



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA.

INGENIERÍA CIVIL-HIDRÁULICA.

**INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL DE LA AIREACIÓN ARTIFICIAL
CAUSADA POR UNA PILA LOCALIZADA EN LA CRESTA DE UN
VERTEDOR LISO.**

TESIS.

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA.

PRESENTA:

JAVIER ANGULO MONTES.

TUTOR:

DR. ÓSCAR POZOS ESTRADA.

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX, SEPTIEMBRE 2019.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Gabriel Echávez Aldape

Secretario: Dr. Óscar Arturo Fuentes Mariles

Vocal: Dr. Óscar Pozos Estrada

1^{er}. Suplente: Dr. Amado Abel Jiménez Castañeda

2^{do}. Suplente: Dra. Maritza Liliana Arganis Juárez

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. ÓSCAR POZOS ESTRADA

FIRMA

DEDICATORIAS

A mis padres Javier y María del Carmen, por haberme apoyado en mi decisión de estudiar la maestría y han sido un sostén en toda mi vida.

A mis hermanas Carmen Daniela y Ana Lizbeth, por siempre estarme alentando a ser una mejor persona, y me hacen saber día a día que las metas se logran con esfuerzo y dedicación.

A mi sobrino Jaime Mateo, por transmitirme su alegría; saber que soy un ejemplo para él, me hace sentir satisfecho y comprometido con mis metas.

A mi primo Víctor, su esposa Nancy y familia, por la ayuda dada en toda mi estancia de la maestría en la CDMX.

Al señor Agustín, la señora Marcela, su hijo Agustín y familia, por brindarme su hogar y amistad sincera en mi estadía en la CDMX.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por aceptarme en su programa de posgrado y brindarme el aprendizaje de excelencia impartido por medio de su personal docente.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por permitirme hacer uso de sus instalaciones y poder concluir mi investigación.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el otorgamiento de la beca de posgrado, que me permitió concluir de manera satisfactoria los estudios de maestría y mi trabajo de investigación.

A mi tutor Dr. Óscar Pozos Estrada, por todo su apoyo y amistad otorgada durante mis estudios de maestría y trabajo de investigación; por transmitirme sus conocimientos y experiencias en el área hidráulica. Muchas gracias.

A los sinodales: Dr. Gabriel Echávez Aldape, Dr. Óscar Arturo Fuentes Mariles, Dr. Amado Abel Jiménez Castañeda y Dra. Maritza Liliana Arganis Juárez, por revisar mi trabajo de investigación.

A mis amigos: Luis y Ricardo Ramírez, Ignacio Villa, Jesús Figueroa, Gabriel Bautista y Amed Ricarte, por darme ánimo para concluir la maestría.

A mis amigos de la CDMX: Carlos Rosas, Eduardo García, Emmanuel Zambrano, Caleb Rodríguez, Adrián González, Arturo Méndez y Carlos Jiménez, por brindarme su amistad durante mi estadía en la maestría.

Índice

Resumen.....	I
Introducción.....	II
1. Antecedentes, justificación y alcances de la investigación.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Justificación y alcances de la investigación.....	2
2. Presas y obras de excedencia.....	3
2.1 Presas.....	3
2.1.1 Componentes de una presa.....	3
2.1.2 Clasificación de las presas de almacenamiento.....	3
2.1.2.1 Según su función.....	3
2.1.2.2 Según como permitan el paso del agua.....	4
2.1.2.3 Según la esbeltez de la cortina (e).....	4
2.1.2.4 Según la altura.....	4
2.1.2.5 Según los materiales de construcción.....	4
2.1.2.6 Según la forma de trabajo estructural.....	4
2.2 Obra de excedencias.....	6
2.2.1 Partes que constituyen una obra de excedencias.....	6
2.2.1.1 Canal de acceso o de llamada.....	6
2.2.1.2 Estructura de control.....	6
2.2.1.2.1 Plumas.....	6
2.2.1.2.2 Compuertas deslizantes.....	7
2.2.1.2.3 Compuertas radiales.....	7
2.2.1.3 Conductos de descarga.....	8
2.2.1.4 Estructura terminal.....	8
2.2.1.4.1 Tanque amortiguador.....	8
2.2.1.4.2 Cubeta de lanzamiento.....	8
2.2.1.4.3 Cubetas disipadoras de energía.....	9
2.2.1.4.3.1 Cubeta dentada.....	9
2.2.1.4.3.2 Cubeta lisa.....	10
2.3 Vertedores en presas.....	10
2.3.1 Tipos de vertedores.....	11
2.3.1.1 Vertedores de caída libre (Ogee).....	11

2.3.1.2 Vertedores con conducto de descarga.....	12
2.3.1.2.1 Vertedores con cimacio de eje recto.....	12
2.3.1.2.2 Vertedores con cimacio de eje curvo.....	12
2.3.1.3 Vertedores en rápida.....	13
2.3.1.4 Vertedores de embudo.....	14
2.3.1.5 Sifones vertedores.....	14
2.3.2 Factores que intervienen para elegir el tipo de vertedor.....	15
2.3.2.1 Calidad y fiabilidad de los estudios de estimación de avenidas.....	15
2.3.2.2 Sismicidad del emplazamiento y fiabilidad de la explotación.....	15
2.3.2.3 Duración y cantidad de los vertidos a realizar cada año.....	15
2.3.2.4 Condiciones geomorfológicas.....	15
2.3.2.5 Tipo de presa.....	15
2.3.2.6 Condiciones de explotación.....	15
3. Cavitación y aireación en vertedores.....	16
3.1 Cavitación en vertedores.....	16
3.1.1 Índice de cavitación.....	17
3.1.2 Índice de cavitación en superficies rugosas.....	18
3.1.2.1 Carga de presión.....	19
3.1.2.2 Carga de vaporización.....	20
3.1.2.3 Carga de velocidad local.....	20
3.1.3 Índice de cavitación incipiente.....	22
3.1.4 Daños por cavitación.....	23
3.1.4.1 Velocidad del flujo.....	24
3.1.4.2 Concentración de aire.....	24
3.1.5 Daños por cavitación en estructuras de control en el mundo.....	24
3.1.5.1 Presa Glen Canyon.....	24
3.1.5.2 Presa Hoover.....	25
3.1.5.3 Presa Infiernillo (Adolfo López Mateos).....	26
3.1.5.4 Presa de Oroville.....	27
3.1.5.5 Presa de Guri.....	29
3.1.5.6 Presa Yellowtail.....	30
3.1.5.7 Presa Karun.....	31
3.1.6 Resumen de daños por cavitación en vertedores.....	32
3.1.7 Prevención y corrección de daños por cavitación.....	33

3.2 Aireación en vertedores.....	33
3.2.1 Capa límite.....	33
3.2.2 Ubicación del punto de inicio de la capa límite.....	34
3.2.2.1 Método Waterways Experiment Station (WES).....	34
3.2.2.2 Método Keller y Rastogi.....	35
3.2.3 Formas de aireación del flujo.....	36
3.2.4 Estructura transversal de los flujos aireados.....	36
3.2.5 Estructura longitudinal de los flujos aireados.....	37
3.2.5.1 Zona sin aireación (Punto crítico).....	38
3.2.5.2 Zona de aireación gradual.....	38
3.2.5.3 Zona de aireación uniforme.....	39
3.2.5.3.1 Ecuación de Gangadharaiiah.....	39
3.2.5.3.2 Ecuación de Hager.....	39
3.2.6 Concentración de aire en el fondo de la rápida de un vertedor.....	40
3.2.7 Concentración de aire en la zona de equilibrio.....	40
3.2.8 Demanda de aire en un vertedor.....	41
3.2.9 Estructura longitudinal del flujo con un escalón como aireador.....	41
3.2.10 Aireación local mediante un conducto aireador con entrada desde el exterior.....	42
3.2.11 Aireación mediante una rampa en la rápida del vertedor.....	43
3.2.12 Aireación mediante una rampa y ranura en la rápida de un vertedor.....	44
3.2.13 Aireación mediante una ranura en la rápida y ranura en la pared lateral de un vertedor.....	46
3.2.14 Aireación mediante un ducto con orificios bajo la rampa.....	47
3.2.15 Aireación mediante un ducto aguas abajo de la rampa y conectado a una toma de aire.....	47
3.2.16 Pila en la cresta de un vertedor.....	47
4. Investigación experimental en el modelo del vertedor de la presa Huites.....	49
4.1 Vertedor de la presa Huites.....	49
4.2 Modelo físico del vertedor de la presa Huites.....	50
4.2.1 Características del aireador en el modelo.....	51
4.2.2 Equipo de bombeo y esquema general del modelo.....	52
4.3 Equipos de medición y programas de cómputo.....	53
4.3.1 Sonda de conductividad de doble punta.....	53
4.3.1.1 Calibración de la sonda de conductividad de doble punta.....	54

4.3.2 Tarjeta de adquisición de datos.....	55
4.3.3 Programa LabVIEW.....	55
4.3.4 Programa SIMULINK.....	56
4.4 Investigación experimental.....	57
4.4.1 Caudales.....	57
4.4.2 Efectos de escala en el modelo.....	57
4.4.3 Colocación de la sonda de conductividad de doble punta y toma de muestras...58	
4.4.4 Observaciones del comportamiento del flujo con pila y sin pila.....	59
4.5 Resultados.....	61
5. Conclusiones y recomendaciones.....	69
Referencias.....	70

Índice de figuras

Figura 2.1. Parámetros de la cortina de una presa, para obtener su esbeltez.....	4
Figura 2.2. Presa de Agostitlán (Arreguín Cortés, 2000).....	6
Figura 2.3. Compuerta deslizante sobre la presa Wilson, Alabama, EUA (Arreguín Cortés, 2000).....	7
Figura 2.4. Compuertas radiales (Arreguín Cortés, 2000).....	7
Figura 2.5. Túnel de descarga sobre el vertedor de la presa Infiernillo, Mich (Arreguín Cortés, 2000).....	8
Figura 2.6. Parámetros hidráulicos que intervienen en el funcionamiento de un tanque amortiguador.....	8
Figura 2.7. Cubeta de lanzamiento o Salto de esquí (Hidalgo, 2015).....	9
Figura 2.8. Esquema de diseño de una cubeta dentada (Arreguín y Alcocer, 2011).....	9
Figura 2.9. Esquema de diseño de una cubeta lisa (Arreguín y Alcocer, 2011).....	10
Figura 2.10. Vertedor de servicio y de emergencia de la presa Netzahualcóyotl (Malpaso), Chiapas, México (Arreguín Cortés, 2000).....	11
Figura 2.11. Forma de un vertedor de caída libre (Ogee).....	11
Figura 2.12. Vertedor con cimacio de eje recto (Arreguín Cortés, 2000).....	12
Figura 2.13. Presa “Las Cruces”, río San Pedro Mezquital, Nayarit.....	13
Figura 2.14. Vertedor con caída rápida sobre una presa de gravedad (Arreguín Cortés, 2000).....	13
Figura 2.15. Esquema de un vertedor de embudo (Arreguín y Alcocer, 2011).....	14
Figura 2.16. Esquema de un sifón vertedor (Arreguín y Alcocer, 2011).....	14
Figura 3.1. Colapso de burbujas de vapor y daños en los materiales de la obra hidráulica (Marchegiani, 2006).....	16
Figura 3.2. Variación de h_p con la temperatura (Echávez, 1969).....	17
Figura 3.3. Variables para la obtención de h_p (Rosales Quiroz, 2013).....	20
Figura 3.4. Relación entre n y K para radios hidráulicos (R_h), comprendidos entre 0.50 y 4.0 m (Rosales Quiroz, 2013).....	21
Figura 3.5. Índice de cavitación incipiente para diferentes tipos y tamaños de rugosidad (Echávez, 1969).....	22
Figura 3.6. Daño por cavitación en el Túnel del vertedor de la presa Glen Canyon, Septiembre de 1983 (Falvey, 1990).....	25
Figura 3.7. Daños por cavitación en el vertedor de la presa Hoover (Gómez Arteaga, 2016).....	26
Figura 3.8. Daño por cavitación en uno de los túneles de la presa Infiernillo (Gómez Arteaga, 2016).....	27

