositivos fluídicos de servicio aquellos en los que el agua desarrolla una labor sin necesidad de la intervención humana, pero en los que en el agua existen sustancias extrañas a ella, como pueden ser sedimentos y escombros, entre otros.

En esta parte se presentan algunos casos de dispositivos fluídicos que tienen como función principal controlar el movimiento (transporte) de materiales sólidos, así como llevar a cabo procesos de tratamiento de aguas.

3.3.1 Remoción y acumulación de materiales sólidos

La erosión, arrastre, y depósito de materiales sólidos es un fenómeno que no es fácil de controlar debido a la complejidad del fenómeno, sin embargo, se ha propuesto el empleo de diferentes dispositivos fluidicos que aprovechan el movimiento del agua para lograr que el transporte de sólidos no afecte la operación de estructuras hidráulicas donde se tenga este fenómeno.

La sedimentación en los sistemas de canales de irrigación puede ser uno de los principales problemas en el manejo de derivaciones en ríos: ya que esto puede causar una pérdida significativa en la capacidad de transporte en canales de irrigación, y el desazolve es caro y puede interrumpir aún más los suministros de irrigación. Un problema similar es el ingreso de sedimentos a canales que suministran agua para hidroeléctricas: los sedimentos pueden reducir la capacidad de transporte y causar daños en las turbinas.

3.3.1.1 Trampa de vórtice: Un método económico de control de sedimentos en canales de irrigación y en canales que suministran agua a hidroeléctricas es el tubo extractor de sedimentos o trampa de vórtice presentada por Atkinson [60, 61], el cual consiste de un tubo orientado horizontalmente a través del fondo del canal con una ranura abierta a lo largo de su borde superior por la que entra el sedimento, como se muestra en la figura 3.32.

La capa de agua cercana al fondo del canal es acarreada dentro del tubo y llevada fuera a través de un canal de evacuación, el cual usualmente regresa el agua y el sedimento al río.

La mayoría del material de sedimentos en el fondo puede frecuentemente ser removido de un canal con un gasto de entre el 10 y 20% de la descarga total del canal.

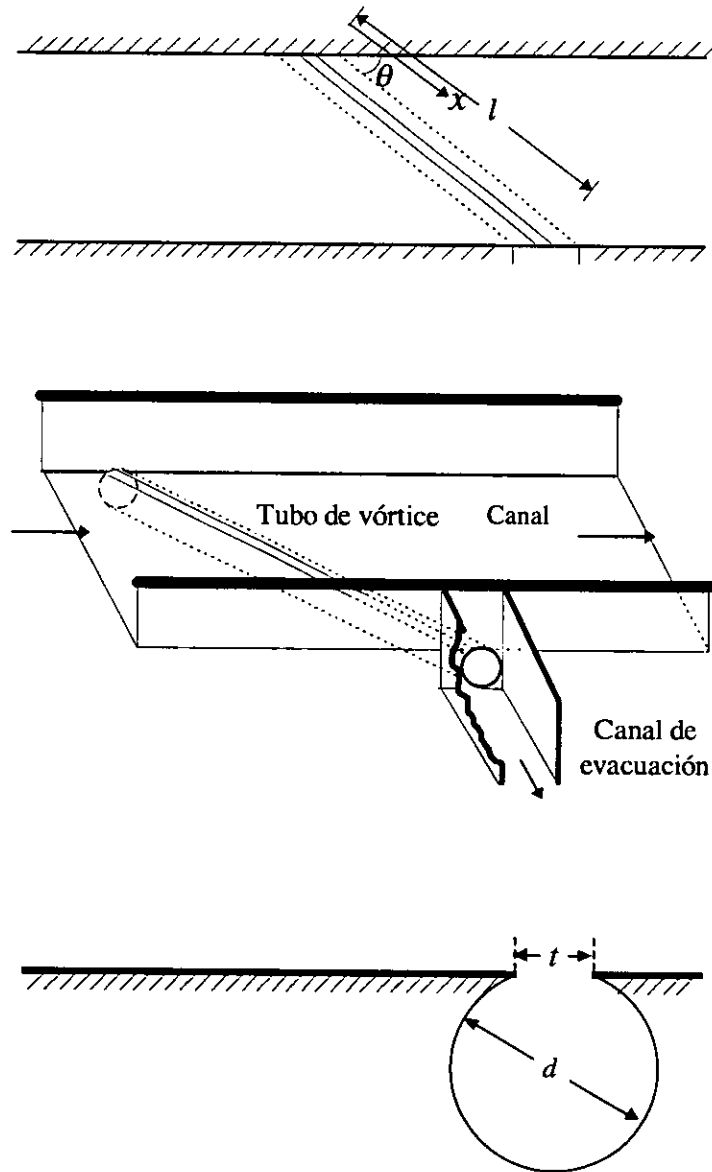


Figura 3.32.- Trampa de vórtice

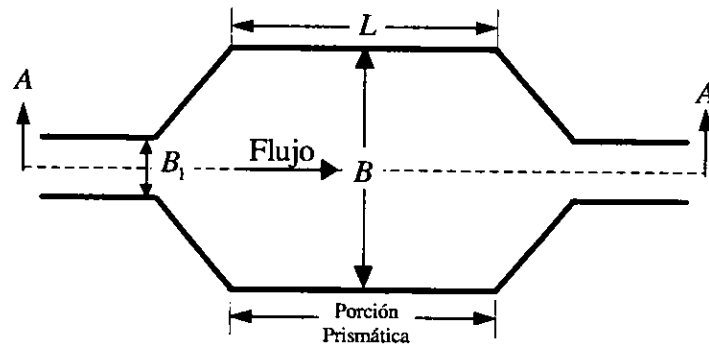
Este dispositivo es recomendable para sedimentos de grano grueso, debido a que los limos y arcillas tienen un perfil de distribución casi uniforme en el flujo haciendo que el tubo de la trampa de vórtice sea inefectivo para estos sedimentos.

Algunas recomendaciones formuladas para el uso de este dispositivo son las siguientes [61]:

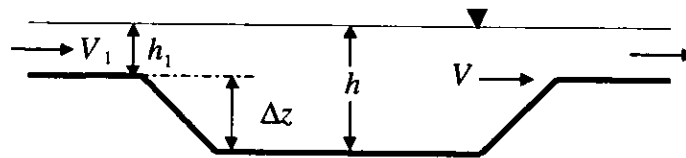
- El eje del tubo deberá ser perpendicular a la dirección del flujo ($\theta = 90^\circ$).
- La relación entre la longitud l del tubo y su diámetro d debe ser $l/d \leq 10$.
- La relación del ancho de la ranura, t , con el diámetro, d , del tubo deberá estar en el rango de entre 0.15 - 0.30 ($0.15 \leq t/d \leq 0.30$).
- Para lograr una mayor eficiencia de la trampa de vórtice se recomienda que el número de Froude en el canal deberá ser más pequeño que 0.8 que es el valor que se recomendaba anteriormente, obtenido de pruebas experimentales.

3.3.1.2 Depósito de sedimentos: Otra forma de controlar los sedimentos en canales de irrigación y en canales de hidroeléctricas es utilizar un depósito de sedimentos, como lo proponen Vittal y Singh Raghar [62], el cual consiste de un diseño sencillo, ya que el canal de llegada de ancho B_1 es expandido a un ancho B a lo largo de una longitud L , y una profundidad Δz mayor que la del canal de llegada para conformar de esta manera el depósito de sedimentos, y después contrayéndose al ancho B_1 original del canal, como se muestra en la figura 3.33.

Debido a la ampliación que sufre el canal de llegada para después conformar el depósito de sedimentos se reduce la velocidad media del flujo V , logrando que el sedimento se acumule en el depósito para después ser removido de éste, por medio de algún método de evacuación de sedimentos, como lo pueden ser el dragado mecánico o algún tipo de remoción hidráulica.



(a) Vista de planta



(b) Sección A-A

Figura 3.33.- Depósito de sedimentos

Vittal y Singh Raghar desarrollaron un procedimiento de diseño con el cual se obtienen las dimensiones adecuadas del depósito de sedimentos para optimizar costos de construcción. Para aplicar dicho procedimiento de diseño se requiere de los siguientes datos: descarga de diseño (Q), en (m^3/s); tamaño del sedimento a ser removido (d), en (mm); coeficiente de rugosidad de Manning (n), y eficiencia en porcentaje que se debe tener (η).

Para llevar a cabo el diseño del depósito de sedimentos se siguen los siguientes pasos:

1. Determinar los siguientes valores

$$Q_* = \frac{Q}{g^{1/2} d^{5/2}} \quad \text{y} \quad n_* = \frac{g^{1/2} n}{d^{1/6}}$$

2. Con los valores obtenidos en el paso anterior calcular

$$B_* = 6.7 Q_*^{0.520} n_*^{1.180} \eta^{-0.008}$$

$$h_* = 4.12 Q_*^{0.420} n_*^{0.984} \eta^{0.004}$$

$$L_* = 3.75 \times 10^{-3} Q_*^{0.430} n_*^{0.980} \eta^{2.100}$$

3. Con los valores obtenidos en el paso (2) y con las siguientes relaciones calcular el ancho (B), en (m); la profundidad (h), en (m); y la longitud (L), en (m).

$$B = B_* \cdot d$$

$$h = h_* \cdot d$$

$$L = L_* \cdot d$$

Habiendo obtenido las mejores dimensiones del depósito de sedimentos, la profundidad Δz con respecto al canal de llegada puede ser determinado aplicando la ecuación de la energía entre el canal de llegada y el depósito de sedimentos:

$$h + \frac{V^2}{2g} = h_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \Delta z - K_H \frac{(V_1^2 - V^2)}{2g}$$

donde:

h y h_1 = profundidades del flujo en el depósito de sedimentos y en el canal de aproximación, en (m);

V y V_1 = velocidades medias del flujo en el depósito de sedimentos y en el canal de aproximación, en (m/s);

g = aceleración de la gravedad, (m/s^2), y

K_H = coeficiente de pérdida por expansión de Hinds, usualmente se toma 0.3.

3.3.1.3 Sifón: La sedimentación en los embalses de agua es difícil de evitar y podría ser una necesidad remover el sedimento. El desagüe de fondo en grandes presas puede ser usado para desalojar el sedimento fuera del embalse, pero tales instalaciones son costosas de construir y de mantener. Una desventaja con esta clase de instalaciones es que estas son estacionarias, lo cual significa que los sedimentos no pueden ser removidos desde cualquier parte del fondo del embalse. Si el sedimento está consolidado a tal grado que estuvo convirtiéndose en cohesivo, la remoción de éste puede ser un serio problema.

Un método para remover sedimentos no cohesivos es usando un sifón [63], el cual se puede utilizar como desarenador, ya que éste succiona el sedimento y lo desaloja sobre la cresta de la presa hacia el río, aguas abajo de la presa, como se muestra en la figura 3.34.

La ventaja de esta clase de métodos es que el sifón puede ser instalado en cualquier parte y expulsar (remover) el sedimento fuera si es necesario. La capacidad del sifón está determinada por la carga que está disponible y por el diámetro del tubo.

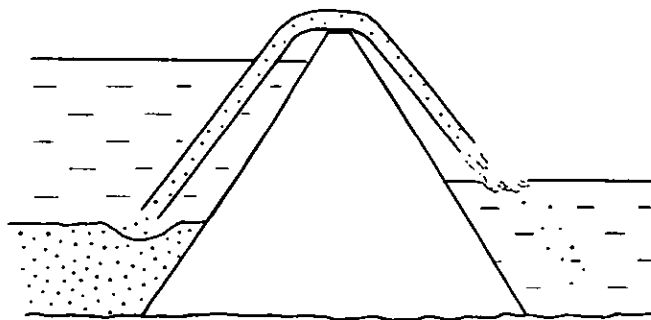


Figura 3.34.- Remoción de sedimentos del fondo de un embalse por medio de un sifón

3.3.2 Tratamiento de aguas

Se han propuesto diferentes dispositivos para llevar a cabo procesos de tratamiento de aguas, y la aireación es un medio importante para llevar a cabo dichos procesos.

Las corrientes a superficie libre incluyen una cierta cantidad de aire a través de su superficie, la cual generalmente es insuficiente para llevar a cabo los procesos de tratamiento; por lo que se ha recurrido a dispositivos que aceleren o intensifiquen el proceso de aireación.

El alto funcionamiento de la aireación en vertedores es una alternativa considerada para el mejoramiento de la calidad del agua, ya que pueden utilizarse tanto para airear el agua en lugares donde existe escasez de oxígeno disuelto (OD) como en plantas de tratamiento de aguas residuales.

Entre los tipos de dispositivos que actualmente se están utilizando para airear el agua e incrementar la demanda de oxígeno disuelto se encuentran los vertedores aireadores en laberinto y vertedores en cascada.

3.3.2.1 Vertedor aireador en laberinto: El vertedor en laberinto tiene una cresta extendida en forma repetitiva en “W” vista en planta, como se ilustra en la Fig. 3.35. Este tipo de vertedor provee una excelente eficiencia de la aireación, y tiene una capacidad de descarga más alta que los vertedores convencionales. Este tipo de vertedor es caro en la etapa de construcción, pero la gran ventaja es que no requiere mantenimiento durante su periodo de operación; este vertedor se ha utilizado con gran éxito en E. U., [64].



Figura 3.35.- Vertedor en laberinto

3.3.2.2 Vertedores en cascada: Estos consisten en colocar varios vertedores seguidos, como se presenta en la figura 3.36, [65, 66].

La aireación en este tipo de vertedores se presenta en tres etapas: (1) aireación del chorro lanzado, (2) aireación debido al impacto del chorro de agua en el cuerpo de agua receptor y (3) aireación cerca de la plantilla del vertedor receptor.

Para llevar a cabo un diseño eficiente de este tipo de vertedores se debe considerar la altura de la caída de la napa, H , la descarga, Q , y la profundidad del agua, h , [65].

Nakasone [65] recomienda que se deben tener en cuenta los siguientes puntos para obtener un buen diseño de vertedores en cascadas cuando el fondo del canal receptor es horizontal:

- Se recomienda que la altura de cascadas (caídas) sean menores que $H = 1.2 \text{ m}$.
- Se ha encontrado que la eficiencia de la aireación es máxima cuando se tiene un gasto unitario de alrededor de $q = 235 \text{ m}^3 / \text{h} \cdot \text{m}$.
- La aireación se incrementa con la profundidad del tirante aguas abajo pero hasta un cierto límite, en el cual se lleva a cabo la aireación óptima. La magnitud del tirante para el cual se presenta dicha aireación puede ser calculada por medio de la siguiente ecuación:

$$h' = 0.3H = 0.3(D + 1.5y_c)$$

donde: D = altura de caída, en (m), y

y_c = tirante crítico, en (m).

- La eficiencia de la aireación se puede incrementar dividiendo la caída de la napa en estrechas napas individuales. El ancho de cada una de las napas individuales resultantes deberá ser menor a 1 m, para tener un incremento efectivo en la eficiencia de la aireación.
- La longitud del canal receptor aguas abajo deberá ser lo suficientemente grande para efectuar una transferencia total de oxígeno por medio de las burbujas de aire dentro del agua. Para pequeñas profundidades del tirante aguas abajo donde la entrada de aire golpea en el fondo de la sección de aguas abajo, la longitud necesaria L deberá ser igual a L_o , la cual se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$L_o = 0.0629(D + 1.5y_c)^{0.134} q^{0.666}$$

en la cual L_o = longitud del canal receptor, en (m), y

q = gasto unitario, en ($m^3 / h.m$).

Cuando se tienen profundidades del orden de h' generalmente se adopta $L = 0.8L_o$, debido a que en esta profundidad las burbujas de aire no alcanzan el fondo del canal, y en caso de que se tengan profundidades de mayor orden la longitud podrá ser $L = 0.7L_o$.

Otro dispositivo eficiente en la aireación del agua es el resalto hidráulico debido a la gran turbulencia que se genera en él.

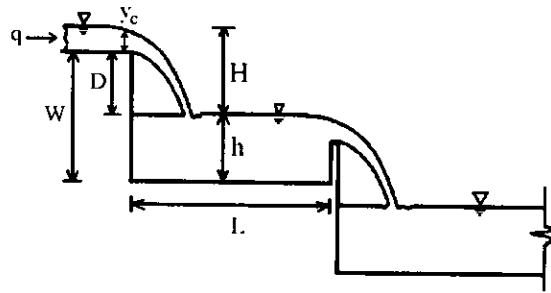


Figura 3.36.- Vertedores en cascada

3.3.2.3 Resalto hidráulico: En el tratamiento de aguas residuales es necesario contar con dispositivos de mezclado que tengan una alta eficiencia; uno de estos dispositivos es el resalto hidráulico libre, ya que es un mezclador de químicos muy completo [67].

Bhargaba y Ojha [68] llevaron a numerosos estudios para determinar las dimensiones del canal que generará las mejores condiciones de mezclado. Ellos concluyeron que la máxima turbulencia se presenta cuando el número de Froude para el conjugado menor F_{r1} tiene un valor entre 6 y 8, y por lo tanto el mezclado más eficiente. Para la condición anterior ellos concluyeron que la altura del salto hidráulico h_j ($d_2 - d_1$) es reducida y por lo tanto los costos en la construcción del canal. Donde F_{r1} es el número de Froude en la sección del tirante conjugado menor; h_j es la altura del salto; d_1 y d_2 son las profundidades de los tirantes conjugados menor y mayor, respectivamente.

La distancia efectiva de mezclado es siempre mayor (el doble) que la longitud del salto; esto significa que la distancia del canal aguas abajo del salto hidráulico deberá ser del doble de la distancia del salto para que se garantice un mezclado eficiente de los químicos, pero se recomienda que los químicos se agreguen aguas arriba, suficientemente lejos del inicio del salto para tener un ahorro en la longitud de mezclado aguas abajo del salto hidráulico.

Un procedimiento de diseño para tener el más económico, eficiente y rápido mezclado es propuesto por Bhargaba y Ojha [68], de la siguiente manera:

1. Asumir un valor conveniente de $\lambda = d_2 / B$
2. A partir del gasto máximo de diseño (Q) y del coeficiente de rugosidad de Manning (n) determinar las dimensiones del canal con las siguientes ecuaciones:

$$B = 1.116450Q^{\frac{2}{3}}\lambda^{-\frac{2}{3}}$$

$$d_1 = 0.118618Q^{\frac{2}{3}}\lambda^{\frac{2}{3}}$$

$$d_2 = 1.116450Q^{\frac{2}{3}}\lambda^{\frac{2}{3}}$$

$$S_1 = 978.32026 \left[\frac{0.21292\lambda + 1}{\lambda^{10}} \right]^{\frac{4}{3}} Q^{-\frac{2}{15}} n^2$$

$$S_2 = 0.555721 \left[\frac{2\lambda + 1}{\lambda^{10}} \right]^{\frac{4}{3}} Q^{-\frac{2}{15}} n^2$$

$$S_c = 23.314615 \left[\frac{1 + 0.777574\lambda}{\lambda^2} \right]^{\frac{4}{3}} b^{-\frac{16}{3}} Q^2 n^2$$

$$y_c = 0.388787b\lambda$$

$$L_j = 6.9(d_2 - d_1)$$

$$h_j = (d_2 - d_1)$$

donde Q es la descarga, en (m^3/s); B es el ancho del canal, en (m); d_1 y d_2 ya definidas anteriormente, en (m); S_1 y S_2 son las pendientes del canal aguas arriba y aguas

abajo del resalto hidráulico, respectivamente; S_c es la pendiente crítica; y_c es el tirante crítico, en (m); L_j es la longitud del resalto, en (m), y h_j es la altura del resalto, en (m).

Para fines prácticos de diseño se pueden construir nomogramas a partir de las ecuaciones anteriores, como el que se muestra en la Fig. 3.37, para un valor del coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.015$.

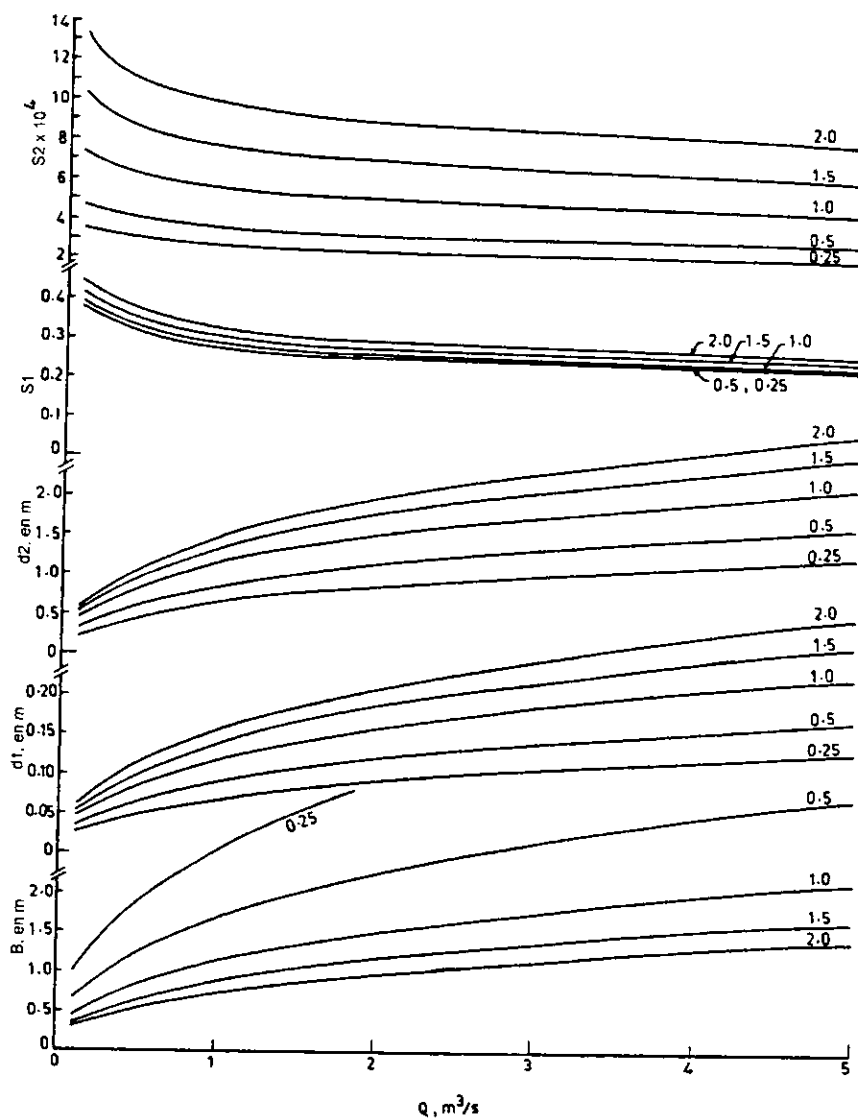


Figura 3.37.- Nomograma para el diseño de un resalto hidráulico libre

3.3.2.4 Dispositivo de bombeo de agua marina: La mayoría de los cuerpos de agua costeros tienen un escaso - en ocasiones casi inexistente - intercambio de agua con el mar abierto. Esta situación provoca que dichos sistemas tengan muy baja capacidad de carga de contaminantes y, por lo mismo, de soportar impactos humanos y naturales.

El resultado es que un gran número de estos cuerpos de agua utilizados para explotar pesquerías, atractivos turísticos o simplemente su disponibilidad de agua, como en el caso de la maricultura sufren importantes problemas de contaminación y deterioro, no sólo en su equilibrio ecológico, sino muchas veces también en las propiedades y recursos que los hacen valiosos y alrededor de los cuales se desarrollan las actividades antes citadas.

Por estas razones, frecuentemente es necesario favorecer el intercambio de agua entre estos sistemas y el mar. Sin embargo los esfuerzos realizados en esta dirección consisten, normalmente, en abrir canales o bocas artificiales que suelen interferir con el transporte litoral, lo que a su vez genera nuevos problemas como la modificación de playas o la necesidad permanente de dragado de mantenimiento.

Con esta situación en mente, Ruíz et al. [69] desarrollaron un dispositivo que bombea agua valiéndose de la energía del oleaje, dicho dispositivo está constituido de dos partes: un amplificador de oleaje conformado por dos paredes (a y b) convergentes, y un colector (c) cuyos bordes se elevan sobre el nivel medio del mar y su extremo sumergido está comunicado mediante una tubería al interior de la laguna, con la que forma un vaso comunicante, Fig. 3.38.

El dispositivo opera, básicamente, capturando en el colector el volumen de agua de la ola que se encuentra por encima de su nivel y creando una carga de presión que impulsa el fluido, a través del tubo, hacia el cuerpo del agua donde la presión es menor, como se ilustra en la Fig. 3.39.

El colector funciona esencialmente como un tanque elevado que, a través de un tubo, transfiere agua entre dos localidades que guardan una cierta diferencia de alturas (Fig. 3.39).

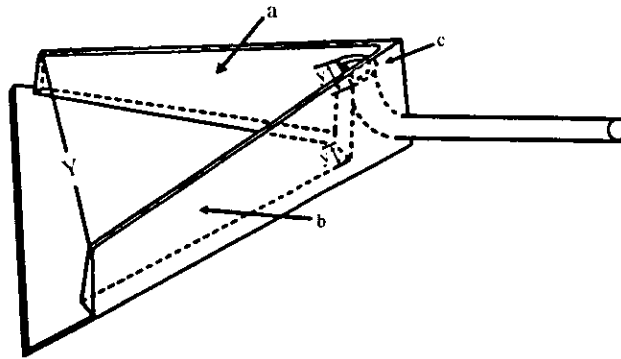


Figura 3.38.- Dispositivo de bombeo de agua marina activado por oleaje

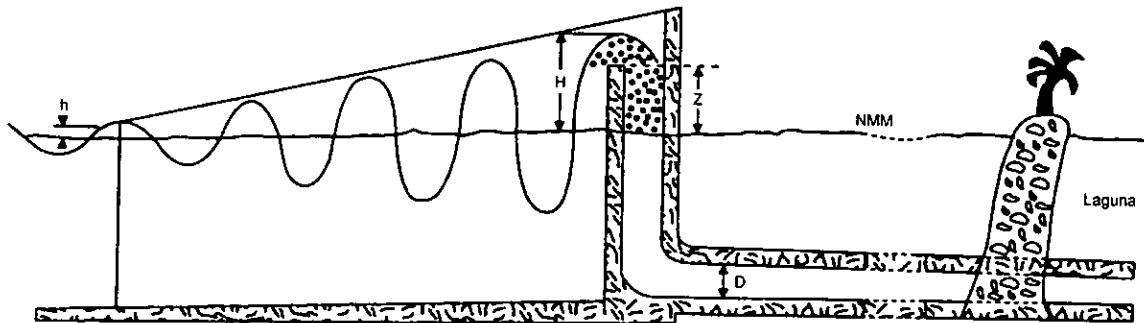


Figura 3.39.- Corte longitudinal del dispositivo

La función del amplificador de oleaje consiste en aumentar la amplitud de las olas que arriban al colector. Lo anterior es necesario para incrementar la necesidad de bombeo del dispositivo bajo determinadas condiciones de oleaje.

El dispositivo funcionará óptimamente en cuerpos de agua en los que su nivel medio sea igual o más bajo que el nivel medio del mar.

El volumen capturado dependerá de la longitud de la ola, de su amplitud, de la altura y del área seccional del colector.

Las ventajas de este dispositivo son su sencillez de diseño, ausencia de partes móviles inmersas en el mar, bombes de agua marina con flujos del orden de $0.5 \text{ m}^3 / \text{s}$, bajo costo de operación y poco mantenimiento.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A lo largo de este trabajo ya se resaltaron algunos puntos importantes acerca de las estructuras y los dispositivos considerados aquí. Finalmente se mencionan algunas conclusiones obtenidas.

Primeramente respecto al capítulo de diseño hidrodinámico, se puede decir que, aún cuando algunos de los ejemplos presentados han sido estudios de modelos, una aplicación posterior de éstos a prototipos podría contribuir de una manera significativa a la hidráulica, ya que los resultados obtenidos en modelo son alentadores.

La aplicación de la teoría de flujo potencial bidimensional y la transformación conforme son herramientas muy útiles para llevar a cabo el diseño teórico de distintos problemas y obtener soluciones aproximadas a la final, las cuales se comprobaran por observaciones experimentales, como en el caso del diseño de cubetas deflectoras y de superficies

poliédricas, para después entrar al grupo de soluciones convencionales para que éste se amplíe.