Figura 3.9. Daños por cavitación en la rápida del vertedor de la presa Oroville (Sandoval Erazo, 2018).....	28
Figura 3.10. Inspección de los daños, debido a la cavitación en la rápida del vertedor de la presa Oroville (Sandoval Erazo, 2018).....	28
Figura 3.11. Daño por cavitación en uno de los vertedores de la presa Guri (Suárez Barrera,1997).....	29
Figura 3.12. Daño por cavitación en el túnel del vertedor de la presa Yellowtail (Arndt, 2003).....	30
Figura 3.13. Daño por cavitación en la superficie del vertedor de la presa Karun (Gómez Arteaga, 2016).....	31
Figura 3.14. Variables método WES.....	34
Figura 3.15. Variables método Keller y Rastogi.....	35
Figura 3.16. Formas de aireación natural del flujo (Comité Español de Grandes Presas, 1997).....	36
Figura 3.17. Estructura transversal de los flujos aireados (Comité Español de Grandes Presas, 1997).....	37
Figura 3.18. Estructura longitudinal de los flujos aireados (Comité Español de Grandes Presas, 1997).....	38
Figura 3.19. Concentración de aire en la zona de equilibrio (Rosales Quiroz,2013).....	40
Figura 3.20. Comportamiento del flujo con un escalón como aireador (Comité Español de Grandes Presas, 1997).....	42
Figura 3.21. Conducto alimentador de aire (Ávalos Saucedo,2017).....	43
Figura 3.22. Rampa en la rápida de un vertedor, Ar es el coeficiente de trayectoria del chorro, θ_i es el ángulo entre la rápida y la horizontal y θ_o es el ángulo entre la rampa y la horizontal (Falvey, 1990).....	44
Figura 3.23. Coeficiente de trayectoria del chorro Ar (Falvey, 1990).....	44
Figura 3.24. Sección típica de la ranura de aireación (Indian Standard, 1989).....	45
Figura 3.25. Ranura en la pared lateral de un vertedor (Falvey, 1990).....	46
Figura 3.26. Ranura en la rápida de un vertedor (Comité Español de Grandes Presas, 1997).....	46
Figura 3.27. Ducto con orificios bajo la rampa (Falvey, 1990).....	47
Figura 3.28. Ducto aguas abajo de la rampa (Falvey, 1990).....	47
Figura 3.29. Onda estacionaria y de choque en la rápida del vertedor.....	48
Figura 4.1. Presa Huites, noroeste de Sinaloa, México (Carmona López, 2018).....	49
Figura 4.2. Características hidráulicas y de aireación de los vertedores en la presa Huites.....	50
Figura 4.3. Corte longitudinal del modelo hidráulico del vertedor.....	51
Figura 4.4. Ancho de la rápida del modelo hidráulico.....	51
Figura 4.5. Ubicación de la aireación en el modelo del vertedor.....	52

Figura 4.6. Dimensiones de los conductos de aireación en el modelo del vertedor.....	52
Figura 4.7. Sistema de bombeo del modelo del vertedor.....	53
Figura 4.8. Esquema general del modelo del vertedor.....	53
Figura 4.9. Partes de la sonda de conductividad de doble punta.....	54
Figura 4.10. Tarjeta de adquisición de datos.....	55
Figura 4.11. Interfaz del programa LabVIEW.....	56
Figura 4.12. Diagrama de flujo del programa SIMULINK.....	56
Figura 4.13. Secciones de medición.....	58
Figura 4.14. Dimensiones del área de estudio.....	59
Figura 4.15. Configuración con pila.....	60
Figura 4.16. Configuración sin pila.....	61
Figura 4.17. Concentración de aire, configuración con pila; a) caudal 500 l/s, b) caudal 1000 l/s y c) caudal 1500 l/s.....	62
Figura 4.18. Concentración de aire, configuración sin pila; a) caudal 500 l/s, b) caudal 1000 l/s y c) caudal 1500 l/s.....	63
Figura 4.19. Concentración de aire media, $Q = 500$ l/s.....	64
Figura 4.20. Concentración de aire media, $Q = 1000$ l/s.....	64
Figura 4.21. Concentración de aire media, $Q = 1500$ l/s.....	65
Figura 4.22. Isolíneas de concentración de aire, caudal 500 l/s, a) Configuración sin pila, b) Configuración con pila.....	66
Figura 4.23. Isolíneas de concentración de aire, caudal 1000 l/s, a) Configuración sin pila, b) Configuración con pila.....	67
Figura 4.24. Isolíneas de concentración de aire, caudal de 1500 l/s, a) Configuración sin pila, b) Configuración con pila.....	68

Índice de tablas

Tabla 2.1. Clasificación de la cortina de una presa por su forma estructural.....	5
Tabla 3.1. Valores de K para diversos materiales (Echávez, 1969).....	21
Tabla 3.2. Índice de cavitación incipiente (Echávez, 1979).....	23
Tabla 3.3. Irregularidades locales y su velocidad característica (Carrera Casa, 2016).....	23
Tabla 3.4. Resumen de daños por cavitación en vertedores.....	32
Tabla 4.1. Condiciones hidráulicas y números adimensionales.....	58

Resumen

Una pila colocada en la cresta de un vertedor produce ondas estacionarias en el extremo final de ésta. Inmediatamente aguas abajo de la pila se genera un flujo supercrítico que se expande desde cada lado de la pila formando perturbaciones u ondas de choque que viajan lateralmente a medida que avanzan hacia aguas abajo y finalmente llegan a las paredes laterales del canal. Recientemente, se realizaron investigaciones sobre la aireación artificial en un vertedor escalonado utilizando pilas colocadas en su cresta. Los resultados mostraron que las pilas ayudan a disminuir considerablemente el riesgo de daños por cavitación, lo que permitía aumentar el gasto de descarga. Sin embargo, no existen estudios relacionados con la aireación en vertedores lisos con una pila ubicada en su cresta. En esta tesis se presenta el efecto combinado del proceso de aireación con una pila y un aireador en el modelo físico del vertedor de la presa Huites. El propósito es analizar el comportamiento de la distribución de la concentración de aire a lo ancho y largo del piso del vertedor. Para comparar los resultados, se desarrollaron pruebas experimentales en el modelo físico sin pila, es decir, solo en presencia del aireador. Los resultados de la configuración con pila muestran que la distribución de la concentración de aire en el fondo del vertedor a través de la anchura y la longitud del canal aumenta en comparación con la configuración sin pila. Es decir, la presencia de la pila en la cresta del vertedor reduce aún más el riesgo de daños por cavitación e incrementa la seguridad de la estructura hidráulica.

Introducción

Las presas son estructuras que sirven para almacenar el agua de un cauce, donde el líquido se utiliza para diferentes actividades humanas. Para operar las presas de manera eficiente, se construyen diversas obras hidráulicas, como el vertedor de excedencias que ayuda a evacuar las aguas sobrantes a los aprovechamientos.

El vertedor de excedencias ayuda a mantener la operación óptima de la presa, se considera como una obra de seguridad y debe ser proyectado de manera correcta para que cumpla su función de manera adecuada.

Uno de los fenómenos más preocupantes que se presentan en el vertedor de excedencias de una presa es la cavitación, que se debe principalmente al descenso de presión en el interior del líquido más allá de la presión de vaporización del mismo, lo que permite la formación y crecimiento de burbujas de vapor que más tarde colapsarán, liberando ondas de presión de gran magnitud; este descenso de la presión en determinadas zonas de la rápida del vertedor se debe a combinaciones especiales de sus condiciones, como pueden ser la velocidad del flujo, la temperatura del líquido y una incorrecta aireación en el sistema.

El problema de la cavitación en el vertedor de excedencias, los daños con frecuencia son ocasionados en el fondo de la rápida, en el material del cual está construida, en la mayoría de las presas es de concreto, los grandes impactos que genera la implosión de las burbujas contra la superficie del vertedor dañan al concreto (lo carcome) y en algunos casos llega hasta destruir a la estructura. Algunos vertedores de presas que se han visto perjudicados por el fenómeno de la cavitación son los siguientes: De la Presa Hoover, Glen Canyon y Oroville en EUA; Presa Infiernillo en México; Presa Aldea-Davila en Portugal; Presa de Guri en Venezuela; Presa Tarbela en Pakistán; Presa Karun en Irán; etc.

La correcta aireación del sistema, permite suministrar el aire adecuado al flujo, con ello se amortigua el colapso de las burbujas de vapor; la mayoría de los autores citados en esta investigación coinciden que una concentración de aire del 7-8% en el fondo de la rápida en las proximidades del concreto es suficiente para prevenir la erosión y evitar el fenómeno de la cavitación, Peterka (1953) asume que cantidades pequeñas de concentración de 1-2% es significativo para prevenir dicho fenómeno y Kramer (2004) corroboró que un pequeño porcentaje de aire distribuido como pequeñas burbujas en el fondo del vertedor es suficiente para proteger su superficie de concreto. En esta investigación, se hará el análisis de la aireación artificial que genera la colocación de una pila en la cresta de un vertedor en combinación con el aireador que se encuentra aguas abajo en la rápida, y ver si las concentraciones de aire que generan los dispositivos de aireación antes mencionados son suficientes para evitar el fenómeno de la cavitación.

El modelo hidráulico que se utilizó en la investigación, es el vertedor a escala 1:21 de la presa Huites, que se encuentra en el laboratorio de hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM; para obtener las mediciones en los puntos

deseados se hizo con la ayuda de una sonda de conductividad de doble punta, haciendo el análisis en el programa de cómputo SIMULINK.

En la investigación se obtienen isolíneas y perfiles de concentración de aire en diversos puntos a lo largo y ancho del modelo hidráulico del vertedor, tomando en cuenta 3 caudales de estudio que son: 500,1000 y 1500 l/s.

En la siguiente investigación se desarrollaron 5 capítulos, que se describirán a continuación:

Capítulo 1: En este capítulo se mencionan los antecedentes de la aireación a través del tiempo, es decir, las investigaciones que dieron a conocer la importancia del tema; también se justifica y se delimitan los alcances del caso de estudio.

Capítulo 2: En este capítulo se definen los componentes de una presa y en especial lo que se refiere al vertedor de excedencias, sus tipos y su funcionamiento hidráulico.

Capítulo 3: En este capítulo se define lo que es el fenómeno de la cavitación, que la provoca, las variables que la componen y los daños en las estructuras de vertido a través del mundo. Los parámetros proporcionados por diversos autores para la correcta aireación del flujo en un vertedor de excedencias, así como la gran variedad de dispositivos que se pueden utilizar para evitar el fenómeno de la cavitación.

Capítulo 4: En este capítulo se lleva a cabo la investigación experimental en el modelo del vertedor de la presa Huites, se describe el modelo hidráulico, los equipos a implementar, el procedimiento de experimentación, se obtienen resultados y se discuten.

Capítulo 5: En este capítulo se concluye y se dan recomendaciones para futuras investigaciones.

Capítulo 1. Antecedentes, justificación y alcances de la investigación

1.1 Antecedentes

Para conocer los antecedentes de la aireación, en el trabajo de investigación de Saldarriaga y Navarrete (1996), y Carmona López (2018) se menciona lo siguiente:

En 1940 se realiza el primer procedimiento para airear el flujo para la prevención de la cavitación. Los estudios y trabajos fueron realizados por Kalinske y Roberstons, se desarrollaron en la Presa Tygart.

En 1945 se hacen los primeros escritos sobre cavitación en estructuras hidráulicas, los cuales se publicaron en las memorias del simposio de la American Society of Civil Engineers-ASCE.

En 1953 Peterka, hizo dos series de experimentos, concluyendo que una concentración de aire de 7.4% es suficiente para prevenir la erosión del concreto, y que cantidades pequeñas entre 1% y 2% tienen un efecto significativo para prevenir el fenómeno de la cavitación.

En 1958 Straub y Anderson, hicieron mediciones experimentales en un modelo de canal recto, donde la pendiente se podía cambiar, el modelo teórico que obtuvieron fue para ajustar las mediciones de contenido de aire a lo largo de una sección dada.

En 1959 se desarrolló el primer procedimiento para la aireación del flujo en conductos de descarga, se realizó en la Presa Grand Coulee.

En 1962 Rajaratnam, utilizó por primera vez la sonda resistiva para la medición del contenido de aire.

En rápidas de un vertedor, los primeros procedimientos de aireación se realizaron entre los años de 1969 y 1970 en los proyectos de Yellowtail en los Estados Unidos, Sirikit en Tailandia y Bratsk en la antigua URSS. Después del accidente registrado en Karun, Irán, en 1977, la necesidad de aireación de los flujos de alta velocidad se hizo evidente.

Durante el Symposium on Scale Effects (Simposio de Efectos de Escala), realizado en Esslingen- Alemania, en 1984, se discutieron varias tesis sobre la aireación natural, los aireadores y los efectos de escala en modelos y prototipos. Wood comentó sobre la existencia de una gran diferencia entre los mecanismos de aireación natural y la aireación del flujo a través de aireadores. Marcano y Castillejo observaron que la aireación no solamente es debida a la entrada de aire por los aireadores, sino que también existe aireación a través de la napa superior (chorro del líquido que ha pasado por el vertedor) y en la zona de impacto la cual, ocasionalmente, es mayor que la producida por el aireador mismo.

En 1990 Falvey, desarrolló un modelo teórico similar al de Straub y Anderson, en el cual introduce más características de la concentración de aire, además de

la velocidad terminal y la forma que las burbujas de aire podrían adoptar en la rápida del vertedor.

En 1993 Chanson, dijo que el flujo puede ser asumido en dos dimensiones, por lo que los perfiles de velocidad se convierten en función de la pendiente. En 1994, desarrolló un modelo matemático unidimensional basado en los trabajos de Wood, para representar el fenómeno del escape de las burbujas de aire y la variación de concentración a lo largo del vertedor, calibrándolo con las mediciones hechas en prototipo en la Presa Clyde en Nueva Zelanda, obteniendo así una relación entre las concentraciones medias de las diferentes secciones.

1.2 Justificación y alcances de la investigación

El problema de la cavitación en la rápida de un vertedor de excedencias, es un tema de estudio relativamente reciente en la ingeniería hidráulica, anteriormente no se tomaba en cuenta en el diseño, generándose fallo en las estructuras.

Es sabido que las características hidráulicas y geometrías de las ondas estacionarias generadas por las pilas en los vertedores, se han estudiado desde los principios de los años ochenta del siglo pasado; sin embargo, no se tienen estudios de las ondas estacionarias y de choque con respecto al arrastre de aire al fondo de los vertedores lisos para eliminar o minimizar los riesgos de daños por cavitación.

Los desarrollos experimentales que se empezaron hacer en los laboratorios, fueron de gran aporte en el tema, para obtener parámetros de diseño que ayudaran a mitigar el fenómeno de la cavitación.

El uso de la sonda de conductividad para estudiar el fenómeno de la cavitación, trajo consigo una mayor eficiencia en los procedimientos de experimentación de la investigación, y con ello la obtención de fórmulas y criterios más confiables para el estudio del fenómeno antes mencionado.

En la presente investigación se obtuvieron las isolíneas y perfiles de concentración de aire en diversos puntos a lo largo y ancho de la rápida del modelo hidráulico del vertedor de la presa Huites, que tiene una escala de 1:21; se analizaron los efectos de la aireación artificial que ocasiona una pila situada en la cresta del vertedor en combinación con el aireador que se encuentra aguas abajo en la rápida, y saber si las concentraciones de aire que generan los dispositivos de aireación antes mencionado son suficientes para evitar el fenómeno de la cavitación; para poder hacer una comparación, se utilizaron dos configuraciones: con pila y configuración sin pila. Se utilizarán 3 caudales que son: 500, 1000 y 1500 l/s.

Capítulo 2. Presas y obras de excedencia

2.1 Presas

Las presas son estructuras que sirven para proteger contra inundaciones a poblaciones cercanas de las corrientes de los ríos, almacenar el agua de un cauce, donde el líquido se utiliza para diferentes actividades humanas. Para operar las presas de manera eficiente, se construyen diversas obras hidráulicas, como son las obras de excedencia que ayudan a evacuar las aguas sobrantes a los aprovechamientos.

2.1.1 Componentes de una presa (Téllez Quintanar, 2010)

- **Cuenca:** Área de captación de la lluvia.
- **Parteaguas:** Es el límite de la cuenca y como su nombre lo indica separa el agua entre cuencas vecinas.
- **Vaso de almacenamiento:** Se forma por la presencia de la cortina. Es el área en donde queda almacenada el agua formando un lago artificial.
- **Boquilla:** Sitio donde se localiza la cortina.
- **Cortina:** Obstáculo que se interpone a la corriente para formar un vaso de almacenamiento.
- **Obra de desvío:** Permite desviar la corriente del río para permitir la colocación de la cortina.
- **Obra de excedencias:** Su objetivo es descargar el agua que está en exceso dentro del vaso de almacenamiento.
- **Obra de toma:** Su función es extraer el agua del vaso de almacenamiento en forma controlada para satisfacer una o varias demandas.
- **Obra de control:** Se dice que es de control, ya que permite regular el agua que es desalojada por la obra de excedencia y poder dosificarla para garantizar la seguridad de las poblaciones aguas abajo.

2.1.2 Clasificación de las presas de almacenamiento

Existen diversas maneras de clasificar a las presas, según Molina Aguilar (2011):

2.1.2.1 Según su función

- **De embalse:** Tienen principalmente el objeto de almacenar agua para regular el caudal de un río.
- **De derivación:** Se disponen preferentemente para elevar el nivel del agua contribuyendo a incrementar la carga y poder derivar el agua por medio de canales laterales funcionando totalmente a gravedad.
- **De control de avenidas:** Su función es evitar que el gasto pico del hidrograma de escurrimiento superficial sea de la misma magnitud aguas debajo de la estructura.

2.1.2.2 Según como permitan el paso del agua

- **Cortina no vertedora:** Presas de embalse.
- **Cortina vertedora:** Presas de derivación.
- **Cortina mixta:** Presas de control de avenidas.

2.1.2.3 Según la esbeltez de la cortina (e)

Como esbeltez (e) de la cortina se entiende a la relación que existe entre el ancho de su base (B) y su altura total (P), calculándose con la ecuación 2.1, esquemáticamente se tendría la figura 2.1.

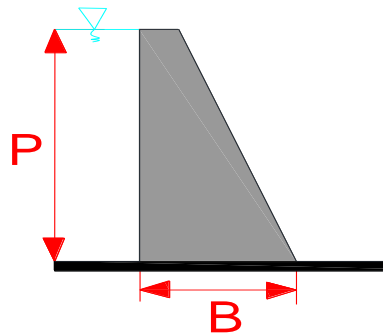


Figura 2.1. Parámetros de la cortina de una presa, para obtener su esbeltez

$$e = \frac{B}{P} \quad (2.1)$$

- **Presas flexibles** $e \geq 1.0$
- **Presas de concreto gravedad** $0.6 \leq e < 1$
- **Presas de arco gravedad** $0.3 \leq e < 0.6$
- **Presas de arco puro (doble arco)** $e < 0.3$

2.1.2.4 Según la altura

Por su altura las presas se clasifican en grandes y pequeñas. Según el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD), hasta 15 metros de altura se considera que la presa es pequeña. A partir de 15 metros de altura hasta 29 metros, se considera como una presa mediana, a partir de 30 metros se considera que es una presa grande.

2.1.2.5 Según los materiales de construcción

Las presas pueden ser: de concreto simple, concreto ciclópeo, concreto reforzado, concreto compactado, materiales sueltos compactados, gaviones, madera, materiales plásticos y materiales combinados.

2.1.2.6 Según la forma de trabajo estructural

- **Rígidas:** Son básicamente construidas en concreto.

- **Flexibles:** Son rellenos de suelos y/o enrocado.
- **Intermedia:** Son construidas con una combinación de concreto, suelos o fragmentos de roca.
- **No determinado:** Son secciones especiales, que combinan varias de las alternativas de estructuración antes mencionadas.

De las anteriores formas de clasificar las presas Fernández Murillo (2012) menciona, que la mejor manera para hacerlo es mediante su desempeño estructural donde se encuentran las rígidas y flexibles. A veces es difícil establecer de manera sencilla el trabajo estructural de las cortinas de las presas, por lo cual se añade una clasificación intermedia, que se resume en la tabla 2.1 (CONAGUA, 2012).

Comportamiento	Sección	Material
Rígidas	Gravedad	Concreto
		Concreto Compactado con Rodillo (CCR)
		Mampostería
	Arco	Concreto
		Mampostería
	Arco Bóveda	Concreto
	Arco Gravedad	Concreto
		Concreto Compactado con Rodillo (CCR)
		Mampostería
	Contrafuertes o Machones	Concreto
		Mampostería
Muros y losas	Concreto reforzado	
Otro	Otro	
Intermedia	Muro/terraplén	Muro con respaldo de tierra
		Muro con respaldo de roca
Flexibles	Tierra y/o enrocamiento (terraplén)	Homogénea de tierra
		Homogénea de tierra con cara de concreto
		Materiales graduados
		Materiales graduados con cara de concreto
		Enrocamiento
		Enrocamiento con cara de concreto
		Indio
		Jales
	Gaviones	Fragmentos de roca y alambre
No determinado	No determinado	No determinado

Tabla 2.1. Clasificación de la cortina de una presa por su forma estructural

2.2 Obra de excedencias

Las obras de excedencias son precisamente, un conjunto de estructuras que permiten conducir volúmenes de agua excedentes, los cuales no serán aprovechados o que no pueden retenerse en el vaso de la presa de almacenamiento, y son derivados hacia el cauce del río.

2.2.1 Partes que constituyen una obra de excedencias

2.2.1.1 Canal de acceso o de llamada: Conduce el agua desde el almacenamiento hasta la estructura de control, como se ilustra en la figura 2.2, de manera que llegue en dirección perpendicular a la cresta en toda su longitud y libre de turbulencias a fin de lograr el coeficiente de descarga máximo y el mínimo de problemas en la estructura de control.

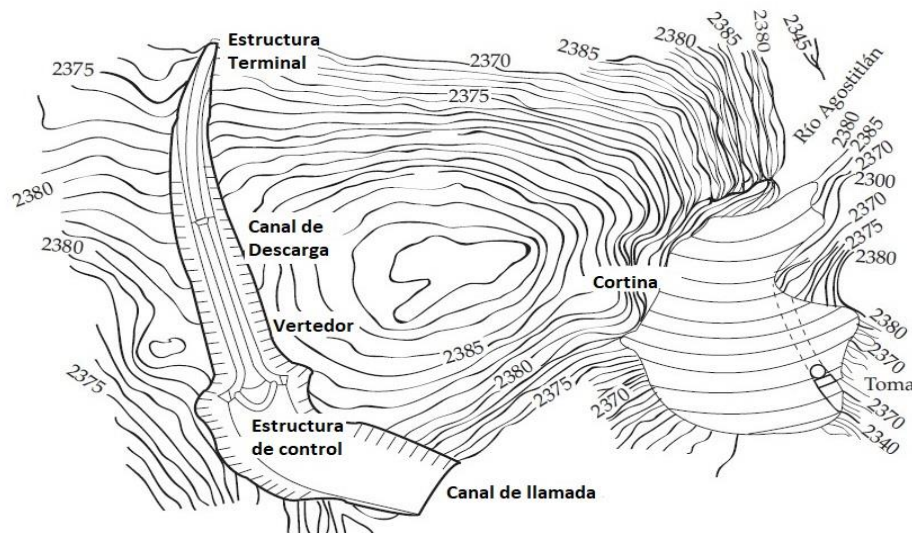


Figura 2.2. Presa de Agostitlán (Arreguín Cortés, 2000)

2.2.1.2 Estructura de control: Estas obras sirven para controlar y regular los derrames en una presa. Aunque la estructura de control puede ser un orificio, un tubo o una cresta vertedora. Los mecanismos de control más comunes son los siguientes (Arreguín Cortés,2000):

2.2.1.2.1 Plumas: Son un conjunto de vigas que se colocan verticalmente sobre la cresta del vertedor, se apoyan en postes verticales anclados sobre la cresta misma.

Las plumas o vigas deben ser quitadas cuando es necesario incrementar la descarga, sin embargo, la principal objeción a su uso es la dificultad de instalarlas y quitarlas cada vez que sea necesario.

2.2.1.2.2 Compuertas deslizantes: Son compuertas generalmente rectangulares de acero colado, como se muestra en la figura 2.3, se deslizan sobre guías formadas por perfiles estructurales tipo canal, apoyados sobre las pilas de los vertedores. Estas compuertas son accionadas mediante mecanismos elevadores a través de una flecha de acero.

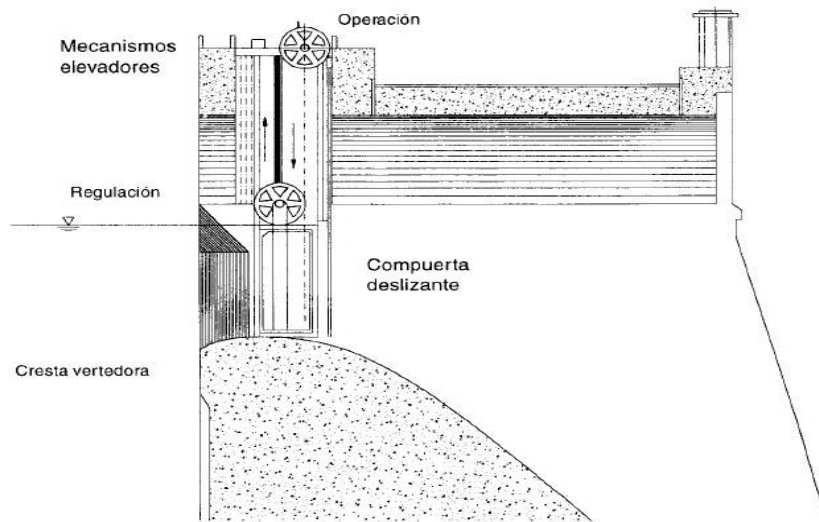


Figura 2.3. Compuerta deslizante sobre la presa Wilson, Alabama, EUA (Arreguín Cortés, 2000)

2.2.1.2.3 Compuertas radiales: Están formadas por un sector cilíndrico, generalmente de acero, apoyados en brazos radiales a través de los cuales se transmite el empuje hidrostático hacia un perno de apoyo, como se muestra en la figura 2.4.