Por otro lado, con respecto al capítulo de automatización fluídica, se puede mencionar que los dispositivos de control del agua presentados, son una alternativa útil, precisa y económica para llevar a cabo un aprovechamiento racional o adecuado de la misma, por lo que se podría implementar su uso, sobre todo en lugares donde existe escasez de agua.

Dentro de los disipadores de energía, el vertedor escalonado es el que mayores ventajas ofrecen, ya que se reporta que se puede disipar hasta un 95% de energía, para cualesquiera de los dos tipos de regímenes de flujo, lo cual reducirá el tamaño de la estructura terminal y consecuentemente el costo de la misma.

Siempre será importante contar con dispositivos que permitan controlar el transporte de sedimentos y dispositivos que lleven a cabo procesos de tratamientos de agua. Con respecto a este último punto, la aireación del agua es una alternativa importante para llevar a cabo el tratamiento de aguas residuales, la cual se debería llevar a cabo en nuestro país ya que México es uno de los países donde el tratamiento de aguas es casi nulo, y podría realizarse a través de los dispositivos presentados aquí.

REFERENCIAS

1. Aldama, R. A. A., (1977), "*Diseño hidrodinámico y automatización flúidica en obras hidráulicas*", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F., pp. 169.
2. H., Hager Willi, (1990), "*Vortex drop inlet for supercritical approaching flow*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, No. 8, pp. 1048 - 1054.
3. F., Kennedy John, C., Jain Sunhash and Quinones R. Rafael, (1988), "*Helicoidal - ramp dropshaft*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No. 3, pp. 315- 325.
4. Agiralioglu, Necati and Ferruh, Muftüoglu R., (1989), "*Hood characteristic for siphon - shaft spillway*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, No. 5, pp. 636 - 649.
5. U.S.B.R, (1987), "*Design of small dams*", A Water Resources Technical Publication, 3^{era} reimpresión, pp. 860.

6. Levi, Enzo, (1994), "*Elementos de mecánica del medio continuo*", Editorial Limusa, 10ª reimpresión , pp. 287.
7. Panton Ronald L., (1984), "*Incompressible flow*", Ed. Wiley - Interscience, pp. 780.
8. Chun Chen Tio and Sheng Yu Yun, (1965), "*Pressure distributions on spillway flip buckets*", Journal of Hydraulics Division, Vol. 91, No. 2, pp. 51- 63.
9. Chun Chen Tio and Sheng Yu Yun, closed by, (1966), "*Pressure distributions on spillway flip buckets*", Journal of Hydraulics Division, Vol. 92, No. 5, pp. 193 - 195.
10. Arreguín, Cortés Felipe I., (1985), "*Aireación y superficies poliédricas*", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D. F., pp. 274.
11. Arreguín, Cortés Felipe I. y Echávez Aldape Gabriel., (1985), "*Aireación en obras hidráulicas*", Ingeniería Hidráulica en México, pp. 59 - 73.
12. Chanson, H., (1990), "*Study of air demand on spillway aerator*", Journal of Fluids Engineering, Vol. 112, No. 3, pp. 343 - 350.
13. Chanson, H., (1990), "*Flow downstream of an aerator - aerator spacing*", Journal of Hydraulic Research, Vol. 27, No. 4, pp. 519 - 536.
14. Arreguín, Cortés Felipe I. y Echávez Aldape Gabriel., (1985), "*Aireación. Una alternativa para protección de obras hidráulicas expuestas a flujo de alta velocidad*", Ingeniería Hidráulica en México, pp. 34 - 40.
15. Alvarrdo, A. Mery, and Pinto, N.L. de S., (1988), "*Designing and operation of the colbun spillway and low - level outlet*", Water Power & Dam Construction, April, pp. 38-42.

16. León A. et al., (1992), "*Diseño del aireador para la obra de excedencias del proyecto hidroeléctrico Aguamilpa*", Nayarit, XII Congreso Nacional de Hidráulica.
17. Bourguett, O. V., (1994), "*Aireación forzada en el vertedor de la P. H. Aguamilpa*", XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Santiago, Chile, pp. 83 - 93.
18. Echávez, A. G., (1994), "*Estudio del aireador de la presa Ramón Corona, Jalisco*", XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Santiago, Chile, pp. 169 - 179.
19. Echávez, A. G., y Cardoso, Torres J. O (1994), "*Funcionamiento del aireador de la presa Trigomil*", XIII Congreso Nacional de Hidráulica, pp. 1 - 6.
20. Echávez, Gabriel, (1979), "*Cavitación en vertedores*", UNAM, Publicación 415, pp. 80.
21. Pinto, N. L. De S., (1984), "*Model evaluation of aerators in shooting flow*", Symposium of scale effects in modelling hydraulic structures, IARH, Esslingen am Neckar, Germany, pp. 1- 6.
22. Sotelo, A. Gilberto, (1990), "*Hidráulica General*", Ed. Limusa, pp. 561.
23. Rutchmann, P., and Volkart, P., (1988), "*Spillway chute aeration*", International Water Power & Dam Construction, January, pp. 10 - 15.
24. Rutchmann, P., and Hager, H. (1990), "*Design and performance of spillway chute aerators*", International Water Power & Dam Construction, January, pp. 36 - 42.
25. Pinto, N. L. De S., (1989), "*Designing aerators for high velocity flow*", International Water Power & Dam Construction, July, pp. 44 - 48.

26. Wood, I. R., (1984), "*Air entrainment in high speed flows*", Symposium of scale effects in modelling hydraulic structures, IARH, Esslingen am Neckar, Germany, pp. 1 - 7.
27. Camargo H. J., Cortés C. C., y Abundes, B. S., (1995), "*Funcionamiento hidráulico del aireador de la P. H. Aguamilpa*", Comisión Federal de Electricidad.
28. Sotelo, A. G., (1994), "*Apuntes de Hidráulica 2, Capítulo 8, Diseño hidráulico de estructuras*", México, D.F., Facultad de Ingeniería, UNAM, pp. 509 - 647.
29. Pinto, N. L. De S., Neidert, S. H., and Ota J. J., (1982), "*Aeration at high velocity flows*", International Water Power & Dam Construction, March, pp. 42 - 44.
30. Goussard, J., (1987), "*NEYRTEC equipment for irrigation canals. Planning, operation, rehabilitation and automation of irrigation water delivery systems*", Edited by Darell D. Zimbelman. American Society of Civil Engineers, United States of America, pp. 121 - 132.
31. Robles, Casolco Said, (1996), "*Análisis mecánico e hidráulico de una compuerta hidromecánica, nivel constante aguas arriba*", Tesis Profesional, Facultad de Ciencias Químicas e Ingeniería, UAEM, Cuernavaca, Mor., pp. 89.
32. Waterman, Industries, Inc., "*Automatic Level Control*", pp. 62.
33. Guang, Jiong Lou, (1990), "*Xiangtan Q type automatic hydraulic flap gate*", Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 116, No. 2, pp. 211 - 218.
34. Enciso, M. J., Jahen, C.S., De León, M. B., Z., Reyes, (1994), "*Funcionamiento hidráulico e instalación de un módulo de gasto constante (Estructura acucontrol)*", Memorias Técnicas, Tomo I, XIII Congreso Nacional de Hidráulica, Puebla, Pue.

- 35.B., Ferreti Giovanni, Nasello Carmelo, (1995), "*Quasi constant discharge device structure*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121, No. 11, pp. 792 - 801.
- 36.Larsen, A. P., Mishra, P. K., (1990), "*Constant discharge device for field irrigation*", Journal of Hydraulic Research, Vol. 28, No. 4, pp. 481 - 489.
- 37.Pedrosa, González Edmundo, (1994), "*Propuesta de un sifón flotante como dispositivo para derivación de gasto constante*", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, Cuernavaca, Mor., pp. 114.
- 38.Martínez, Austria P. y Aldama, Rodríguez A. A., (1991), "*Dispositivo de control para la aplicación de riego intermitente*", Ingeniería Hidráulica en México, Mayo - Agosto, pp. 88 - 99.
- 39.García, V. N. H., y Barrios, D. J. N., (1994), "*Tanque de descargas de fondo*", XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Santiago de Chile, pp. 203 - 214.
- 40.Dzul, García O. A., (1998). "*Equipos para la modernización de sistemas de riego por gravedad*", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, Cuernavaca, Mor., pp. 170.
- 41.Khalifa, Adbelkawi., (1993), "*Compacted spillway*", Congress of Hydraulic Engineering '93 Edited by Hsieh Wen Shen, S. T. Su, and Feng Wen, pp. 240 - 246.
- 42.F., Korom Scott., Sarikelle, Simsek, L., Simon Andrew, (1990), "*Design of hydraulic jump chambers*", Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 116, No. 2, pp. 143 - 153.
- 43.Hager, Willi, (1995), "*Central counter-current stilling basin*", Dam Engineering, Vol. V, Publicación 2, pp. 15 - 28.

44. Diez-Cascon, J., L. Blanco J., Revilla, J., y Garcia, R., (1991), "*Studies on the hydraulic behaviour of stepped spillway*", *Internacional Water Power & Dam Construction*, Vol. 43, No. 9, pp. 22 - 26.
45. P., Pravdivets Yu., (1993), "*Science: theory, experiment, practice, stepped spillway in the world and domestic hydraulic engineering*", *Hydrotechnical Construction*, Vol. 27, No. 10, pp. 589 - 594.
46. Chanson H., (1994), "*Hydraulic design of steeped cascades, channles, weirs and spillways*", pp. 261.
47. Chanson H., (1995), Discussion, "*Comparasion of energy in nappe and skimming flow regimens on steeped chutes*", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 33, No. 1, pp. 114 - 142.
48. Stephenson, D., (1991), "*Energy dissipation down stepped spillway*", *International Water Power & Dam Construction*, Vol. 43, No. 9, pp. 27 - 30.
49. Chanson, H., (1994), "*Comparasion of energy dissipation between nappe and skimming flow regimens on stepped chutes*", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 32, No. 2, pp. 213 - 218.
50. Chanson, H., (1994), "*Hydraulics of skimming flows over stepped channels & spillway*", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 32, No. 3, pp. 445 - 460.
51. Chanson H., (1996), "*Prediction of the transition napa / skimming flow on a steeped channel*", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 34, No. 3, pp. 421 - 429.

- 52.R., Chamani M., and Rajaratman, N., (1994), "*Jet flow on stepped spillway*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, No. 2, pp. 254 - 259.
- 53.Rajaratman, N., (1990), "*Skimming flow in stepped spillway*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, No. 4, pp. 587 - 591.
- 54.C.,Christodoulou George, (1993), "*Energy dissipation on stepped spillway*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, No. 5, pp. 644 - 649.
- 55.J., Tozzi M., (1994), "*Residual energy in stepped spillways*", Internacional Water Power & Dam Construction, Vol. 46, No. 5, pp. 32 - 34.
- 56.E. Rice Charles, and C. Kadavy Kem, (1994), "*Energy dissipation for a RCC steeped spillway*", Congress of Hydraulic Engineering '94, Edited by George V. Cotroneo and Ralph R. Rumer, pp. 548 - 552.
- 57.E. Rice Charles and C. Kadavy Kem, (1996), "*Model study of a roller compacted concrete stepped spillway*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122, No. 6, pp. 292 - 297.
- 58.Bindo, M., Gautier, J., and Lacroix, F., (1993), "*The stepped spillway of M`Bail dam*", International Water Power & Dam Construction, Vol. 45, No. 1, pp. 35 - 36.
- 59.Sorensen, M., Robert, (1985), "*Stepped spillway hidraulic model investigation*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 111, No. 12, pp. 1461 - 1472.
- 60.Atkinson, Edmund., (1994), "*Vortex - tube sediments extractors, I: Trapping efficiency*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, No. 10, pp. 1110 - 1125.

61. Atkinson, Edmund., (1994), "*Vortex - tube sediments extractors, II: Design*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, No. 10, pp. 1126 - 1138.
62. Vittal, Nandana, y Singh Raghav Mavendra, (1997), "*Design of single chamber settling basins*", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123, No. 5, pp. 469 - 471.
63. Reh binder G., (1994), "*Sediment removal with a siphon at critical flux*", Journal of Hydraulic Research, Vol. 32, No. 6, pp. 845 - 860.
64. E. Hauser Gary, D. William and A. Risk Tony, (1993), "*Performance of prototype aerating weirs downstream from TVA hydropower dams*", Congress of Hydraulic Engineering '93, Edited by Hseih Wen Sen, S. T. Su, and Feng Wen, Vol. 1, pp. 99-103.
65. Nakasone Hideo, (1987), "*Study of aeration at weir and cascades*", Journal of Environmental Engineering, Vol. 113, No. 1, pp. 64 - 81.
66. Nakasone Hideo and Ozaki Masuo, (1995), "*Oxidation - ditch process using falling water as aerator*", Journal of Environmental Engineering, Vol. 121, No. 2, pp. 132 - 139.
67. Loaiza, Navía Jimmy, (1988), "*El salto hidráulico como unidad de mezcla rápida*", Ingeniería Hidráulica en México, Mayo - Agosto, pp. 32 - 37.
68. Bhargaba D., and P. Ojha C. S., (1990), "*Genesis of free hydraulic jumps for better mixing*", Water Resources, Vol. 24, No. 8, pp. 1003 - 1010.
69. Ruíz Francisco, Merino Martín, Alatorre Miguel, Czitrom Steven y Franco Victor, (1994), "*Un dispositivo de bombeo de agua marina activado por oleaje*", Ingeniería Hidráulica en México, Vol. IX, No. 2, pp. 45 - 51.

APÉNDICE A

EJEMPLO DE DISEÑO DE UN VERTEDOR DE EMBUDO EN FORMA DE SIFÓN

Para ejemplificar el diseño de un vertedor de embudo en forma de sifón con tapa se presenta el siguiente ejemplo:

Considérese un vertedor de embudo en forma de sifón que descargará $Q = 40 \text{ m}^3 / \text{s}$ de agua, bajo una carga de diseño de $H_o = 2 \text{ m}$ encima de la cresta. La distancia vertical entre la cresta del vertedor y el centro del sifón en la sección donde se forma la “S” es de $H' = 10 \text{ m}$. La altura del canal de llamada es $P = 4 \text{ m}$, ver figura A-1. El nivel del embalse se requerirá que sea bajado $H'' = 1 \text{ m}$ abajo del nivel de la cresta para propósito de mitigación de avenidas futuras.