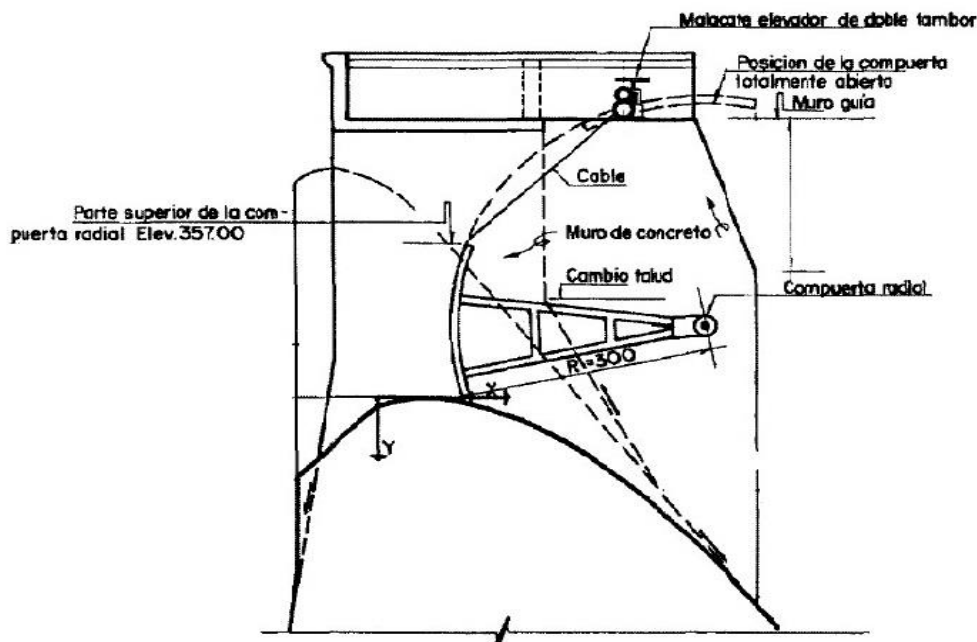


Figura 2.4. Compuertas radiales (Arreguín Cortés, 2000)

2.2.1.3 Conductos de descarga: Sirve para llevar los volúmenes excedentes hacia el río aguas abajo de la presa y puede ser un canal o túnel, como se observa en la figura 2.5.

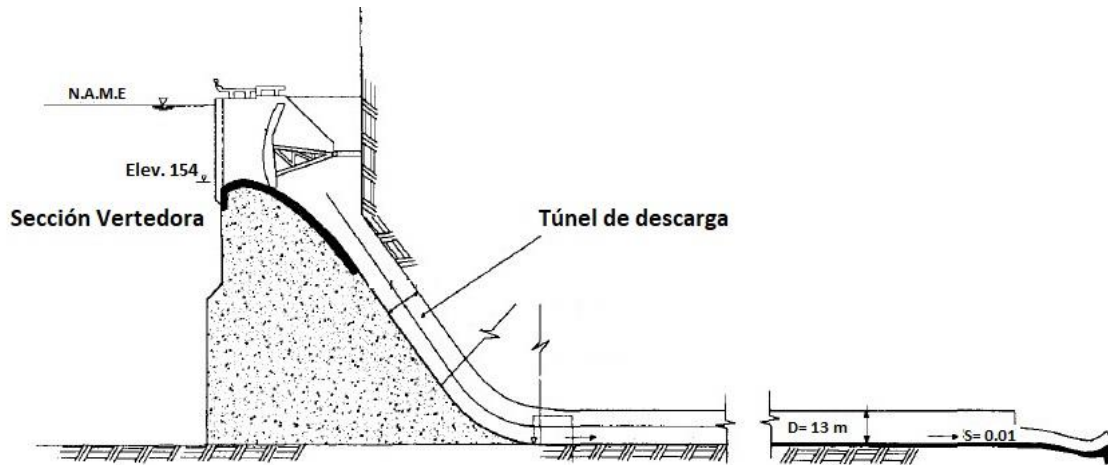


Figura 2.5. Túnel de descarga sobre el vertedor de la presa Infiernillo, Mich (Arreguín Cortés, 2000)

2.2.1.4 Estructura terminal: Tiene por objeto disipar la energía cinética del agua para evitar daños en la zona de descarga que pudiera repercutir en la seguridad de la presa.

2.2.1.4.1 Tanque amortiguador: Su función es la de disipar energía cinética del flujo supercrítico al pie de la rápida de descarga, antes de que el agua retome el cauce del río, como se observa en la figura 2.6.

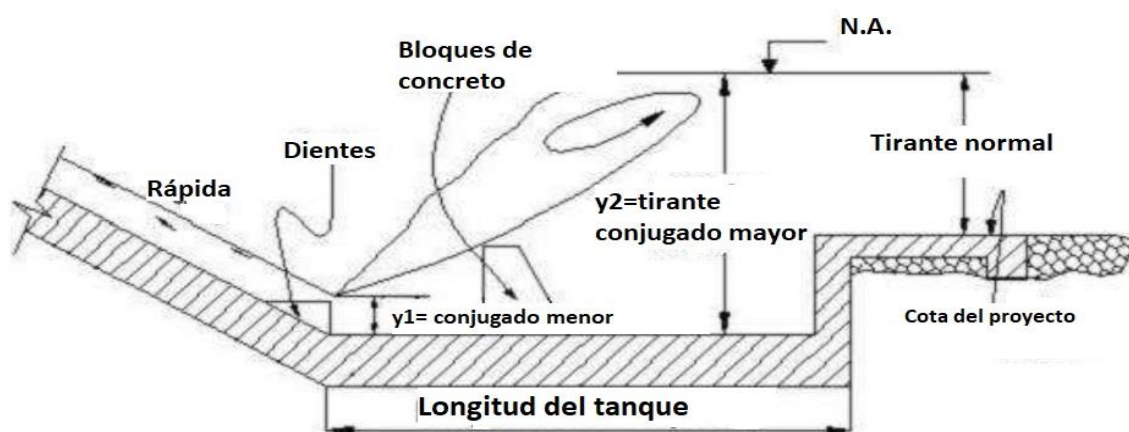


Figura 2.6. Parámetros hidráulicos que intervienen en el funcionamiento de un tanque amortiguador

2.2.1.4.2 Cubeta de lanzamiento: Su función es evitar socavaciones al pie de la caída, ya sea lanzando el agua lejos de los lugares en los que pueda provocar una socavación fuerte o produciendo un remolino bajo la corriente principal que

evite que el material suelto que constituye el fondo del cauce sea arrastrado aguas abajo, como se muestra en la figura 2.7.

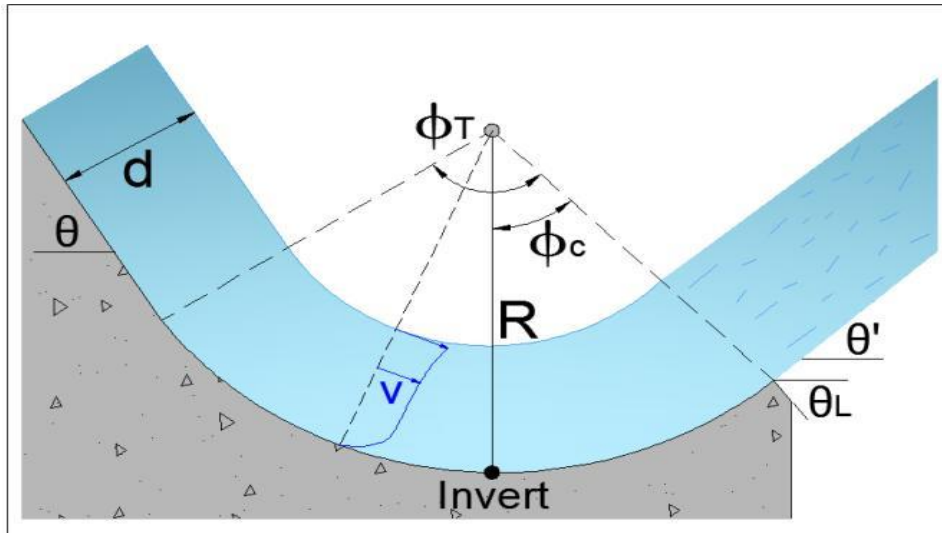


Figura 2.7. Cubeta de lanzamiento o Salto de esquí (Hidalgo, 2015)

2.2.1.4.3 Cubetas disipadoras de energía: Se pueden mencionar dos tipos de cubetas disipadoras de energía, que son las siguientes:

2.2.1.4.3.1 Cubeta dentada: Propuesta por el US Bureau of Reclamation (USBR) en 1960. Su objetivo principal es evitar la socavación al pie de la estructura, a través de modificaciones del deflector en una cota, para que el material suelto no entre en la cubeta, y por medio de colocación de dientes no genere grandes turbulencias ni ondulaciones en la superficie. En la cubeta dentada de la figura 2.8, el chorro de alta velocidad sale del borde con un ángulo menor que en la cubeta lisa y solamente una parte de él llega a la superficie.

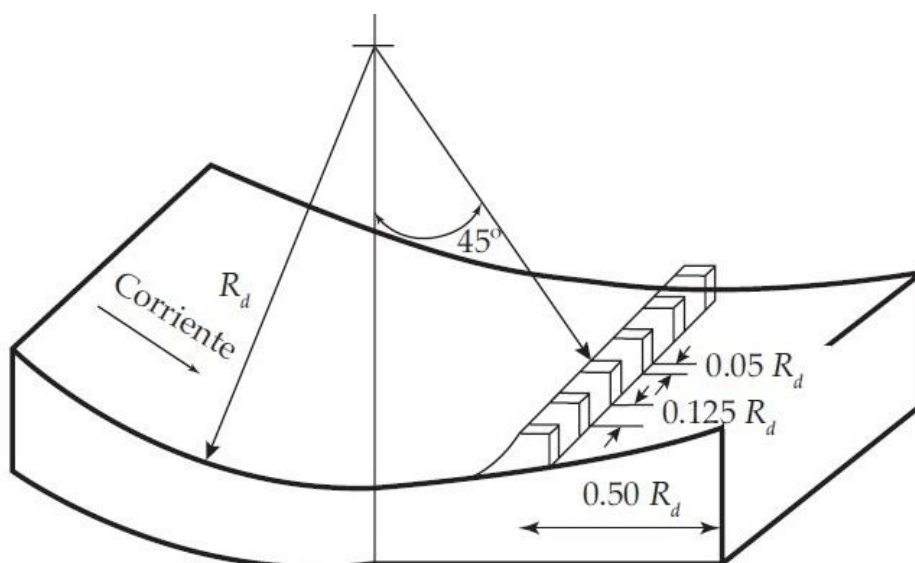


Figura 2.8. Esquema de diseño de una cubeta dentada (Arreguín y Alcocer, 2011)

2.2.1.4.3.2 Cubeta lisa: Esta cubeta es también conocida como tipo Lievi-Chertousov, es la que se muestra en la figura 2.9; tiene como ventaja su extrema sencillez constructiva. La corriente de alta velocidad que sale del borde del extremo de la cubeta se dirige hacia arriba, lo que produce una gran turbulencia en la superficie del agua y un violento remolino en el fondo, que se mueve en el sentido de las manecillas del reloj, aguas abajo de la cubeta. A pesar de que con el funcionamiento de la cubeta dentada se obtiene una disipación de energía cinética mucho menor y menores perturbaciones en la superficie, en ella el fluido tiende a desplazarse con tirantes pequeños en la descarga y a producir un chorro ahogado erosivo con tirantes grandes, efectos que no se producen en las cubetas lisas.

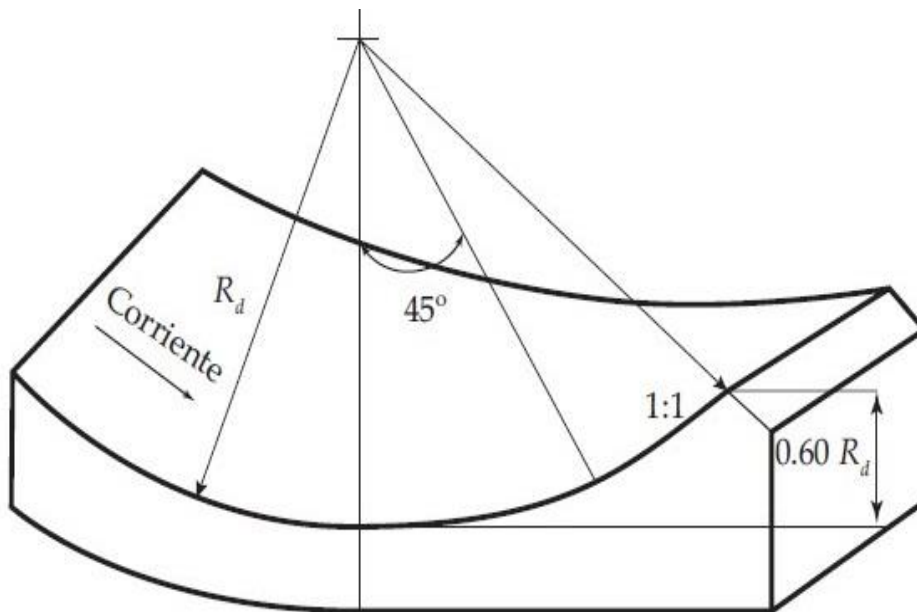


Figura 2.9. Esquema de diseño de una cubeta lisa (Arreguín y Alcocer, 2011)

2.3 Vertedores en presas

Los vertedores de demasías son el elemento de control más importante de las presas, son la válvula de seguridad de una presa. Deben proyectarse de manera que puedan descargar las avenidas máximas, manteniendo al mismo tiempo el vaso a un nivel inferior a uno predeterminado. Muchas fallas de presas se han debido a vertedores de demasías mal proyectados o insuficientes.

El vertedor de servicio es aquel que funciona para avenidas de diseño normales, es decir aquéllas que se presentan con frecuencia y para el cual fue diseñado el vertedor.

El vertedor auxiliar es el que está diseñado para funcionar cuando las avenidas que se presentan con frecuencia son rebasadas.

A continuación, se muestra en la figura 2.10 la ubicación del vertedor de servicio y el vertedor de emergencia de la presa Netzahualcóyotl, ubicada en el estado de Chiapas, México.

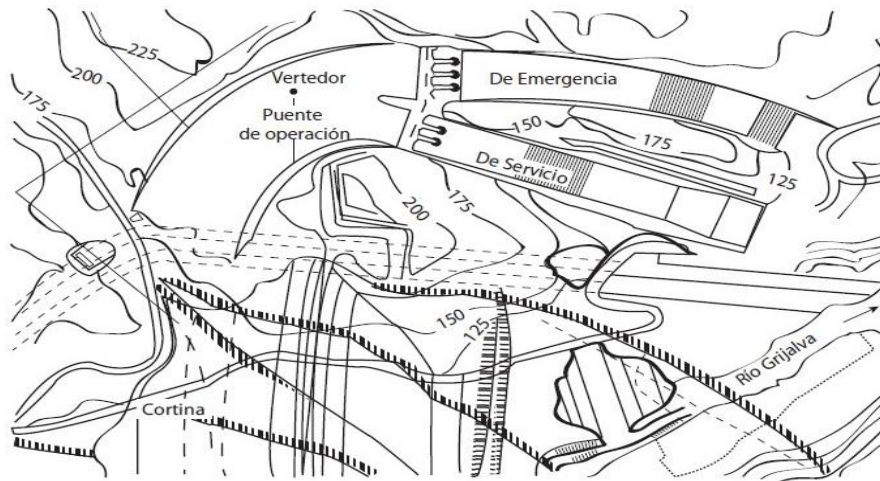


Figura 2.10. Vertedor de servicio y de emergencia de la presa Netzahualcóyotl (Malpaso), Chiapas, México (Arreguín Cortés, 2000)

2.3.1 Tipos de vertedores

Existen una serie de clasificaciones de vertedores atendiendo a diversas características de los mismos, clasificados por su estructura de control y al conducto de descarga. La clasificación es la siguiente, según Arreguín Cortés (2000):

2.3.1.1 Vertedores de caída libre (Ogee): En este tipo de vertedores, no existe una estructura que guía el agua del embalse al cauce, sino que se deja caer desde la cresta del vertedor hasta el cauce mismo. El flujo al salir de la cresta e ingresar a la rápida se transforma en supercrítico; al final del vertedor en la descarga fluye con una elevada energía, la parte sobrante de esta energía puede provocar daños, por ese motivo la energía se disipa mediante una cubeta de lanzamiento o un tanque amortiguador, como se muestra en la figura 2.11.

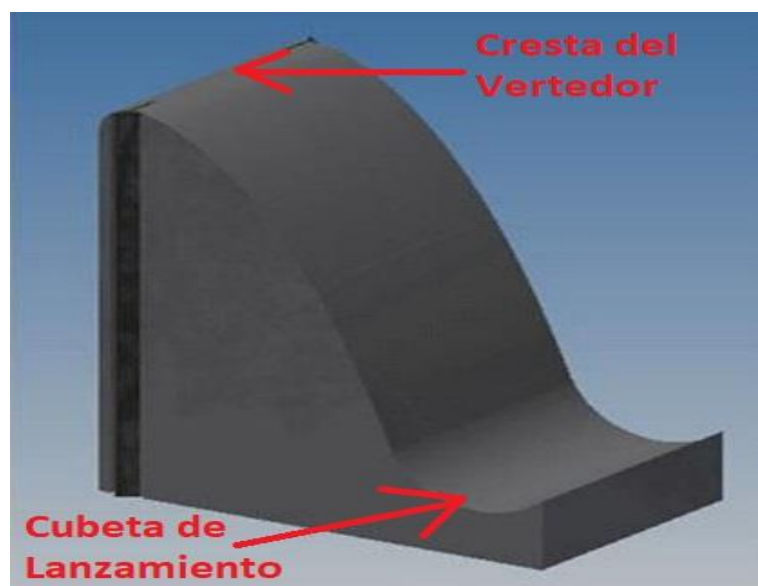


Figura 2.11. Forma de un vertedor de caída libre (Ogee)

2.3.1.2 Vertedores con conducto de descarga: En este caso puede hacerse una subdivisión de acuerdo al tipo de conducto, al eje de la cresta vertedora, y a la orientación del eje del canal de descarga con respecto al eje de la cresta del vertedor. Dentro de esta clasificación se pueden dividir de la siguiente forma:

2.3.1.2.1 Vertedores con cimacio de eje recto

Es el tipo más generalizado, sobre todo en cortinas de mampostería o concreto de suficiente longitud de corona, donde dicho vertedor puede quedar alojado en el cuerpo de la estructura, como se muestra en la figura 2.12.

Este tipo también es usado en cortinas de tierra o de enrocamiento, donde dicho vertedor puede quedar situado en uno de los extremos de dichas estructuras y haciendo el desfogue del agua hacia el río, a través de un canal de descarga con el fin de no erosionar al pie de la presa.

La cresta del vertedor es de poca altura y su eje en planta es recto. Estos vertedores son prácticamente de ancho de plantilla constante, pues aquellos de plantillas con anchuras variables, conducen a problemas de funcionamiento que solamente mediante experimentos de laboratorio pueden resolverse.

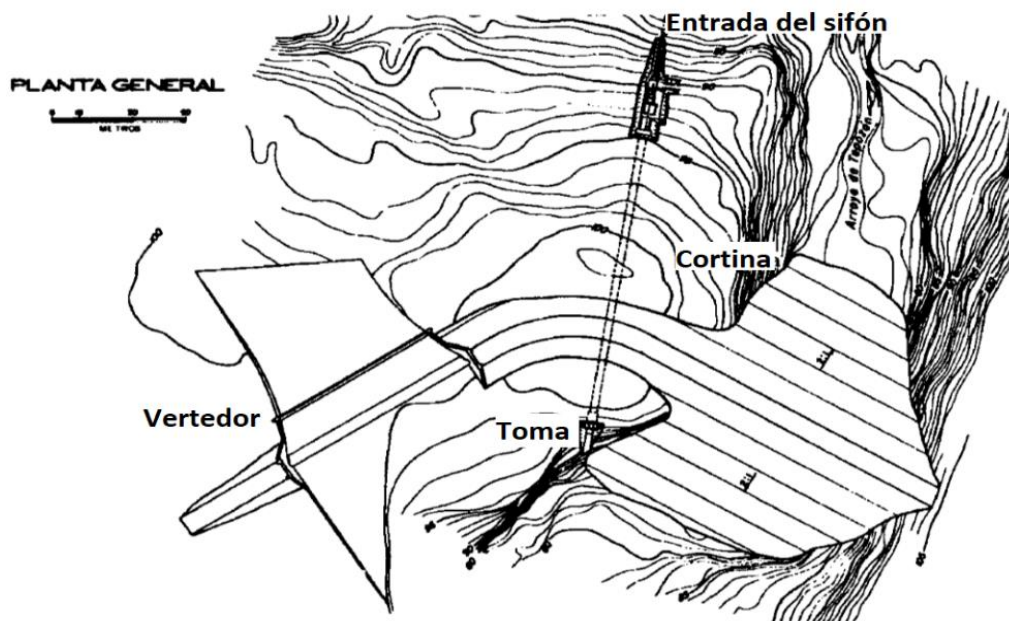


Figura 2.12. Vertedor con cimacio de eje recto (Arreguín Cortés, 2000)

2.3.1.2.2 Vertedores con cimacio de eje curvo

Si la longitud de cresta necesaria para desalojar la avenida máxima de diseño, resulta grande, se recomienda utilizar el tipo de vertedor de cimacio de eje curvo, casi siempre, formado por un arco de círculo en planta. Lo anterior es con el fin de reducir las excavaciones de los canales de acceso y de descarga, así como sus revestimientos, los cuales serían mayores en un vertedor, con la misma longitud de cimacio, pero recto. Otra razón para utilizar el cimacio de eje curvo,

es cuando el vertedor se desea alojar en el cuerpo de la cortina, en el que la cortina sea de arco o de mampostería con planta curva. En cuanto a las características, prácticamente son las mismas que las de un vertedor con cimacio de eje recto; en la figura 2.13 se ilustra las características antes mencionadas del vertedor con cimacio de eje curvo de la presa Las Cruces, que se encuentra en el estado de Nayarit, México.



Figura 2.13. Presa “Las Cruces”, río San Pedro Mezquital, Nayarit

2.3.1.3 Vertedores en rápida: Estos vertedores se construyen sobre el paramento aguas debajo de las presas de gravedad, y las de contrafuertes, como se ilustra en la figura 2.14.

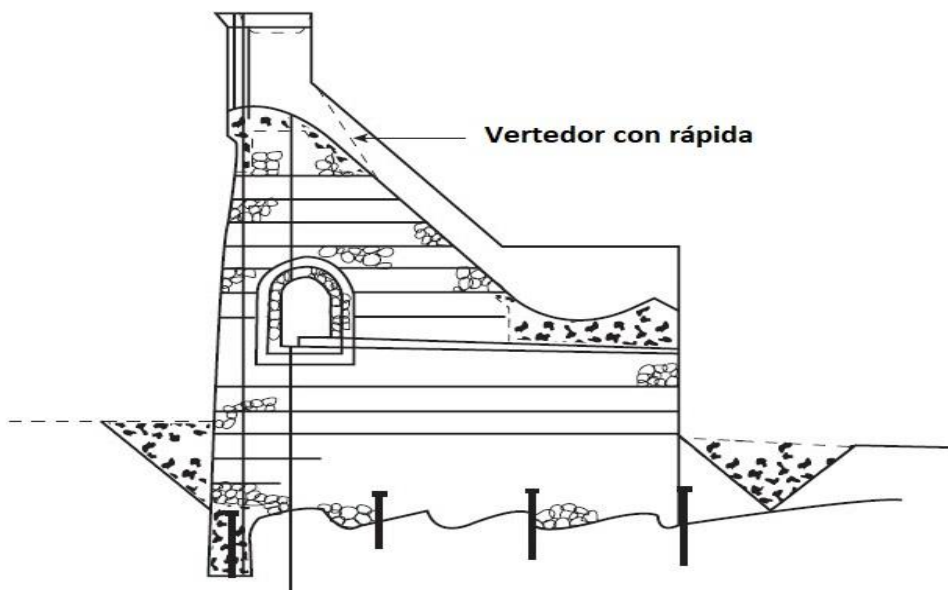


Figura 2.14. Vertedor con caída rápida sobre una presa de gravedad (Arreguín Cortés, 2000)

2.3.1.4 Vertedores de embudo: Estas obras tienen una entrada en forma de embudo, que se conecta a un túnel por el cual se conducen los excedentes de la presa hasta el cauce aguas abajo de la obra, como se observa en la figura 2.15.

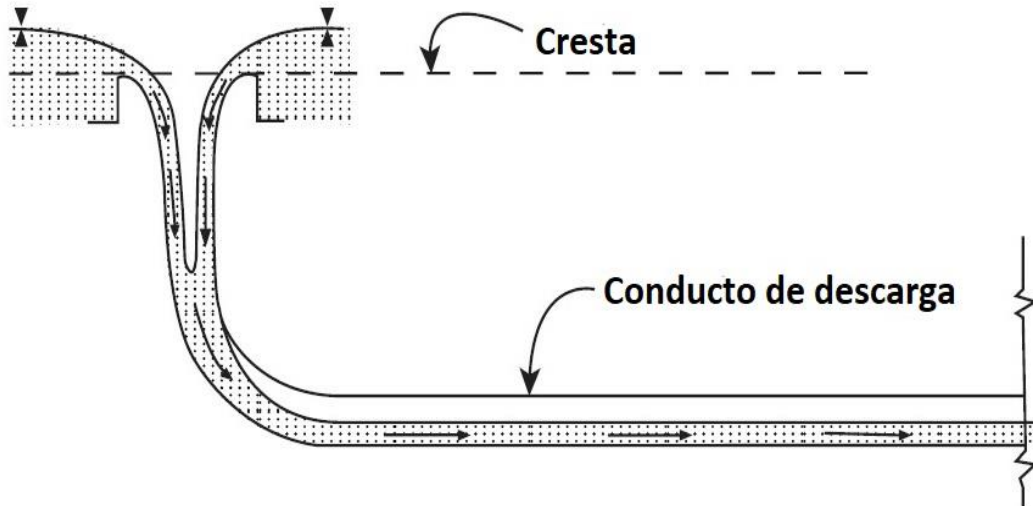


Figura 2.15. Esquema de un vertedor de embudo (Arreguín y Alcocer, 2011)

2.3.1.5 Sifones vertedores: Este tipo de vertedores trabajan de acuerdo al principio del sifón, como se muestra en la figura 2.16. En general son poco económicos, pero tienen la ventaja de dar paso a las descargas máximas de diseño con pequeños aumentos de carga.