Determinar las dimensiones del vertedor y de la tapa, y predecir las cargas de presión en la cresta y en la tapa. ¿Cuál será la descarga y la presión cuando el nivel del embalse caiga por abajo del nivel del labio del vertedor?

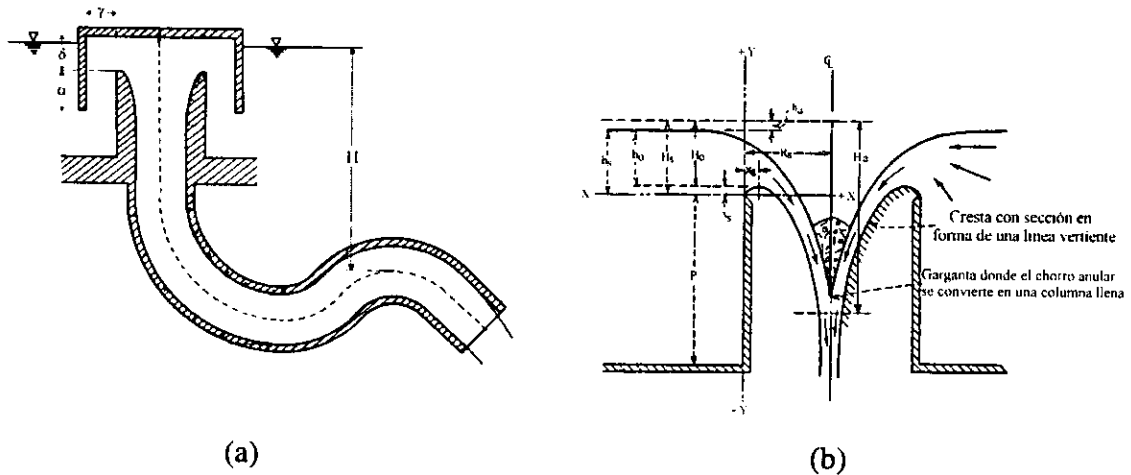


Figura A-1.- (a) Vertedor de embudo en forma de sifón con tapa
(b) Detalle del vertedor de embudo

1. Determinar por prueba y error el radio del vertedor de embudo R_s utilizando la metodología propuesta por el U.S.B.R. [5].

Proponiendo $R_s = 2 \text{ m}$ se tienen las siguientes relaciones $H_o / R_s = 1.0$ y $P / R_s = 2.0$, el coeficiente de descarga C_1 es $C_1 = 2.03 / \sqrt{3.28} = 1.1209$ [5] por lo que la descarga del vertedor será $Q = C_1 (2\pi) R_s H_o^3 = 1.12(2\pi)(2)(2)^3 = 39.84 \text{ m}^3 / \text{s}$ que es un valor cercano al gasto de diseño de $Q = 40 \text{ m}^3 / \text{s}$.

2. Determinación del diámetro de la toma de salida [4].

Proponiendo $D = 1.9 \text{ m}$ y teniendo una carga de operación de $H = 2 + 10 - 1.9/2 = 11.05 \text{ m}$ se tiene que $H / D = 5.816$; para la relación anterior y con ayuda de la figura A-2 [4] el coeficiente de descarga para un vertedor de embudo en forma de sifón con tapa es $C_o = 0.916$, obteniéndose el siguiente gasto de descarga $Q = C_o A_o \sqrt{2gH} = 38.24 \text{ m}^3 / \text{s}$ que es un valor menor que el gasto de diseño, por lo que el diámetro es insuficiente.

Asumiendo ahora $D = 1.95 \text{ m}$, $H = 2 + 10 - 1.95/2 = 11.025 \text{ m}$; $H/D = 5.65$, para esta relación de la figura A-2 [4] el coeficiente de descarga es $C_o = 0.92$, por lo que $Q = 40.40 \text{ m}^3/\text{s}$. Debido a que la descarga es mayor que la de diseño, entonces el diámetro es correcto.

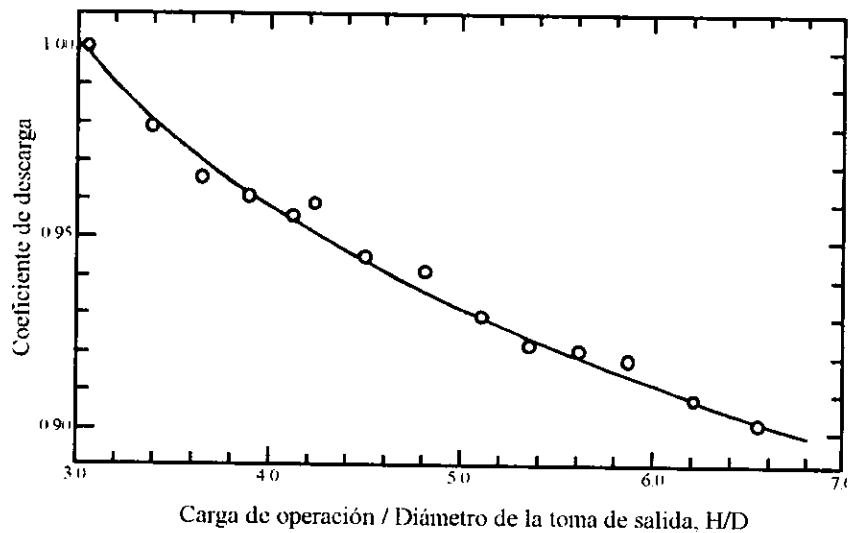


Figura A-2.- Carta de diseño para el coeficiente de descarga del vertedor de embudo en forma de sifón con tapa

3. Determinación de las dimensiones de la tapa.

Dichas dimensiones se obtienen a partir de las relaciones mencionadas en el Capítulo II.

$$A_\gamma / A = 3.7 ; \quad A_\gamma = \pi (R_s + \gamma)^2 - R_s^2$$

$$A_\delta / A = 3.0 ; \quad A_\delta = 2\pi R_s \delta$$

Para el diámetro de la toma de salida $D = 1.95\text{m}$ se tiene que $A = 2.986\text{m}^2$.

Determinación de la distancia γ

$$A_\gamma = 3.7A; \quad \pi(R_s + \gamma)^2 - R_s^2 = 3.7(2.986); \quad \pi[(2 + \gamma)^2 - (2)^2] = 11.05 \quad \text{por lo que}$$

se tiene que: $\gamma = 0.7418 \text{ m}$

Determinación de la distancia δ

$$A_\delta = 3.0A; \quad 2\pi R_s \delta = 3.0(2.986); \quad \delta = 8.9594 / 2\pi(2) \quad \text{por lo que se tiene que:}$$

$$\delta = 0.7129 \text{ m}$$

Como se desea que el nivel del embalse sea bajado 1 m entonces α deberá ser de 1 m .

4. Determinación de los perfiles del vertedor de embudo y de la tapa utilizando las tablas de Wagner [5] y las coordenadas adimensionales [4], respectivamente.

Para obtener los valores de H_s en función de H_o , R_s y P según el U.S.B. R. [5],

$$H_o / R_s = 1.0 \quad \text{y} \quad P / R_s = 2.0; \quad H_s / H_o = 1.0225; \quad H_s = 1.0225 H_o = 2.045 \text{ m} .$$

Empleando las tablas de Wagner [5], se puede diseñar el cimacio del vertedor para $H_s / R_s = 1.0225$ y $P / R_s = 2.0$ obteniéndose los siguientes valores:

Para la sección aguas arriba de la cresta del vertedor

$\frac{X}{H_s}$	$\frac{Y}{H_s}$	X (m)	Y (m)
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0100	0.0094	0.0205	0.0192
0.0200	0.0157	0.0409	0.0321
0.0300	0.0195	0.0614	0.0398
0.0400	0.0215	0.0818	0.0440
0.0500	0.0220	0.1023	0.0449
0.0600	0.0212	0.1227	0.0433
0.0700	0.0191	0.1432	0.0391
0.0800	0.0161	0.1636	0.0328
0.0900	0.0122	0.1841	0.0249

Para la sección aguas debajo de la cresta del vertedor

$\frac{Y}{H_s}$	$\frac{X}{H_s}$	X (m)	Y (m)
0.0000	0.1134	0.2319	0.0000
-0.0200	0.1422	0.2908	-0.0409
-0.0400	0.1622	0.3317	-0.0818
-0.0600	0.1790	0.3661	-0.1227
-0.0800	0.1939	0.3965	-0.1636
-0.1000	0.2066	0.4225	-0.2045
-0.1500	0.2342	0.4789	-0.3068
-0.2000	0.2560	0.5235	-0.4090
-0.2500	0.2754	0.5632	-0.5113
-0.3000	0.2909	0.5949	-0.6135
-0.4000	0.3163	0.6468	-0.8180
-0.5000	0.3358	0.6867	-1.0225
-0.6000	0.3524	0.7207	-1.2270
-0.8000	0.3768	0.7706	-1.6360
-1.0000	0.3941	0.8059	-2.0450
-1.2000	0.4083	0.8350	-2.4540
-1.4000	0.4141	0.8468	-2.8630

Para determinar el perfil de la tapa se utilizan las coordenadas adimensionales dadas en el Capítulo II y deberán de ser multiplicadas por el valor del radio de diseño del vertedor de embudo, $R_s = 2 \text{ m}$.

r (m)	z (m)
0.0000	1.3126
0.0626	1.3250
0.1250	1.3626
0.1876	1.4500
0.2188	1.5700
0.2250	2.1250
0.2500	2.5876
0.3126	2.8500
0.3750	2.9750
0.4376	3.0562
0.5000	3.1312
0.5626	3.2000
0.6250	3.2500
0.7500	3.3250
0.8750	3.3750
1.0000	3.4062
1.1250	3.4376
1.2500	3.4588
1.3750	3.4750
1.5000	3.4826
1.6250	3.4938
1.7500	3.5000
1.8750	3.5000

r (m)	z (m)
2.0000	3.4876
2.1250	3.4812
2.2500	3.4688
2.3750	3.4376
2.5000	3.3976
2.6250	3.3438
2.7500	3.2500
2.8126	3.1812
2.8750	3.1000
2.9376	3.0000
3.0000	2.8750
3.0312	2.7500
3.0526	2.6250
3.0626	2.5000
3.0500	2.0000
3.0000	1.4376
2.9376	0.8750
2.8750	0.3126
2.8750	0.1876
2.9376	0.0500
3.0000	0.0126
3.0626	0.0000

5. Determinación de las presiones de la cresta del vertedor y de la tapa utilizando los resultados obtenidos por Agiralioglu y Ferruh [4].

Para determinar las presiones se utiliza la figura A- 3 obtenida por Agiralioglu y Ferruh [4]. Para $H/D = 5.65$ se tienen las siguientes relaciones $(p/\gamma)/h_v = -0.74$ y $(p/\gamma)/h_v = -0.06$ para la cresta y la tapa, respectivamente; si $h_v = V^2/2g = 8.78 m$, entonces la carga de presión en la cresta es $h_v = -6.50 m$ y en la tapa $h_v = -0.53 m$.

La carga de presión subatmosférica en la cresta es aceptable, puesto que el valor límite recomendado por el U.S.B.R [5] para evitar cavitación es $-6.70 m$ a nivel del mar.

Cuando el nivel del embalse cae $1 m$ se tiene que: $H = 10 - 1 - 1.95/2 = 8.025 m$; $H/D = 4.115$ por lo que de la figura A-2 $C_o = 0.954$; con lo cual $Q = 35.74 m^3/s$, por lo tanto $V = 11.97 m/s$ y $h_v = 7.30 m$. Entonces las presiones para la cresta y la tapa cuando el nivel del embalse cae abajo del nivel de la cresta $1 m$ serán las siguientes: para $H/D = 4.115$ de la figura A-3 se tiene que $(p/\gamma)/h_v = -1.07$ y $(p/\gamma)/h_v = -0.45$, respectivamente; por lo que la carga de presión en la cresta es $h_v = -7.8 m$ y en la tapa $h_v = -3.29 m$.

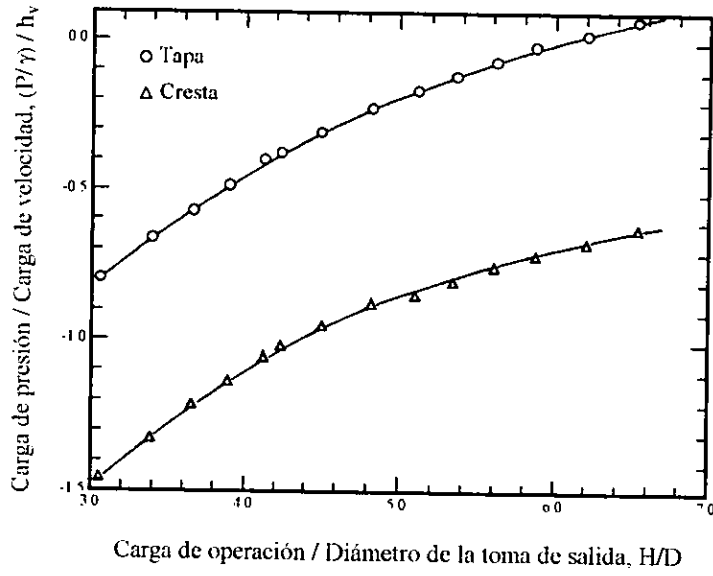


Figura A-3.- Carta de diseño para la presión del vertedor de embudo en forma de sifón con tapa

APÉNDICE B

TEOREMA DE WOODS Y TEOREMA DE SCHWARZ – CHRISTOFFEL

Teorema de Woods

El teorema permite valuar una función de variable compleja, $T(\tau)$, definida en el dominio de un plano complejo $\tau = \xi + i\eta$ [8]. El teorema establece que $T(\tau) = \Omega + i\theta$ es una función analítica en una región del plano τ definida por $-\infty < \xi < \infty$ y $0 \leq \eta \leq h$, tal que:

$$\lim_{\rho \rightarrow \infty} T(\pm\rho, \eta) \exp\left(-\frac{\pi\rho}{2h}\right) = 0 \quad (\text{B.1})$$

y $T(\tau)$ tiene a lo más, singularidades logarítmicas en un número finito de puntos en $\eta = 0$ y $\eta = h$; entonces el valor de $T(\tau)$ dentro del intervalo dado puede valuarse por:

$$T(\tau) = \frac{1}{2h} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \theta_o(\xi') \operatorname{cosech} \left[\frac{\pi(\xi' - \tau)}{2h} \right] + \Omega_h(\xi') \operatorname{sech} \left[\frac{\pi(\xi' - \tau)}{2h} \right] \right\} d\xi' \quad (\text{B.2})$$

en donde los subíndices “ o ” y “ h ” denotan los valores de la función en $\eta = 0$ y $\eta = h$, respectivamente.

Nótese que para poder aplicar la ecuación (B.2) es necesario primero conocer θ_o y Ω_h para todo valor de ξ' .

Transformación de Schwarz - Christoffel

La transformación de Schwarz - Christoffel permite mapear la región interior de un polígono cerrado simple (cerrado o abierto degenerado) en el semiplano superior [7].

La figura B-1 muestra algunos ejemplos de polígonos cerrados simples. Como se observa en la figura, un polígono cerrado simple puede tener uno o más lados en el infinito. Los polígonos con algunos lados en el infinito son los más útiles en aplicaciones de mecánica de fluidos.

Tomando el polígono en el plano z , se encuentra que la transformación de Schwarz - Christoffel mapea los puntos frontera del polígono al eje real del plano ζ . Este es uno de los principales aspectos de la transformación de Schwarz - Christoffel.

Definiendo los vértices del polígono como los puntos A, B, C, \dots , en el plano z , donde los ángulos interiores son $\alpha, \beta, \gamma, \dots$. Bajo una transformación de Schwarz - Christoffel estos puntos son mapeados a puntos en el eje real en el plano ζ . Se acostumbra a tomar A, B, C , en sentido antihorario, procediendo a lo largo de la frontera; entonces A', B', C' , ocurren en el mismo sentido en el eje real del plano ζ .

La transformación es expresada en la forma de una ecuación diferencial, la cual podría ser integrada para cualquier polígono. La ecuación que define la transformación $z = f(\zeta)$ es:

$$\frac{dz}{d\zeta} = K(\zeta - \xi_a)^{\alpha-1} (\zeta - \xi_b)^{\beta-1} (\zeta - \xi_c)^{\gamma-1} \dots \quad (\text{B.3})$$

En esta ecuación K es una constante compleja arbitraria, y $\xi_a, \xi_b, \xi_c, \dots$ son las localizaciones transformadas de los vértices en el plano ζ .

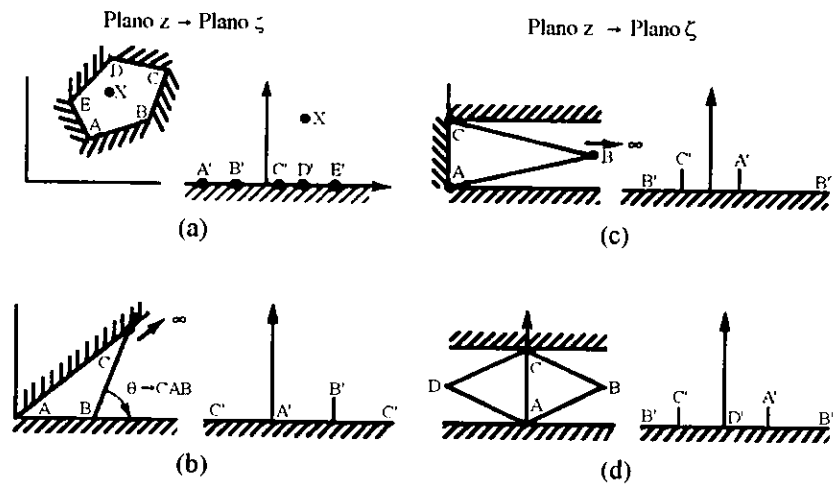


Figura B-1.- Transformación de Schwarz - Christoffel para algunos polígonos típicos

APÉNDICE C

EJEMPLO DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AIREADORES

Ejemplo de diseño de un sistema de aireación siguiendo el procedimiento descrito en el Capítulo II.

1. Se propone que el gasto de diseño sea de $Q_d = 7500 \text{ m}^3 / \text{s}$ y los gastos de revisión de $3750 \text{ m}^3 / \text{s}$ y $1000 \text{ m}^3 / \text{s}$ para verificar el funcionamiento del aireador con estas condiciones. Para llevar a cabo el diseño del vertedor y del sistema de aireación se proponen las siguientes características:

Ancho del vertedor: $b = 50 \text{ m}$

Pendiente de la rápida: $S_o = 0.25$

Profundidad del canal de llamada: $P = 5 \text{ m}$

Paramento aguas arriba: vertical

Coefficiente de rugosidad de Manning: $n = 0.012$

Considerando que en la obra se tenderá una rugosidad de $k = 5 \text{ mm}$ para concreto con acabado de cimbra se tiene que $\sigma_{k_i} = 2.2$ [20].

Presión de vaporización: $h_v = -9.75 \text{ m}$ [20].

2. Para llevar a cabo el diseño del sistema de aireación se propone que éste se diseñe para una obra nueva. Iniciando con el diseño del cimacio por medio del criterio del U.S.B.R. [5].

Primero se procederá a calcular la carga de diseño (H_o), la longitud efectiva (L_e) y el coeficiente de descarga (C) para el gasto de diseño, tomado en cuenta que se tienen tres (3) pilas, cuya geometría corresponde al tipo dos.

H_o (m)	P/H_o	C	H_o/R	K_p	H_o/R	K_a	L_e (m)	Q_d (m ³ /s)
10.00	0.500	2.100	1.00	0.015	3.75	0.079	47.52	3155.43
11.00	0.455	2.082	1.00	0.015	3.75	0.079	47.27	3590.32
12.00	0.417	2.075	1.00	0.015	3.75	0.079	47.02	4055.69
13.00	0.385	2.063	1.00	0.015	3.75	0.079	46.77	4522.61
14.00	0.357	2.052	1.00	0.015	3.75	0.079	46.52	5000.71
15.00	0.333	2.045	1.00	0.015	3.75	0.079	46.27	5497.53
16.00	0.313	2.040	1.00	0.015	3.75	0.079	46.03	6009.10
17.00	0.294	2.028	1.00	0.015	3.75	0.079	45.78	6507.15
18.00	0.278	2.025	1.00	0.015	3.75	0.079	45.53	7040.77
18.50	0.270	2.020	1.00	0.015	3.75	0.079	45.40	7298.08
18.70	0.267	2.020	1.00	0.015	3.75	0.079	45.35	7408.63
18.80	0.266	2.020	1.00	0.015	3.75	0.079	45.33	7464.05
18.85	0.265	2.020	1.00	0.015	3.75	0.079	45.32	7491.79
18.86	0.265	2.020	1.00	0.015	3.75	0.079	45.32	7497.35
18.87	0.265	2.020	1.00	0.015	3.75	0.079	45.31	7502.90
18.90	0.265	2.020	1.00	0.015	3.75	0.079	45.31	7519.56

Tomado la carga de diseño como $H_o = 18.90 \text{ m}$, la longitud efectiva de $L_e = 45.31 \text{ m}$ y el coeficiente de descarga de $C = 2.02$, se tiene que el gasto de diseño se modifica ligeramente a $Q_d = 7520 \text{ m}^3 / \text{s}$; por lo tanto $q_c = 165.53 \text{ m}^2 / \text{s}$.

Cálculo del sector del cimacio aguas arriba de la cresta (Fig. C-1) utilizando la ecuación (C.1).

$$\frac{Y}{H_o} = -K \left(\frac{X}{H_o} \right)^n \quad (\text{C.1})$$

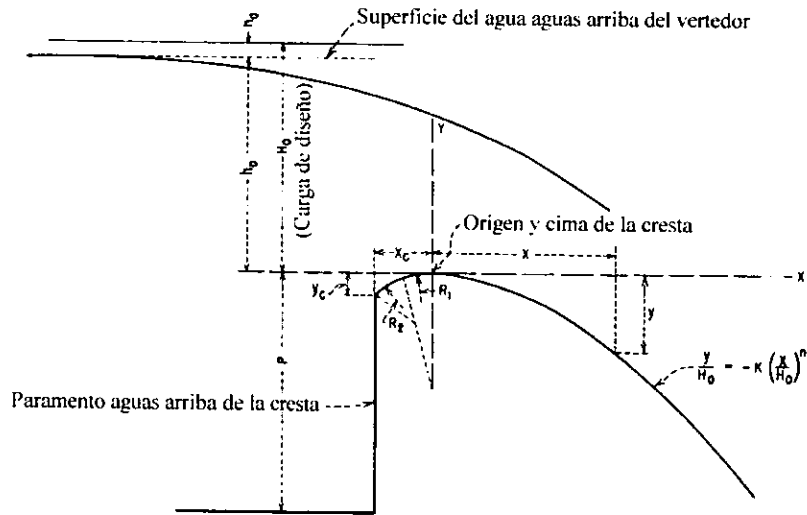


Figura C-1.- Elementos de las secciones de la cresta del vertedor

Obtención de los valores de las constantes K y n . Primero determinar la velocidad de llegada (h_a).

$$h_a = \frac{q_c^2}{2g(P + h_o)^2}$$

$$H_o = h_o + h_a;$$

$$h_a = \frac{q_c^2}{2g[P + (H_o - h_a)]^2}; \quad h_a = \frac{q_c^2}{2g[P + (H_o - h_a)]^2}; \quad h_a = 3.286 \text{ m}$$

$$h_o = 15.614 \text{ m}$$

Con la relación $h_a / H_o = 0.174$ y con un paramento aguas arriba vertical se tiene que:

$$K = 0.483$$

$$n = 1.832$$

Por lo tanto:

$$\frac{Y}{18.90} = -0.483 \left(\frac{X}{18.90} \right)^{1.832}; \quad Y = -0.04187269 X^{1.832} \quad (\text{C.2})$$

Los valores de los parámetros que permiten definir la forma del cimacio en el cuadrante aguas arriba, se obtienen a partir de la relación $h_a / H_o = 0.174$ [5].

$$\frac{X_c}{H_o} = 0.214; \quad X_c = 3.478 \text{ m} \qquad \frac{R_1}{H_o} = 0.451; \quad R_1 = 7.673 \text{ m}$$

$$\frac{Y_c}{H_o} = 0.072; \quad Y_c = 1.077 \text{ m} \qquad \frac{R_2}{H_o} = 0.19; \quad R_2 = 3.704 \text{ m}$$

Definir el punto de tangencia (PT) entre la cresta y la rápida. Derivando la ecuación (C.2) e igualando con el valor de la pendiente S_o .

$$Y' = -0.076710768 X^{0.832};$$

$$X = \left(\frac{0.25}{0.07671} \right)^{\frac{1}{0.832}}; \qquad X = 4.14 \text{ m}$$

$$Y = 0.565 \text{ m}$$

Si el cimacio tiene como coordenadas (0, 150) entonces el punto de tangencia tendrá coordenadas (4.14, 149.44).

Estación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
X	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.14
Y	0	149.98	149.96	149.91	149.85	149.78	149.69	149.59	149.47	149.445

3. Cálculo del perfil del agua sobre el cimacio [28] y sobre el canal.

Cálculo del perfil del agua sobre el cimacio

X / H_d	Y / H_d	X	Y
		(m)	(m)
0.25	-0.69	3.904	-10.766
0.20	-0.72	3.123	-11.200
0.15	-0.74	2.342	-11.492
0.10	-0.75	1.561	-11.648
0.05	-0.77	0.780	-11.945
0.00	-0.80	0.000	-12.100
-0.10	-0.83	-1.561	-12.990
-0.20	-0.86	-3.123	-13.428
-0.30	-0.88	-4.684	-13.725
-0.40	-0.92	-6.246	-14.365
-0.50	-0.94	-7.807	-14.677
-0.60	-0.95	-9.368	-14.833
-0.70	-0.96	-10.930	-14.989
-0.80	-0.98	-12.490	-15.302
-0.90	-0.99	-14.050	-15.458
-1.00	-1.00	-15.614	-15.614