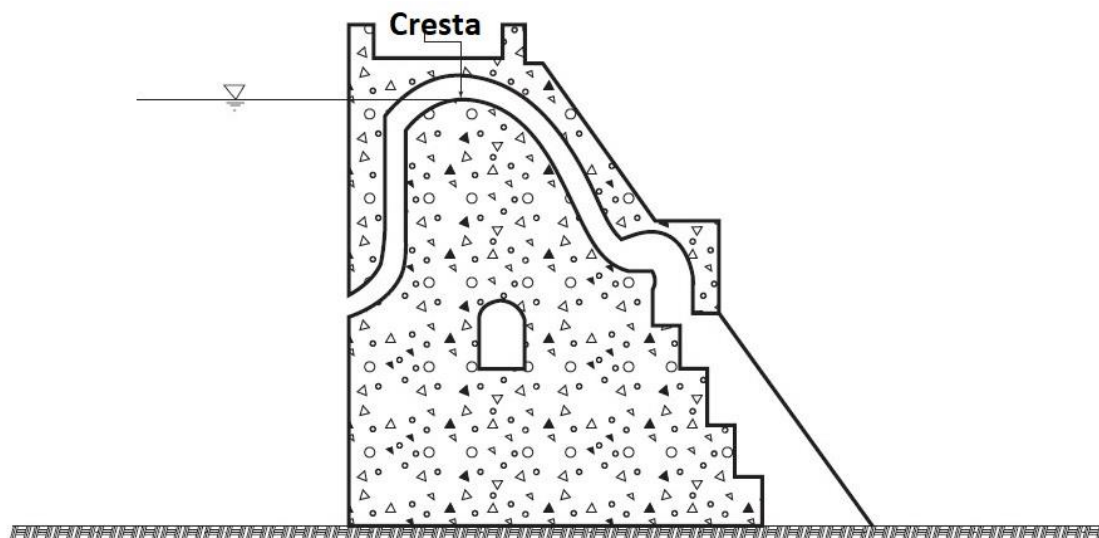


Figura 2.16. Esquema de un sifón vertedor (Arreguín y Alcocer, 2011)

2.3.2 Factores que intervienen para elegir el tipo de vertedor

Los principales factores que se deben tener en cuenta al elegir el tipo de vertedor, según el Comité Español de Grandes Presas (1988) son los siguientes:

2.3.2.1 Calidad y fiabilidad de los estudios de estimación de avenidas: La capacidad de desagüe bajo el nivel máximo del embalse se determina a partir de un estudio hidrológico, en el que el factor más importante es el hidrograma. La seguridad de la presa con respecto a las avenidas depende de la fiabilidad del hidrograma calculado, así como del margen de seguridad adoptado respecto al mismo.

2.3.2.2 Sismicidad del emplazamiento y fiabilidad de la explotación: El grado de sismicidad de la zona y las dudas que puedan existir sobre la calidad de la explotación son los principales factores que influyen sobre la decisión de instalar o no compuertas en el vertedor.

2.3.2.3 Duración y cantidad de los vertidos a realizar cada año: Los daños producidos por cavitación y abrasión, dependen del tiempo acumulado de funcionamiento del vertedor y de la importancia de los caudales desaguados en cada caso.

El tiempo de utilización del vertedor y la magnitud de los caudales desaguados son factores muy importantes en el problema de la disipación de energía de los vertidos y, en consecuencia, en la adopción de un tipo u otro de obra de restitución.

2.3.2.4 Condiciones geomorfológicas: La topografía como la geología de la cuenca constituyen factores muy importantes. La posibilidad de utilizar los materiales provenientes de la excavación del vertedor en el terraplén de la presa puede suponer un ahorro determinante en la selección del tipo más conveniente.

2.3.2.5 Tipo de presa: En las presas de concreto se puede incorporar, total o parcialmente, el vertedor en el macizo de la presa, proporcionando, normalmente, un ahorro importante en el costo final y facilitando, además, el vertido directo de los caudales desaguados al cauce principal.

Las presas de materiales sueltos requieren la construcción de vertedores independientes. La necesidad de devolver los caudales desaguados en la dirección del curso principal del río puede suponer un serio problema.

2.3.2.6 Condiciones de explotación: El futuro propietario de la presa puede no tener experiencia en la explotación de los vertedores, por lo que el proyectista deberá valorar la formación al respecto e información del personal encargado de la explotación de los mismos, así como en materia de seguridad, administración de la obra, medios de acceso y de comunicación.

Capítulo 3. Cavitación y aireación en vertedores

3.1 Cavitación en vertedores

La cavitación en un líquido se produce cuando, a temperatura constante, la presión disminuye hasta alcanzar su tensión de vapor, es decir es un fenómeno físico en el cual un líquido en determinadas condiciones pasa a estado gaseoso y en unos instantes después vuelve a estado líquido. Se produce un efecto hidrodinámico que genera cavidades de vapor dentro del fluido; si las cavidades se mueven a una zona de mayor presión éstas se vuelven inestables y colapsan, recuperándose rápidamente el estado líquido y liberándose localmente cantidades importantes de energía que provocan daños en los materiales en contacto con el líquido, como se muestra en la figura 3.1.

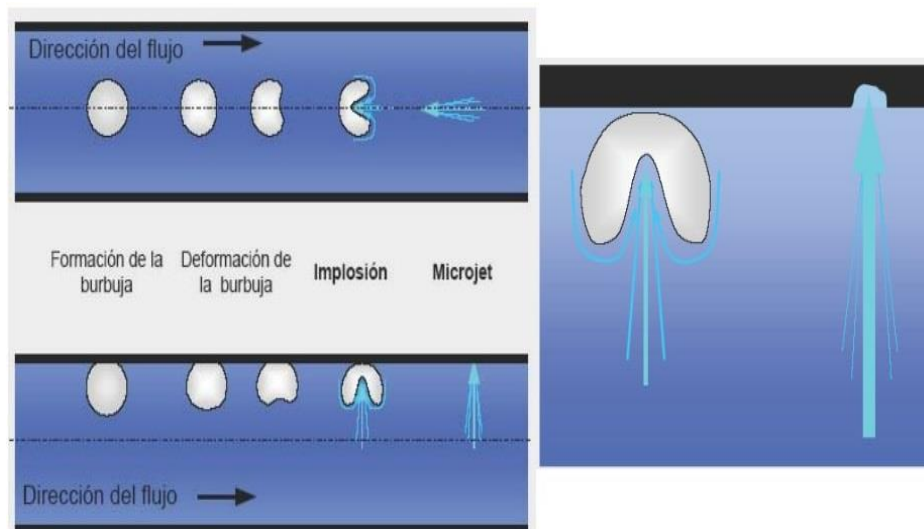


Figura 3.1. Colapso de burbujas de vapor y daños en los materiales de la obra hidráulica (Marchegiani, 2006)

Existen circunstancias en las que la cavitación puede producirse con presiones medias superiores a la de vapor de agua. Este es el caso de los flujos altamente turbulentos, en los que la fluctuación instantánea de la presión puede ser tan fuerte que llegue a originar momentánea e intermitentemente presiones inferiores a la de vapor.

El efecto protector de la aireación frente a la cavitación se fundamenta principalmente en los siguientes aspectos: Se evitan presiones bajas, concentraciones de aire entre 1-2% disminuye el deterioro ocasionado por la cavitación y concentraciones en rango de 7-8% hace que prácticamente no se produzcan daños.

En relación con los daños por cavitación, diferentes autores han propuesto algunos índices que permiten predecir si en una determinada situación existen riesgos de tales daños. Estos índices se calculan en función de las condiciones del flujo y se comparan con valores críticos, obtenidos en modelos hidráulicos. En las estructuras hidráulicas de las presas el más utilizado es el índice de cavitación (σ).

3.1.1 Índice de cavitación

Echávez (1969) menciona que el parámetro que se emplea para describir las condiciones del escurrimiento relacionadas con el fenómeno de la cavitación, es el número de Thoma o índice de cavitación, σ , dado por la ecuación 3.1:

$$\sigma = \frac{h_p - h_v}{\frac{v^2}{2g}} \quad (3.1)$$

donde:

h_p : Carga de presión en la zona de interés, en m.

h_v : Carga de vaporización del líquido, en m.

$\frac{v^2}{2g}$: Carga de velocidad en la zona de interés, en m.

La carga de vaporización, h_v , depende del grado de pureza y temperatura del líquido. A menor temperatura y mayor pureza, se tendrá una h_v menor. Para el agua, a temperaturas ambientales, h_v tendrá un valor comprendido entre -9.30 y -9.90 m, como se ilustra en la gráfica de la figura 3.2.

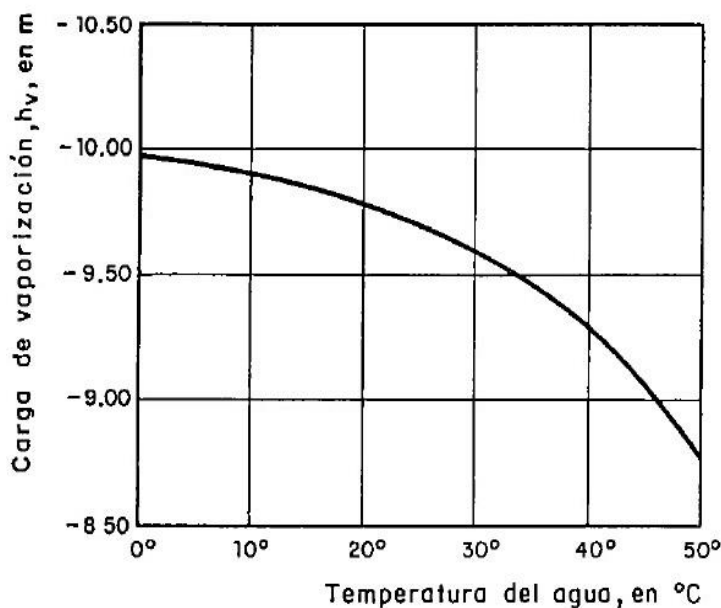


Figura 3.2. Variación de h_v con la temperatura (Echávez, 1969)

Los otros dos valores deben ser representativos de las condiciones del flujo directamente relacionadas con el fenómeno. Sin embargo, es usual utilizar la velocidad media, la cual puede tener poco que ver con el problema debido a que este es un problema local.

Para estimar las posibilidades de que en determinado punto de un vertedor se presente cavitación, es necesario obtener experimentalmente el índice de

cavitación incipiente, σ_i , de una superficie o irregularidad semejante a la de la obra, utilizando las cargas de presión y de velocidad que existan en el momento en que aparecen las primeras manchas blancas, características del inicio de cavitación, y compararlo con el índice de cavitación, σ , que pueda presentarse durante la operación. Para un escurrimiento con σ mayor que σ_i , no habrá cavitación; para σ menor que σ_i , sí lo habrá.

El valor numérico de σ_i indicará la tendencia de que en un obstáculo o rugosidad se presente cavitación. Si la σ_i asociada a una frontera conocida es pequeña, será difícil que ocurra el fenómeno.

3.1.2 Índice de cavitación en superficies rugosas

Para efectos de diseño o revisión de obras ya construidas es necesario contar con métodos de predicción, que permitan saber si la obra es susceptible a daños por cavitación. Existen varios métodos para predecir en que zonas hay posibilidades de cavitación en irregularidades aisladas. Sin embargo, para efectos prácticos es más común tratar de predecir en que zonas hay posibilidad de erosión por cavitación debida a superficies rugosas. A continuación, se presenta el método de Echávez (1969), quien propuso valuar el índice de cavitación local, σ_k , para una superficie sujeta a ciertas condiciones hidráulicas, y compararlo con el índice de cavitación local incipiente, σ_{ki} , obtenido en el laboratorio para situaciones similares, si $\sigma_{ki} > \sigma_k$, existe la posibilidad de cavitación. Este caso de superficies rugosas el índice de cavitación local σ_k , según el mismo autor, puede calcularse con la ecuación 3.2:

$$\sigma_k = \frac{h_p - h_v}{\frac{V_k^2}{2g}} \quad (3.2)$$

donde:

σ_k : Índice de cavitación local.

h_p : Carga de presión, en m.

h_v : Carga de vaporización del líquido, en m.

V_k : Velocidad del flujo a una distancia k de la superficie, en m/s.

Es importante hacer notar que Echávez (1979), sugiere hacer correcciones por curvatura al índice local de cavitación en el piso σ_{kp} , considerando como piso a una sección transversal para un ángulo con respecto a la vertical de $\pm 40^\circ$ y con vértice en el centro de la sección, como se indica a continuación en la ecuación 3.3:

$$\sigma_{kp} = 0.76\sigma_k \quad (3.3)$$

donde:

σ_{kp} : Índice de cavitación local en el piso para curvas verticales cóncavas.

σ_k : Índice de cavitación local.

Esta corrección se debe aplicar al piso de las curvas cóncavas verticales tanto en túneles como en vertedores de sección transversal plana, pues en estos también se presentan movimientos secundarios que permiten el aumento de la velocidad.

Para calcular este índice de cavitación local, es necesario determinar las variables: carga de presión (h_p), carga de vaporización (h_v), y carga de velocidad local ($\frac{V_k^2}{2g}$).