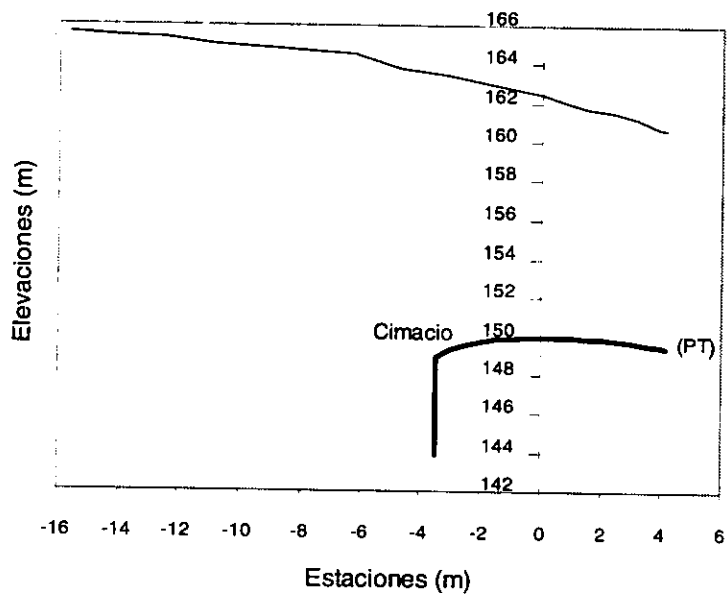


Figura C-2.- Perfil del agua sobre el cimacio

Cálculo del perfil del agua sobre el canal

h	$h \cos \theta$	x	A	V	$V^2 / 2g$	H'	S_f	Dx	$S_o Dx$	hf	H
(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m/s)	(m)	(m)		(m)	(m)	(m)	(m)
11.260	10.92	4	563.00	13.36	9.09	20.02	0.0017				20.02
8.584	8.33	20	429.22	17.52	15.65	23.97	0.0037	16	4.00	0.0432	23.97
7.268	7.05	40	363.42	20.69	21.82	28.88	0.0062	20	5.00	0.0988	28.88
6.482	6.29	60	324.11	23.20	27.44	33.73	0.0087	20	5.00	0.1488	33.73
5.931	5.75	80	296.57	25.36	32.77	38.52	0.0115	20	5.00	0.2018	38.52
5.514	5.35	100	275.71	27.28	37.92	43.27	0.0143	20	5.00	0.2580	43.27
5.183	5.03	120	259.14	29.02	42.92	47.95	0.0174	20	5.00	0.3173	47.95
4.911	4.76	140	245.54	30.63	47.81	52.57	0.0206	20	5.00	0.3793	52.57
4.792	4.65	150	239.60	31.39	50.21	54.86	0.0222	10	2.50	0.2137	54.86
4.769	4.63	152	238.47	31.53	50.69	55.31	0.0225	2	0.50	0.0447	55.31
4.747	4.61	154	237.35	31.68	51.16	55.77	0.0228	2	0.50	0.0454	55.77
4.725	4.58	156	236.26	31.83	51.64	56.22	0.0232	2	0.50	0.0460	56.22
4.704	4.56	158	235.18	31.98	52.11	56.67	0.0235	2	0.50	0.0467	56.67
4.682	4.54	160	234.12	32.12	52.58	57.13	0.0238	2	0.50	0.0474	57.13
4.662	4.52	162	233.08	32.26	53.06	57.58	0.0242	2	0.50	0.0480	57.58
4.641	4.50	164	232.05	32.41	53.53	58.03	0.0245	2	0.50	0.0487	58.03
4.621	4.48	166	231.04	32.55	54.00	58.48	0.0249	2	0.50	0.0494	58.48
4.601	4.46	168	230.04	32.69	54.47	58.93	0.0252	2	0.50	0.0500	58.93
4.581	4.44	170	229.06	32.83	54.94	59.38	0.0255	2	0.50	0.0507	59.38
4.487	4.35	180	224.35	33.52	57.26	61.62	0.0272	10	2.50	0.2639	61.62
4.318	4.19	200	215.88	34.83	61.85	66.04	0.0307	20	5.00	0.5798	66.04
4.169	4.04	220	208.44	36.08	66.34	70.39	0.0343	20	5.00	0.6505	70.39
4.037	3.92	240	201.84	37.26	70.75	74.66	0.0380	20	5.00	0.7228	74.66
3.919	3.80	260	195.95	38.38	75.07	78.87	0.0417	20	5.00	0.7964	78.87
3.813	3.70	280	190.65	39.44	79.30	82.99	0.0454	20	5.00	0.8712	82.99
3.717	3.61	300	185.86	40.46	83.44	87.05	0.0493	20	5.00	0.9470	87.05
3.630	3.52	320	181.49	41.43	87.50	91.03	0.0531	20	5.00	1.0235	91.02
3.550	3.44	340	177.50	42.37	91.48	94.92	0.0570	20	5.00	1.1007	94.92
3.477	3.37	360	173.84	43.26	95.37	98.75	0.0609	20	5.00	1.1782	98.75
3.409	3.31	380	170.47	44.11	99.18	102.49	0.0648	20	5.00	1.2561	102.49
3.347	3.25	400	167.36	44.93	102.91	106.16	0.0687	20	5.00	1.3342	106.16

4. Cálculo de las presiones encima del cimacio [28].

X / H_d	H_p / H_d	X (m)	H_p (m)
-0.230	0.4000	-3.591	6.246
-0.200	0.1000	-3.123	1.561
-0.180	-0.0200	-2.811	-0.312
-0.160	-0.0250	-2.498	-0.390
-0.140	-0.0280	-2.186	-0.437
-0.120	-0.0300	-1.874	-0.468
-0.100	-0.0300	-1.561	-0.468
-0.080	-0.0100	-1.249	-0.156
-0.060	0.0100	-0.937	0.156
-0.040	0.0200	-0.625	0.312
-0.020	0.0400	-0.312	0.625
0.000	0.0600	0.000	0.937
0.020	0.0700	0.312	1.093
0.040	0.0800	0.625	1.249
0.060	0.1000	0.937	1.561
0.080	0.1200	1.249	1.874
0.100	0.1300	1.561	2.030
0.120	0.1350	1.874	2.108
0.140	0.1400	2.186	2.186
0.160	0.1450	2.498	2.264
0.180	0.1400	2.811	2.186
0.200	0.1400	3.123	2.186
0.220	0.1350	3.435	2.108
0.240	0.1350	3.747	2.108
0.260	0.1350	4.060	2.108
0.280	0.1300	4.372	2.030

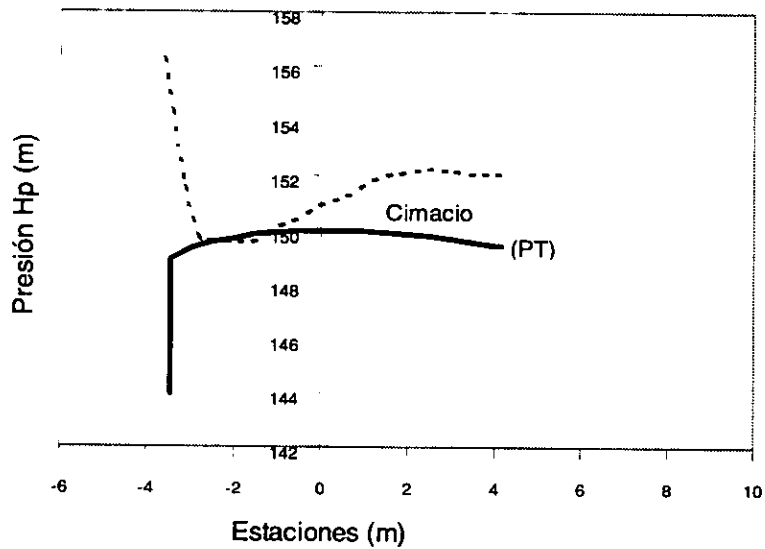


Figura C-3.- Presiones en el cimacio

Por lo que los valores negativos máximos obtenidos sobre el cimacio son aceptables para que no se presente cavitación.

5. Calculo del bordo libre necesario [28].

$$BL = 0.61 + 0.0372Vh^3 \quad (C.3)$$

donde:

BL = bordo libre en cada estación, en (m);

V = velocidad en cada estación, en (m/s), y

h = tirante en cada estación, en (m).

Estación	Tirante	Velocidad	Bordo Libre
	h	V	BL
(m)	(m)	(m/s)	(m)
0+000	11.26	13.36	1.72
0+020	8.58	17.52	1.94
0+040	7.27	20.69	2.10
0+060	6.48	23.20	2.22
0+080	5.93	25.36	2.32
0+100	5.51	27.28	2.40
0+120	5.18	29.02	2.48
0+140	4.91	30.63	2.55
0+150	4.79	31.39	2.58
0+160	4.68	32.12	2.61
0+170	4.58	32.83	2.64
0+180	4.49	33.52	2.67
0+200	4.32	34.83	2.72
0+220	4.17	36.08	2.77
0+240	4.04	37.26	2.82
0+260	3.92	38.38	2.86
0+280	3.81	39.44	2.90
0+300	3.72	40.46	2.94
0+320	3.63	41.43	2.98
0+340	3.55	42.37	3.01
0+360	3.48	43.26	3.05
0+380	3.41	44.11	3.08
0+400	3.35	44.93	3.11

6. Cálculo de la capa límite δ .

La aireación natural inicia cuando la capa límite alcanza la superficie libre del agua ($\delta = h$) por lo que es necesario calcular ésta y poder conocer a qué distancia se presenta la aireación natural. Se propone utilizar los siguientes métodos:

Baurer:
$$\frac{\delta}{x_s} = 0.0254 \left(\frac{x_s}{k_s} \right)^{-0.135}$$

Campbell:
$$\frac{\delta}{x_s} = 0.08 \left(\frac{x_s}{k_s} \right)^{-0.233}$$

Halbronn:
$$\delta = 0.0447 \varepsilon^{0.154} x_s^{0.846} ; \quad n = 0.01195 \varepsilon^{\frac{1}{6}}$$

Wood - Ackers:
$$\frac{\delta}{x} = 0.0212 \left(\frac{x}{H_s} \right)^{0.11} \left(\frac{x}{k_s} \right)^{-0.1} ; \quad H_s = x \text{ sen } \theta$$

Cálculo de la capa límite por los diferentes métodos

Estación	Tirante	Baurer	Campbell	Halbronn	Wood - Ackers
x_s	h	δ	δ	δ	δ
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0+040	7.268	0.3020	0.3942	0.3510	0.3528
0+080	5.931	0.5500	0.6708	0.6310	0.6883
0+120	5.183	0.7811	0.9155	0.8891	1.0113
0+160	4.682	1.0017	1.1416	1.1341	1.3252
0+200	4.318	1.2150	1.3547	1.3698	1.6322
0+240	4.037	1.4226	1.5580	1.5982	1.9335
0+280	3.813	1.6255	1.7536	1.8209	2.2300
0+320	3.630	1.8245	1.9427	2.0386	2.5225
0+360	3.477	2.0202	2.1263	2.2522	2.8114
0+400	3.347	2.2130	2.3053	2.4622	3.0972

De los cálculos anteriores se puede observar que el espesor de la capa límite (δ) en la distancia total del vertedor (0+400) nunca alcanza la superficie libre del agua, por lo que no se presenta la aireación natural.

7. Cálculo de los índices locales de cavitación utilizando el método de Echávez [20] para tres (3) diferentes gastos de operación (incluyendo el gasto de diseño).

Cálculo del índice local de cavitación para el gasto de diseño

x	h	H	hp_i	hp	(x/k)	$V_k / \sqrt{2gH}$	$V_k^2 / 2g$	σ
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)				
4	11.260	5.354	10.924	10.924	800	0.5196	1.446	14.301
10	9.805	8.309	9.512	9.512	2000	0.4627	1.779	10.829
20	8.584	12.030	8.328	8.328	4000	0.4273	2.196	8.232
30	7.823	15.291	7.589	7.589	6000	0.4089	2.557	6.780
40	7.268	18.346	7.051	7.051	8000	0.3969	2.890	5.815
50	6.835	21.279	6.631	6.631	10000	0.3880	3.203	5.114
60	6.482	24.132	6.289	6.289	12000	0.3810	3.503	4.578
70	6.186	26.928	6.001	6.001	14000	0.3753	3.793	4.152
80	5.931	29.683	5.754	5.754	16000	0.3705	4.075	3.805
90	5.710	32.404	5.539	5.539	18000	0.3664	4.350	3.515
100	5.514	35.100	5.350	5.350	20000	0.3628	4.619	3.269
110	5.340	37.774	5.180	5.180	22000	0.3596	4.884	3.057
120	5.183	40.431	5.028	5.028	24000	0.3567	5.144	2.873
130	5.041	43.073	4.890	4.890	26000	0.3541	5.400	2.711
140	4.911	45.703	4.764	4.764	28000	0.3517	5.652	2.568
150	4.792	48.322	4.649	4.649	30000	0.3495	5.902	2.440
160	4.682	50.932	4.543	4.543	32000	0.3475	6.149	2.325
162	4.662	51.452	4.522	4.522	32400	0.3471	6.198	2.303
164	4.641	51.973	4.502	4.502	32800	0.3467	6.247	2.282
166	4.621	52.493	4.483	4.483	33200	0.3463	6.296	2.261
168	4.601	53.013	4.463	4.463	33600	0.3459	6.344	2.240
170	4.581	53.533	4.444	4.444	34000	0.3456	6.393	2.220
172	4.562	54.052	4.426	4.426	34400	0.3452	6.442	2.201
180	4.487	56.127	4.353	4.353	36000	0.3438	6.635	2.126
190	4.399	58.715	4.268	4.268	38000	0.3422	6.875	2.039
200	4.318	61.296	4.189	4.189	40000	0.3406	7.112	1.960
220	4.169	66.445	4.044	4.044	44000	0.3378	7.582	1.819
240	4.037	71.577	3.916	3.916	48000	0.3352	8.045	1.699
260	3.919	76.695	3.802	3.802	52000	0.3329	8.501	1.594
280	3.813	81.801	3.699	3.699	56000	0.3308	8.953	1.502
300	3.717	86.897	3.606	3.606	60000	0.3289	9.399	1.421
320	3.630	91.984	3.521	3.521	64000	0.3271	9.841	1.349
340	3.550	97.064	3.444	3.444	68000	0.3254	10.279	1.284
360	3.477	102.137	3.373	3.373	72000	0.3239	10.713	1.225
380	3.409	107.205	3.308	3.308	76000	0.3224	11.144	1.172
400	3.347	112.267	3.247	3.247	80000	0.3210	11.571	1.123

Columna 1 (x): Estación, en (m);

Columna 2 (h): Tirante, en (m);

Columna 3 (H): Caída vertical medida desde la superficie libre del agua en el vaso a la superficie libre del agua en la sección de estudio, en (m);

Columna 4 (hp_i): Proyección vertical del tirante (h), en (m);

Columna 5 (hp): Carga de presión de la zona en estudio, en (m);

Columna 7 (x/k): Relación entre la longitud (x) de cada estación y la rugosidad ($k = 5 \text{ mm}$);

Columna 8 ($V_k / \sqrt{2gH}$): $V_k / \sqrt{2gH} = \frac{1.68}{0.33 + \log(x/k)}$;

Columna 9 ($V_k^2 / 2g$): Carga de velocidad, y

Columna 10 (σ): Índice local de cavitación o número de Thoma $\sigma = \frac{hp - hv}{\frac{v^2}{2g}}$.

La siguiente tabla resume los cálculos de los índices locales de cavitación para los gastos de revisión, así como la velocidad que existe en la zona donde existe riesgo de cavitación:

Estación	Gasto (Q_{op})	Índice local de cavitación (σ)	Velocidad máxima (V_{max})
	(m^3 / s)		(m / s)
0+170	7520	2.22	32.83
0+124	3760	2.23	27.33
0+080	1005	2.23	21.67

8. Ubicación del aireador.

Analizando los resultados del cálculo del índice local de cavitación se puede ver que es posible que se tenga este problema a partir de la estación 0+170 (para el gasto de

diseño) y donde se tiene una velocidad de 32.83 m/s . Pero atendiendo a las recomendaciones de Pinto de que no se tengan velocidades mayores de 25 m/s para el gasto mínimo y de 30 m/s para el gasto máximo se decidió establecer que en la estación $0+140$ se debe de colocar un primer aireador para evitar el fenómeno de cavitación, ver figura C-4.

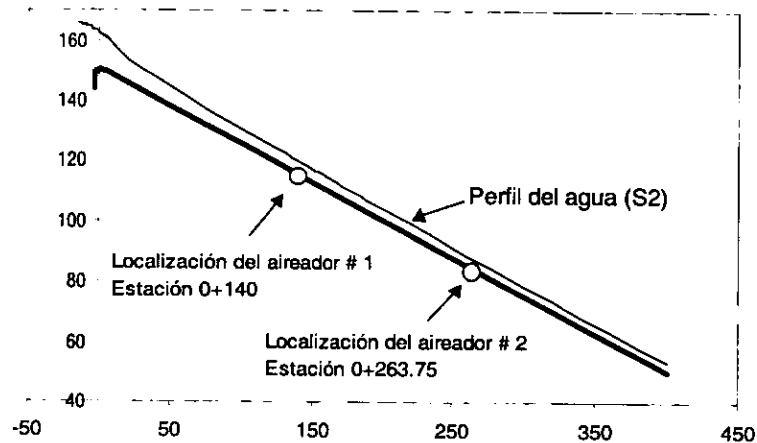


Figura C-4.- Ubicación de los aireadores

9. Selección del tipo de aireador.

Un primer criterio de diseño, consistirá en proponer una geometría tentativa del dispositivo aireador, utilizando la experiencia obtenida en otros proyectos [21], ver figura C-5; Se propone que el aireador sea una combinación de un deflector, una ranura y un escalón, sin modificación del perfil de la rápida, como el construido en la presa de Foz do Areia (Brasil), figura C-5, en donde se ha previsto un funcionamiento fluídico, es decir se drena sólo. Para este caso se considera que la toma de aire se de por ambos extremos del canal, es decir es simétrico.

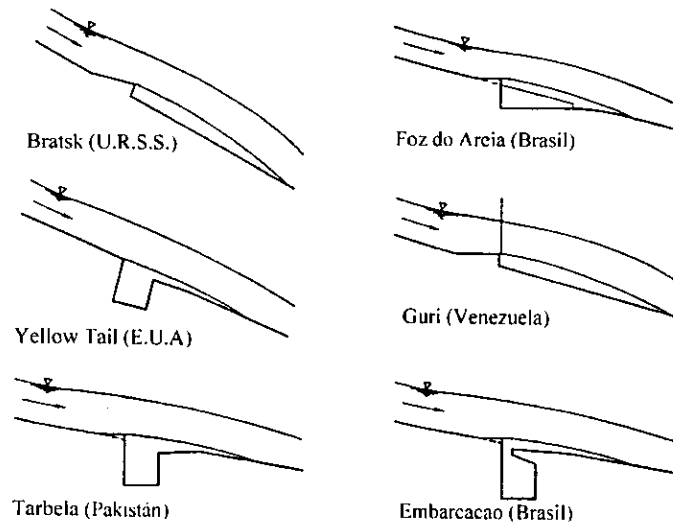


Figura C-5.- Diferentes geometrías

10. Dimensiones de aireador.

Se probaron diferentes alturas de deflectores ($h_r = 0.10, 0.20$ y 0.30 m) con un ángulo de 7° , y la altura y ancho del escalón estarán en función de las dimensiones del ducto de suministro de aire.

11. Para la condición anterior las longitudes del chorro de agua calculadas (para las diferentes alturas de deflectores) con la ecuación del chorro líquido [22], ecuación C.4, son de $L_{ch} = 23.00, 23.75$ y 24.45 m , respectivamente; finalmente se propone que la altura del deflector por utilizar sea de 0.20 m , por lo que la estación (0+163.75) es donde se tiene el impacto del chorro y donde se tiene la máxima concentración de aire, en este caso se asume que sea 50%.

$$y = \frac{V_{1y}}{V_{1x}} x - \frac{g}{2V_{1x}^2} x^2 \quad (\text{C.4})$$

$$V_{1x} = V_1 \cos \theta$$

$$V_{1y} = V_1 \operatorname{sen} \theta$$

donde V_1 = velocidad de salida del chorro, en (m/s), y

θ = ángulo de salida del chorro.

12. Cálculo del área del ducto de suministro de aire.

Se proponen diferentes áreas del ducto para determinar la demanda de aire β y la velocidad en el ducto V_a .

Pinto [25], para aireadores en canal, con pendientes similares a la de este vertedor propone que la demanda de aire se calcule con la siguiente ecuación:

$$\beta = 0.29(F_r - 1)^{0.62} (D/h)^{0.59} \quad (\text{C.5})$$

donde: F_r = número de Froude en la estación donde se colocará el aireador;

h = tirante en la misma sección, en (m), y

$$D = cA/b.$$

donde: c = coeficiente de descarga;

A = área del ducto, en (m^2), y

b = ancho del vertedor, en (m).

Para la estación 0+140 se tiene una velocidad de $V = 30.63 \text{ m/s}$ y un tirante de $h = 4.911 \text{ m}$; y sabiendo que $\beta = Q_a / Q_w$ se puede calcular el gasto de aire requerido.

c	A (m^2)	D (m)	F_r	β	Q_a (m^3/s)	$V_a < 100$ (m/s)
0.6	2	0.024	4.412	0.02687	202.13	101.07
0.6	4	0.048	4.412	0.04045	304.26	76.06
0.6	6	0.072	4.412	0.04139	386.48	64.41
0.6	7	0.084	4.412	0.05629	423.27	60.47
0.6	8	0.096	4.412	0.06090	457.98	57.25

Aceptando un área de ducto de $8 m^2$ como conveniente, entonces el aireador demanda un gasto de aire de $475.98 m^3/s$ y como la velocidad no excede $V_a < 100 m/s$ [23, 24], es correcto. Para el área de $8 m^2$ se proponen la geometría mostrada en la figura 6.

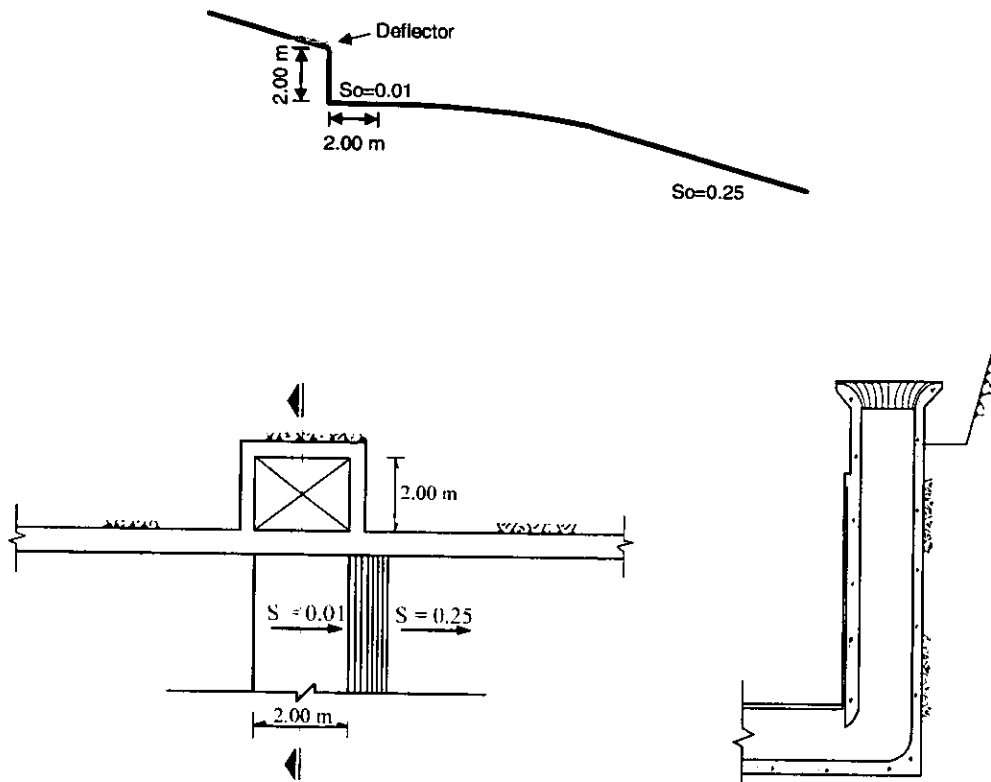


Figura C-6.- Detalle del aireador # 1

13. Estimación de la demanda de aire y curvas de demanda de aire.

Demanda de aire para diferentes gastos en la estación 0+140

Q_{agua} (m^3/s)	h (m)	V (m/s)	F_r	β	Q_{aire} (m^3/s)	V_{aire} (m/s)	q_{agua} ($m^2/s \cdot m$)
504	0.456	22.11	10.452	0.4655	234.63	29.33	10.08
745	0.615	24.23	9.864	0.3750	279.37	34.92	14.90
1005	0.787	25.54	9.192	0.3088	310.29	38.79	20.10
1255	0.954	26.30	8.597	0.2630	330.10	41.26	25.10
1491	1.111	26.84	8.130	0.2311	344.64	43.08	29.82
1995	1.445	27.61	7.333	0.1839	366.94	45.88	39.90
2502	1.782	28.08	6.716	0.1525	381.59	47.70	50.04
2756	1.949	28.28	6.468	0.1407	387.96	48.48	55.12
3001	2.112	28.42	6.243	0.1308	392.46	49.06	60.02
3260	2.280	28.60	6.047	0.1221	397.95	49.74	65.20
3492	2.431	28.73	5.883	0.1152	402.14	50.27	69.84
3762	2.605	28.88	5.714	0.1082	406.91	50.86	75.24
4002	2.759	29.01	5.576	0.1027	410.86	51.36	80.04
4503	3.076	29.28	5.330	0.0930	418.93	52.37	90.06
4754	3.233	29.41	5.222	0.0889	422.82	52.85	95.08
7520	4.911	30.63	4.412	0.0609	457.98	57.25	150.40

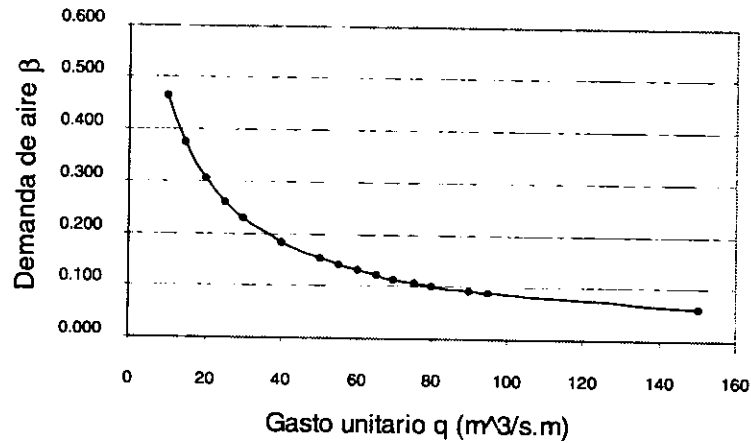


Figura C-7.- Demanda de aire para el aireador # 1

14. Determinación de la pérdida de aire.

En mediciones en algunas presas (Bratsk y Alicura) se ha observado que la pérdida de aire por metro lineal es del orden de 0.5 a 0.45% [27].

Considerando que se tenga una concentración de aire mínima del 6% en el flujo y que la pérdida de aire es de 0.45% por metro entonces la superficie protegida por el aireador será de 98 *m* .

Pinto et al. [29] y León et al. [16] recomiendan suponer que un aireador bien diseñado protege una distancia de entre 50 y 100 *m* de la rápida aguas abajo.

15. Necesidad de un segundo aireador.

Habida cuenta del punto anterior, se propone ubicar un segundo aireador a 100 *m* del primero es decir en la estación 0+263.75. Con este segundo aireador se protegerá también una distancia de 100 *m* por lo que el vertedor quedará protegido de daños por cavitación hasta la estación 0+287.45. No se consideró la necesidad de un tercer aireador.

Para el diseño de un segundo aireador seguir la metodología a partir del paso 7 hasta el paso 16.

Se propone utilizar una geometría similar a la del primer aireador, así como probar las mismas alturas del deflector y con un ángulo de 7°.

Para la estación 0+263.75 se tiene una velocidad de $V = 38.58 \text{ m/s}$ y un tirante de $h = 3.898 \text{ m}$.

Ángulo del deflector (°)	Altura del deflector (m)	Longitud del chorro (m)	Longitud del deflector (m)
7	0.10	37.50	0.81
7	0.20	38.27	1.64
7	0.30	39.00	2.44

Debido a que con el ángulo del deflector de 7° la longitud del chorro es demasiado grande respecto a la que se recomienda se propuso usar un ángulo de 4°.

Ángulo del deflector (°)	Altura del deflector (m)	Longitud del chorro (m)	Longitud del deflector (m)
4	0.10	22.50	1.41
4	0.20	23.70	2.82
4	0.30	24.80	4.24

Se opta por utilizar un aireador que tenga un deflector de 0.20m de alto por lo que la estación donde se tiene la máxima concentración de aire es la (0+287.45).

A continuación se muestran los cálculos para el área del ducto de suministro de aire del segundo aireador. Al igual que el anterior es simétrico.

c	A (m ²)	D (m)	F_r	β	Q_a (m ³ /s)	$V_a < 100$ (m/s)
0.6	4	0.048	6.239	0.06488	454.87	113.72
0.6	6	0.072	6.239	0.07684	577.80	96.30
0.6	7	0.084	6.239	0.84151	632.82	90.40
0.6	8	0.096	6.239	0.91049	684.69	85.59
0.6	9	0.108	6.239	0.09760	733.96	81.55
0.6	10	0.120	6.239	0.10386	780.97	78.10

Aceptando un área de ducto de 10 m^2 como conveniente, entonces el aireador demanda un gasto de aire de $781.03\text{ m}^3/\text{s}$ y como la velocidad V_a es menor de 100 m/s , se acepta. La sección del ducto será de $2 \times 2.5\text{ m}$.