3.1.2.1 Carga de presión

Para tramos donde la estructura sea prismática, la carga de presión (h_p), será igual a la proyección vertical de la profundidad a la que se encuentre el punto de interés (h_{p1}), como se observa en la figura 3.3, si hay curvatura vertical, deberá hacerse la corrección propuesta por Echávez (1969) en la ecuación 3.4.

$$h_p = h_{p1} \pm \frac{d V^2}{g r} \quad (3.4)$$

+ Curvatura cóncava.

– Curvatura convexa.

donde:

h_p : Carga de presión.

h_{p1} : Proyección vertical de la profundidad del punto $h_{p1} = d \cos(\text{angtang}(S))$.

d : Profundidad del punto, medido perpendicularmente al piso de la obra.

g : Aceleración de la gravedad.

r : Radio de curvatura de la línea de corriente (prácticamente igual a la del piso de la obra).

V : Velocidad media del escurrimiento (aproximadamente igual a $\sqrt{2gh}$).

S : Pendiente.

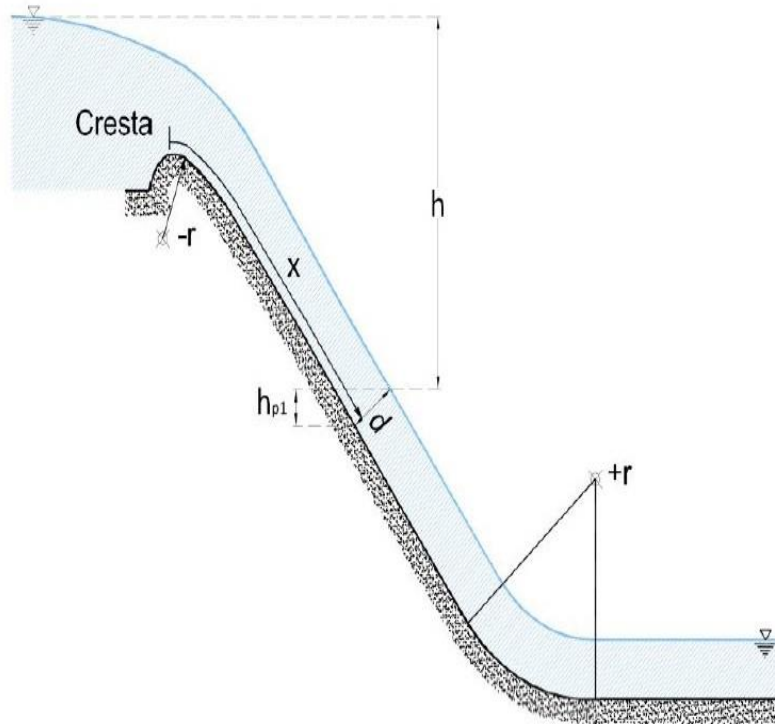


Figura 3.3. Variables para la obtención de h_p (Rosales Quiroz, 2013)

3.1.2.2 Carga de vaporización

Esta carga depende del grado de pureza del agua y de su temperatura, para determinarla se utiliza la gráfica de la figura 3.2. Obsérvese que h_v es negativa, por lo que el cálculo de σ_k , se añadirá a la carga de presión.

3.1.2.3 Carga de velocidad local

La carga de velocidad local requiere la determinación de V_k , o sea la velocidad del flujo cerca de la pared. Para obtener esta velocidad, se emplea la velocidad del flujo a una distancia proporcional a la rugosidad de la superficie, por ejemplo, a una distancia k igual a la rugosidad equivalente de Nikuradse. Por lo tanto, la velocidad V_k , puede calcularse con la siguiente ecuación 3.5:

$$\frac{V_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log_{10}\left(\frac{x}{k}\right)} \quad (3.5)$$

donde:

V_k : Velocidad del flujo a una distancia k de la superficie.

g : Aceleración de la gravedad.

h : Caída vertical, medida desde la superficie libre del vaso a la superficie del escurrimiento.

x : Distancia de la cresta del cimacio al punto de análisis.

K: Rugosidad equivalente de Nikuradse de la superficie, se puede obtener de la gráfica de la figura 3.4, o con la tabla 3.1 propuesta por Echávez (1969).

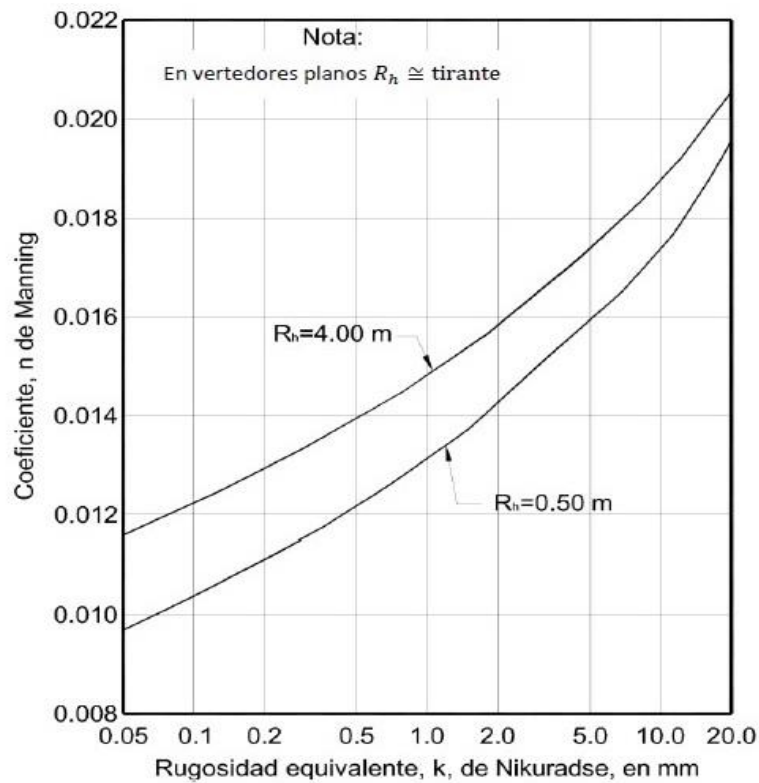


Figura 3.4. Relación entre n y K para radios hidráulicos (R_h), comprendidos entre 0.50 y 4.0 m (Rosales Quiroz, 2013)

Material	K (mm)
Vidrio	0.05 a 0.90
Cemento	
Muy bien terminado	0.20 a 1.20
Mortero	0.30 a 2.20
Concreto	
Bien terminado	0.30 a 1.50
Aplanado con llana	0.50 a 2.20
Aplanado con plana	0.90 a 3.20
Sin terminar	1.50 a 12.0
Cimbra de acero	0.60 a 1.50
Cimbra de madera cepillada	0.60 a 3.20
Cimbra de madera sin cepillar	2.20 a 14.0
Gunita	3.20 a 15.0
Muy maltratado	5.00 a 20.0

Tabla 3.1. Valores de K para diversos materiales (Echávez, 1969)

3.1.3 Índice de cavitación incipiente

El índice de cavitación incipiente es una variable que debe ser obtenida en el laboratorio mediante un modelo a escala donde se puedan simular condiciones similares a las reales.

Echávez (1969), presentó valores experimentales del índice de cavitación incipiente contra el tamaño del obstáculo, en protuberancias aisladas, y contra la rugosidad relativa, en superficies rugosas, para diferentes fronteras, como se observa en la gráfica de la figura 3.5. En la gráfica, los círculos se obtuvieron probando tres superficies de concreto de diferentes rugosidades y una con acabado de cimbra, perpendicular al flujo, en la instalación de alta velocidad del Instituto de Ingeniería; las curvas superiores son la medida de los valores encontrados por Holl (1960) para protuberancias angulosas y redondeadas aisladas, y la curva inferior es una estimación obtenida con los puntos encontrados por Arndt e Ippen (1968) para superficies con rugosidad triangular uniforme.

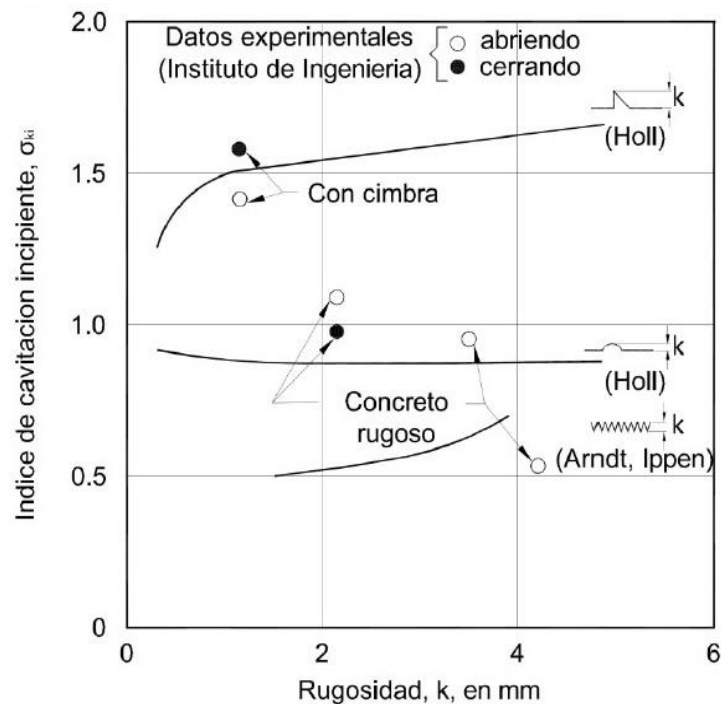


Figura 3.5. Índice de cavitación incipiente para diferentes tipos y tamaños de rugosidad (Echávez, 1969)

Como las superficies de concreto pueden tener picos que se comporten casi como obstáculos aislados, es de esperar que en ellas la cavitación se inicie con velocidades menores que en superficies regulares maquinadas, pero mayores para obstáculos aislados angulosos, lo que concuerda con los puntos experimentales encontrados, que para concreto rugoso tienen un coeficiente de cavitación incipiente comprendido entre los dos valores anteriores, y para superficies con cimbra, perpendicular al flujo, aumenta hasta parecerse al de obstáculos angulosos.

Aunque cada problema en las obras debe estudiarse en particular y es necesario efectuar más ensayos para confirmar los resultados encontrados, se pueden recomendar los siguientes valores que se muestran en la tabla 3.2:

	$0 \text{ mm} \leq k < 5\text{mm}$	$5 \text{ mm} \leq k < 10\text{mm}$
Superficies con acabado de concreto	$\sigma_{ki} = 1.3$	$\sigma_{ki} = 1.5$
Superficies con acabado de cimbra	$\sigma_{ki} = 1.8$	$\sigma_{ki} = 2.2$

Tabla 3.2. Índice de cavitación incipiente (Echávez, 1979)

Donde k es la rugosidad equivalente de la superficie o la altura de los escalones perpendiculares al flujo dejados por la cimbra, respectivamente. El aumento del índice de cavitación incipiente, para rugosidades angulosas aisladas de más de 5 mm, indica que hay dos efectos desfavorables superpuestos: el incremento de σ_{ki} debido a la tendencia mencionada, y el rápido incremento de V_k al aumentar la altura, k , lo que disminuye la σ_k del escurrimiento.

En la tabla 3.3, se puede mostrar un resumen de las irregularidades locales con su velocidad característica e índice de cavitación incipiente:

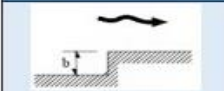
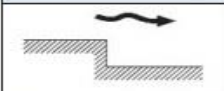

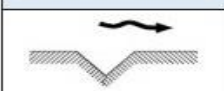
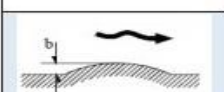
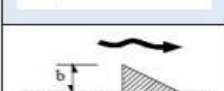
Irregularidad	Velocidad característica	Índice de cavitación incipiente σ_i
	V_b	2.4
	V_k	1.1
	V_k	1.5
	V_k	1.4
	V_b	1.4
	V_b	1.6

Tabla 3.3. Irregularidades locales y su velocidad característica (Carrera Casa, 2016)

3.1.4 Daños por cavitación

El Comité Español de Grandes Presas (1997), menciona que los daños a una estructura de control dependen de diversos factores: resistencia de los materiales, tiempo de exposición, velocidad del flujo y contenido de aire. Los dos últimos tienen que ver con el diseño hidráulico, se describe lo siguiente:

3.1.4.1 Velocidad del flujo

La velocidad del flujo es un factor fundamental en los daños, habiéndose determinado que estos crecen rápidamente al incrementarse la velocidad, siendo proporcional a “V” con valores de n que oscilan de 4 a 7.

Kenn y Garrod (1987) y Falvey (1990) dan como valor a partir del cual comienza los daños en los concretos 30 m/s. Novak (1984) reduce esta cifra a 25 m/s, mientras que Chanson (1992) para flujos exentos por completo de aire se refiere a 15 m/s. En cualquier caso, la velocidad máxima admisible está íntimamente ligada con el tipo de material de los paramentos, con su grado de terminación superficial y con la concentración de aire que tenga el flujo.

3.1.4.2 Concentración de aire

Diferentes autores, entre los que cabe destacar a Peterka (1953), Russell y Sheenan (1974), y Falvey (1990), consideran que concentraciones de aire en las proximidades del concreto del orden del 7-8% hacen que prácticamente no se produzcan daños por cavitación para velocidades próximas a los 30-35 m/s y terminaciones “normales” del concreto.