Demanda de aire para diferentes gastos en la estación 0+263.75

Q_{agua} (m^3/s)	h (m)	V (m/s)	F_r	β	Q_{aire} (m^3/s)	V_{aire} (m/s)	q_{agua} ($\text{m}^2/\text{s} \cdot \text{m}$)
504	0.434	23.25	11.27	0.5760	290.29	29.03	10.08
745	0.561	26.55	11.32	0.4962	369.64	36.96	14.90
1005	0.694	28.96	11.10	0.4320	434.11	43.41	20.10
1255	0.820	30.59	10.78	0.3837	481.49	48.14	25.10
1491	0.939	31.75	10.46	0.3470	517.37	51.74	29.82
1995	1.193	33.46	9.78	0.2877	574.01	57.40	39.90
2502	1.448	34.55	9.17	0.2453	613.65	61.36	50.04
2756	1.576	34.97	8.89	0.2285	629.77	62.98	55.12
3001	1.699	35.31	8.65	0.2143	643.12	64.31	60.02
3260	1.829	35.65	8.42	0.2013	656.39	65.64	65.20
3492	1.945	35.91	8.22	0.1910	666.94	66.69	69.84
3762	2.079	36.18	8.01	0.1803	678.22	67.82	75.24
4002	2.198	36.41	7.84	0.1718	687.50	68.75	80.04
4503	2.446	36.83	7.52	0.1566	705.10	70.51	90.06
4754	2.568	37.02	7.38	0.1500	713.33	71.33	95.08
7520	3.898	38.58	6.24	0.1039	780.97	78.10	150.40

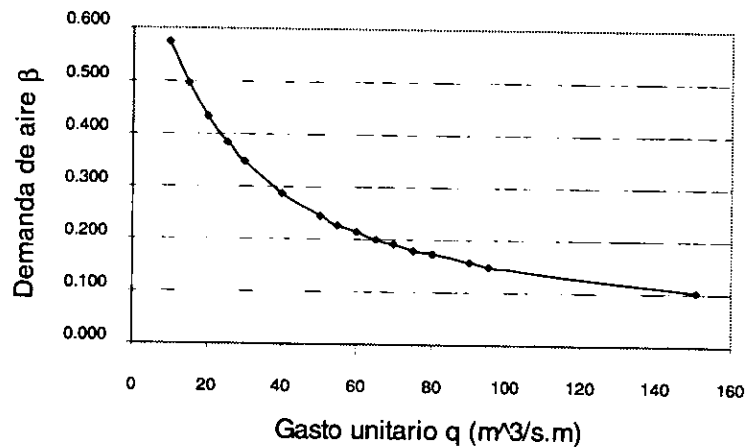


Figura C-8.- Demanda de aire para el aireador # 2

16. Verificar el bordo libre.

Se mencionó en el Capítulo II que es importante que se revise el bordo libre, pues el tirante se puede incrementar demasiado con la inclusión de aire que proporcionan los aireadores, así como porque el chorro es deflectado.

Un ejemplo de lo anterior lo constituye la presa Bratsk (U.R.S.S.), donde el flujo aireado se incrementó al doble y, si se toma en cuenta la zona de rocío, hasta el triple.

Sotelo [28] recomienda que por seguridad para flujos con inclusión de aire se aumente el bordo libre 1.00 m adicional al ya calculado.

APÉNDICE D

EJEMPLOS DE DISEÑO DE UN VERTEDOR ESCALONADO

Ejemplo de diseño de un vertedor escalonado siguiendo el procedimiento descrito en el Capítulo III.

Régimen de flujo de napa

1. Gasto de diseño.

Diseñar el vertedor escalonado para un gasto de diseño de $8 \text{ m}^3 / \text{s}$.

2. Selección del tipo de régimen.

Se desea que el régimen del flujo sea un régimen de flujo de napa.

3. Fijar la geometría del vertedor.

La altura de la presa (H_{presa}) es de 10 m , el ancho del vertedor (b) es de 20 m y la pendiente (α) del vertedor es de 5° .

4. Selección de la altura del escalón.

Se selecciona una altura de los escalones de 1 m .

5. Cálculo de la longitud del escalón.

La longitud del escalón se puede obtener de la relación $\tan\alpha = \frac{h}{l}$ por lo que:

$$l = 11.43 \text{ m}$$

6. Cálculo de las características hidráulicas.

En la Tabla 1 se resumen los cálculos de las características hidráulicas para un régimen de flujo de napa.

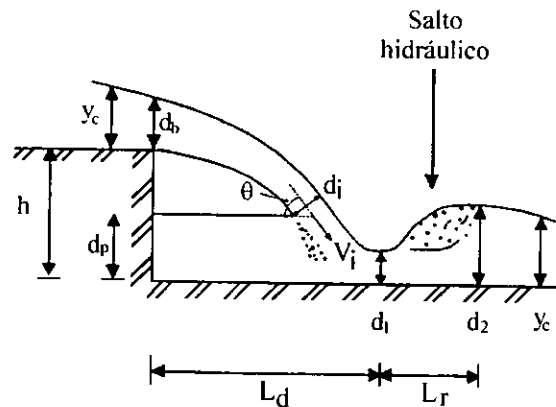


Figura D-1.- Detalle de las características hidráulicas del régimen de flujo de napa

Tabla 1.- Características hidráulicas en un régimen de flujo de napa

Variable	Valor	Unidad	Ecuación	Comentarios
y_c	0.254	m	D.1	Tirante crítico
y_c / h	0.254			Tirante crítico adimensional
$(y_c)_{inicio} / h$	1.016		D.2	Implica un régimen de flujo da napa
$(y_c / h)_{car}$	2.051		D.3	Implica tener un resalto hidráulico completamente desarrollado
d_b	0.181	m	D.4	Profundidad del flujo al borde del escalón
d_i	0.090	m	D.5	Espesor de la napa al momento de impacto aguas abajo
V_i	4.452	m / s	D.6	Velocidad de impacto de la napa
θ	61.90	($^\circ$)	D.7	Ángulo de impacto del chorro
d_1	0.094	m	D.8	Tirante conjugado menor del resalto hidráulico
V_1	4.260	m / s	D.9	Velocidad al inicio del resalto hidráulico
Fr_1	4.438		D.10	Número de Froude al inicio del resalto hidráulico
d_2	0.546	m	D.11	Tirante conjugado mayor del resalto hidráulico
d_p	0.404	m	D.12	Profundidad del flujo en el escalón
L_d	1.415	m	D.13	Longitud de la caída de la napa
L_r	2.207	m	D.14	Longitud del resalto hidráulico
$\Delta H / H_{max}$	90.18	(%)	D.15	Porcentaje de pérdida de energía
P_s	776.58	kg / m^2	D.17	Presión de estancamiento al impacto de la napa
P_{max}^{napa}	1686.15	kg / m^2	D.18	Presión máxima al impacto de la napa
P_{min}^{napa}	170.19	kg / m^2	D.19	Presión mínima al impacto de la napa
P_{max}^{sh}	1099.56	kg / m^2	D.20	Presión máxima bajo el resalto hidráulico
P_{min}^{sh}	-276.49	kg / m^2	D.21	Presión mínima bajo el resalto hidráulico

Régimen de flujo deslizando

1. Gasto de diseño.

Diseñar el vertedor escalonado para un gasto unitario de diseño de $25 \text{ m}^2 / \text{s}$.

2. Selección del tipo de régimen.

Se desea que el régimen del flujo sea un régimen de flujo deslizando.

3. Fijar la geometría del vertedor.

La altura de la presa (H_{presa}) es de 60 m y la pendiente (α) del vertedor es de 45° .

4. Selección de la altura del escalón.

Se selecciona una altura de los escalones de 1 m .

5. Cálculo de la longitud del escalón.

La longitud del escalón se puede obtener de la relación $\tan\alpha = \frac{h}{l}$ por lo que: $l = 1 \text{ m}$.

6. Cálculo de las características hidráulicas.

En la Tabla 2 se resumen los cálculos de las características hidráulicas para un régimen de flujo deslizando.

Tabla 2.- Características hidráulicas en un régimen de flujo deslizante

Variable	Valor	Unidad	Ecuación	Comentarios
y_c	3.994	m	D.1	Tirante crítico
y_c / h	3.994			Tirante crítico adimensional
$(y_c)_{inicio} / h$	0.592		D.2	Implica un régimen de flujo deslizante
L_i	48.190	m	D.24	Localización del punto de inyección
d_i	1.491	m	D.28	Profundidad del flujo en el punto de inyección
C_e	0.6364		D.29	Concentración de aire promedio para flujo uniforme
f	1.0		D.31	Factor de fricción de flujo no aireado
f_e	0.3397		D.32	Factor de fricción de flujo aireado
d_o	1.564	m	D.33	Profundidad del flujo uniforme
$(Y_{90})_o$	4.302	m	D.34	Profundidad característica donde $C = 90\%$
$(U)_o$	15.983		D.35	Velocidad media del flujo en flujo uniforme
$\Delta H / H_{max}$	78.60	$\%$	D.37	Porcentaje de disipación de energía
$H_{residual}$	14.13	m	D.39	Carga residual al final del canal

Ecuaciones para el régimen de flujo de napa

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad (D.1)$$

$$\frac{(y_c)_{inicio}}{h} = 1.057 - 0.465 \left(\frac{h}{l} \right) \quad (D.2)$$

$$\left(\frac{y_c}{h} \right)_{car} = 0.0916 \left(\frac{h}{l} \right)^{1.276} ; \quad \text{si } \left(\frac{y_c}{h} \right) < \left(\frac{y_c}{h} \right)_{car} \text{ implica un s. h. completa/m. desarrollado} \quad (D.3)$$

$$d_b = 0.715y_c \quad (D.4)$$

$$\frac{d_i}{h} = 0.687 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{1.483} \quad (D.5)$$

$$\frac{V_i}{V_c} = 1.455 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{-0.483} \quad (D.6)$$

$$\tan\theta = 0.838 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{-0.586} \quad (D.7)$$

$$\frac{d_1}{h} = 0.54 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{1.275} \quad (D.8)$$

$$V_1 = \frac{q}{d_1} \quad (D.9)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}} \quad (D.10)$$

$$\frac{d_2}{h} = 1.66 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0.81} \quad (D.11)$$

$$\frac{d_p}{h} = \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0.66} \quad (D.12)$$

$$\frac{L_d}{h} = 4.30 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0.81} \quad (D.13)$$

$$\frac{L_r}{d_1} = 8 \left(\left(\frac{y_c}{d_1} \right)^{3.2} - 1.5 \right) \quad (D.14)$$

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \left(\frac{0.54 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0.275} + \frac{3.43}{2} \left(\frac{y_c}{h} \right)^{-0.55}}{\frac{3}{2} + \frac{H_{presa}}{y_c}} \right) \quad \text{Vertedor sin compuerta} \quad (D.15)$$

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \left(\frac{0.54 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0.275} + \frac{3.43}{2} \left(\frac{y_c}{h} \right)^{-0.55}}{\frac{H_{presa} + H_o}{y_c}} \right) \quad \text{Vertedor con compuerta} \quad (D.16)$$

$$P_s = 1.253 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0.349} \rho g h \quad (D.17)$$

$$P_{max} = P_s + 0.9 \rho \frac{V_i^2}{2} \quad (D.18)$$

$$P_{min} = P_s - 0.6 \rho \frac{V_i^2}{2} \quad (D.19)$$

$$P_{max}^{sh} = P_{hidro}^{d_2} + 0.6 \rho \frac{V_1^2}{2} \quad (D.20)$$

$$P_{min}^{sh} = P_{hidro}^{d_1} - 0.4 \rho \frac{V_1^2}{2} \quad (D.21)$$

$$P_{hidro}^{d_2} = \rho g d_2 \cos \alpha \quad (D.22)$$

$$P_{hidro}^{d_1} = \rho g d_1 \cos \alpha \quad (D.23)$$

Ecuaciones para el régimen de flujo deslizante

$$\frac{L_l}{k_s} = 9.719 (\sen \alpha)^{0.0796} (F_*)^{0.713} \quad (D.24)$$

$$F_* = q / \sqrt{g \cdot \sen \alpha} k_s^3 \quad (D.25)$$

$$k_s = h \cos \alpha \quad (D.27)$$

$$\frac{d_l}{k_s} = \frac{0.4034}{(\sen \alpha)^{0.04}} (F_*)^{0.592} \quad (D.28)$$

$$C_e = 0.9 \operatorname{sen} \alpha \quad (\text{D.29})$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.42 \operatorname{Ln} \left(\frac{D_H}{k_s} \right) - 1.25 \quad \text{si } \alpha < 27^\circ \quad (\text{D.30})$$

$$f = 1 \quad \text{si } \alpha > 27^\circ \quad (\text{D.31})$$

$$\frac{f_e}{f} = 0.5 \left(1 + \operatorname{tanh} \left(0.628 \frac{0.514 - C_e}{C_e (1 - C_e)} \right) \right) \quad (\text{D.32})$$

$$\frac{d_o}{d_c} = \sqrt[3]{\frac{f_e}{8 \cdot \operatorname{sen} \alpha}} \quad (\text{D.33})$$

$$\frac{(Y_{90})_o}{d_c} = \sqrt[3]{\frac{f_e}{8(1 - C_e)^3 \operatorname{sen} \alpha}} \quad (\text{D.34})$$

$$\frac{(U)_o}{V_c} = \sqrt[3]{\frac{8 \operatorname{sen} \alpha}{f_e}} \quad (\text{D.35})$$

$$V_c = \sqrt[3]{gq} \quad (\text{D.36})$$

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{\left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha} \right)^{\frac{1}{3}} \cos \alpha + \frac{E_c}{2} \left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha} \right)^{-\frac{2}{3}}}{\frac{3}{2} + \frac{H_{presa}}{y_c}} \quad \text{Vertedor sin compuerta} \quad (\text{D.37})$$

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{\left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha} \right)^{\frac{1}{3}} \cos \alpha + \frac{E_c}{2} \left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha} \right)^{-\frac{2}{3}}}{\frac{3}{2} + \frac{H_{presa}}{y_c}} \quad \text{Vertedor con compuerta} \quad (\text{D.38})$$

$$\frac{H_{residual}}{y_c} = \left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha} \right)^{\frac{1}{3}} \cos \alpha + \frac{E_c}{2} \left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha} \right)^{-\frac{2}{3}} \quad (\text{D.39})$$