Este umbral de 7-8%, en lo que respecta a la velocidad del flujo y al grado de terminación de las superficies, ha hecho que la tendencia actual, como se ha indicado, sea la de compaginar velocidad y aireación del flujo con acabados de los paramentos no excesivamente estrictos, cuya consecución y mantenimiento no presente exigencias difíciles de alcanzar en la práctica.

Peterka (1953), afirma que la presencia de burbujas de aire en el flujo es favorable a la disminución de daños por cavitación. Su investigación la llevó a un estudio en modelo, en el que demostró que una concentración de aire entre 1-2% puede ser suficiente para disminuir los daños ocasionados por la cavitación.

Otro aspecto relacionado con el binomio aireación-daños, es relativo a la resistencia que debe tener el concreto para que no sufra daños por cavitación, pudiendo indicarse, como orden de magnitud, que concretos con resistencia a compresión de $200 \frac{kg}{cm^2}$ soportan velocidades de 30-35 m/s, si la concentración de aire en sus proximidades es del 8%.

3.1.5 Daños por cavitación en estructuras de control en el mundo

Como se ha descrito anteriormente, la cavitación es un fenómeno de importancia que se debe considerar en el diseño de las estructuras de control de una presa, como son los vertedores; a continuación, se describen los daños que ha generado dicho fenómeno, a las estructuras de vertido de las presas alrededor del mundo:

3.1.5.1 Presa Glen Canyon: Esta presa se encuentra ubicada en el Río Colorado en Page (Arizona), Estados Unidos. El principal propósito de la presa es generar energía eléctrica, almacenar agua, y proporcionar oportunidades de recreación en el agua.

El diseño de la presa de Glen Canyon está basado en la presa Hoover, es decir, una presa de gravedad en arco.

En junio de 1983, el túnel izquierdo de la presa Glen Canyon quedó destruido durante las maniobras de liberación de agua de la presa, que se realizaron para evitar que ésta se desbordara, debido al deshielo de la nieve de las montañas Rocallosas, lo que generó una crecida de los ríos y se estimó que hacia el embalse de la presa fluían alrededor de $3398.02 \text{ m}^3/\text{s}$. Es importante mencionar que los túneles tienen una capacidad máxima de $792.87 \text{ m}^3/\text{s}$, y desfogaron agua a razón de $2605.14 \text{ m}^3/\text{s}$, lo cual provocó un incremento en la velocidad del flujo que junto a las irregularidades propias de la estructura ocasionaron daños por cavitación. Los daños se pueden apreciar en la figura 3.6.



Figura 3.6. Daño por cavitación en el Túnel del vertedor de la presa Glen Canyon, Septiembre de 1983 (Falvey, 1990)

3.1.5.2 Presa Hoover: Esta presa se encuentra ubicada en el curso del Río Colorado, en la frontera entre los estados de Arizona y Nevada, Estados Unidos. Está situada a 48 Km al sureste de Las Vegas.

Los vertedores en la presa Hoover han operado dos veces, durante la prueba inicial en 1941 y durante el verano de 1983. En ambas ocasiones, los vertedores han experimentado cavitación en la transición del codo, como se observa en la figura 3.7. Debido a estos sucesos, fueron colocados conductos de aireación inmediatamente después del daño en 1983.

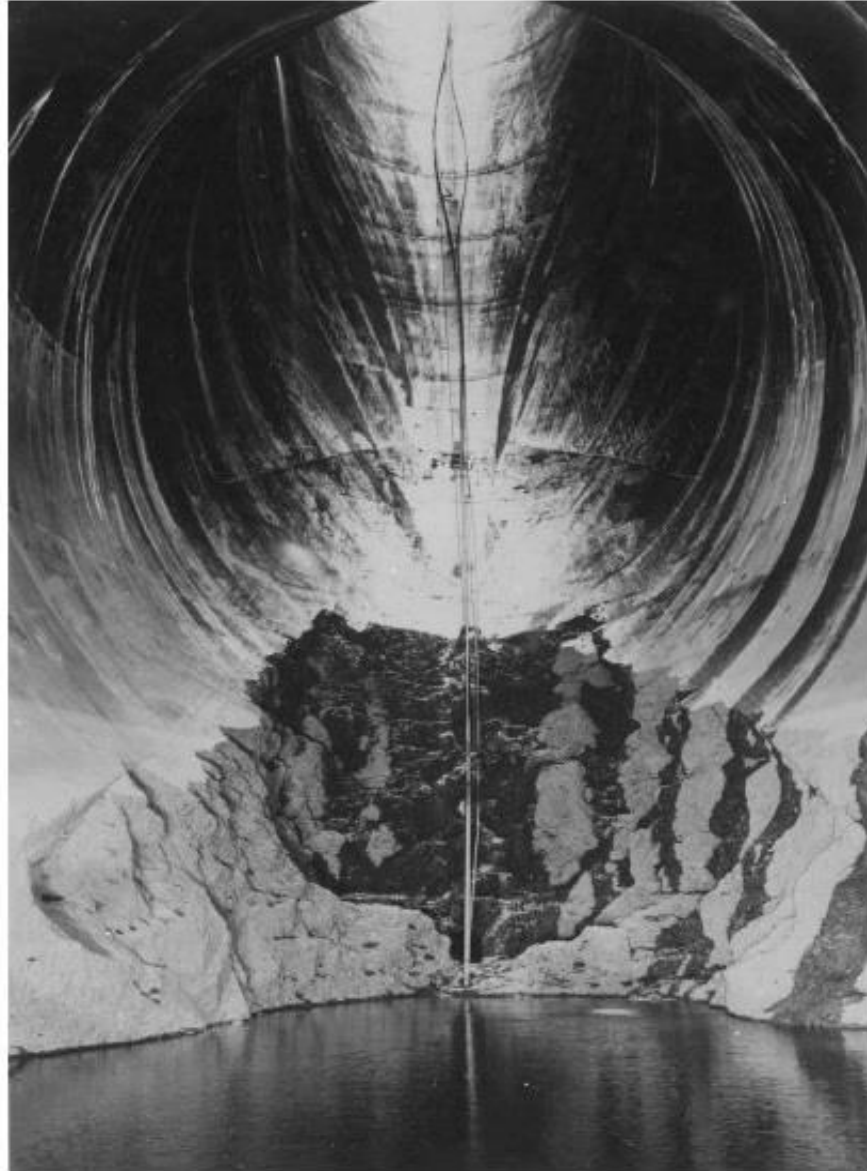


Figura 3.7. Daños por cavitación en el vertedor de la presa Hoover (Gómez Arteaga,2016)

3.1.5.3 Presa Infiernillo (Adolfo López Mateos): Fue construida entre 1961 y 1963 en un proyecto diseñado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos y construida por la empresa ICA. Fue puesta en operación el 15 de junio de 1964, con el propósito de captar agua para la generación de energía eléctrica, aprovechamiento para el riego y como medio para el control de avenidas. Está ubicada en el cauce del Río Balsas entre los límites de los municipios de Arteaga, La Huacana y Churumuco del estado de Michoacán y el municipio de

Coahuayutla del estado de Guerrero, México. Desde el inicio de su operación, los vertedores en el túnel han estado presentando erosiones debidas a la cavitación, estas erosiones han avanzado hasta causar graves daños, como se observa en la figura 3.8, que han requerido reparaciones mayores en los túneles.



Figura 3.8. Daño por cavitación en uno de los túneles de la presa Infiernillo (Gómez Arteaga, 2016)

3.1.5.4 Presa de Oroville: Es una presa sobre el Río de las Plumas cercana a la ciudad de Oroville en el condado de Butte, California, Estados Unidos. Con 230 metros de altura, es la presa más alta del país. Crea el Lago Oroville, genera electricidad y proporciona agua para beber y la irrigación del Valle Central de California y el Sur de California.

Los vacíos que se forman por el desprendimiento de las partículas superficiales, en las primeras etapas, son los que generan zonas de baja presión, que causan la formación de socavones y la consiguiente destrucción de las obras. Como

ejemplo de esta situación, se conoce el percance que ocurrió en febrero de 2017 en la presa de Oroville de California, en el que el vertedor sufrió daños considerables atribuidos a la cavitación y erosión, como se muestra en las figuras 3.9 y 3.10.



Figura 3.9. Daños por cavitación en la rápida del vertedor de la presa Oroville (Sandoval Erazo, 2018)



Figura 3.10. Inspección de los daños, debido a la cavitación en la rápida del vertedor de la presa Oroville (Sandoval Erazo, 2018)

3.1.5.5 Presa de Guri: Se encuentra ubicada en el estado de Bolívar, en Venezuela, se localiza sobre el Río Caroní. El propósito de la construcción fue para generación hidroeléctrica y control de crecientes. Es de concreto a gravedad, altura máxima de 160 m.

Suárez Barrera (1997), menciona que los primeros vertidos sucedieron en el año 1969. Inspecciones realizadas a la estructura de los vertedores indicaron la presencia de una erosión significativa en el concreto de los lanzadores y en los muros.

Se procedió a reparar las zonas erosionadas con concreto epóxico. Las reparaciones fueron realizadas en 1970, antes del invierno. A finales de 1970 se inspecciono nuevamente la estructura y se pudo observar que los daños eran inclusive mayores que los del año 1969. Se concluyó entonces que los daños eran debido a la cavitación, como se observa en la figura 3.11.



Figura 3.11. Daño por cavitación en uno de los vertedores de la presa Guri (Suárez Barrera,1997)

3.1.5.6 Presa Yellowtail: Se encuentra ubicada sobre el Río Bighorn en el suroeste de Montana en los Estados Unidos. Es una presa de arco de concreto construida en 1960; su función principal es regular el flujo con fines de riego y para la generación de energía hidroeléctrica.

En 1967 el vertedor de descarga tipo túnel tuvo daños severos por cavitación en el revestimiento de concreto, como se muestra en la figura 3.12.



Figura 3.12. Daño por cavitación en el túnel del vertedor de la presa Yellowtail (Arndt, 2003)

3.1.5.7 Presa Karun: Se ubica sobre el Río Karun en Irán. Es una presa de doble arco de 203 m de altura de concreto, se puso en funcionamiento en 1977; su función principal es la generación de energía hidroeléctrica.

En ese año que se puso en funcionamiento el vertedor sufrió daños por cavitación, como se muestra en la figura 3.13, inducido por las irregularidades de la superficie.



Figura 3.13. Daño por cavitación en la superficie del vertedor de la presa Karun (Gómez Arteaga, 2016)

3.1.6 Resumen de daños por cavitación en vertedores

A continuación, en la tabla 3.4, se muestra el resumen de daños por cavitación en diversas presas alrededor del mundo, obtenida la información de las siguientes referencias: ASCE/USCOLD (1975), Lowe (1979), Falvey (1982), Burgi (1984), Hopping y Mass (1987), Mefford y Muller (1987), Suárez (1997), y Gómez (2016).

Año	Lugar	Problema.
1941	Presa Boulder, Colorado, EUA.	Daños por cavitación durante pequeñas descargas del vertedor.
1941-1983	Presa Hoover, Arizona, EUA.	Daño inicial por cavitación en 1941, reparado y dañado nuevamente en 1983.
1960	Presa Grand Coulee, EUA.	Daños por cavitación debido al cambio brusco de dirección del flujo.
1964	Presa Palisades Idaho, EUA.	Daños por cavitación aguas abajo de las compuertas.
1964	Presa Infiernillo, México.	Daños por cavitación en el túnel que pertenece al vertedor.
1966	Presa Aldea-Davila, Portugal.	Daños por cavitación en el túnel perteneciente al vertedor.
1967	Presa Yellowtail, Montana, EUA.	Severos daños por cavitación en el túnel perteneciente al vertedor.
1967	Presa Tuttle Creek, Kansas, EUA.	Daños por cavitación en la losa de concreto aguas debajo de una junta.
1969	Presa de Guri, Venezuela.	Grandes daños en el vertedor, en el concreto de los lanzadores y en los muros.
1970	Presa Blue Mesa, Colorado, EUA.	Daños por cavitación en la estructura de salida.
1970	Presa Clear Creek, Colorado, EUA.	Daños por cavitación en el concreto del conducto de salida.
1972	Presa Libby, Montana, EUA.	Daño por cavitación coincidiendo con grietas.
1974	Presa Tarbela, Pakistán.	Grandes daños por cavitación en el vertedor debido a irregularidades de la superficie.
1977	Presa Karun, Irán.	Daños por cavitación en el vertedor principalmente por irregularidades en la superficie.
1982	Presa Stampede, Nevada, EUA.	Daños por cavitación en el concreto en la estructura de salida.
1983	Presa Glen Canyon, Colorado, EUA.	Grandes daños en el túnel del vertedor.
2017	Presa de Oroville, California, EUA.	Daños considerables en el vertedor atribuidos a la cavitación y erosión.

Tabla 3.4. Resumen de daños por cavitación en vertedores

3.1.7 Prevención y corrección de daños por cavitación

El Comité Español de Grandes Presas (1997), enlista la manera de prevenir y corregir los daños por cavitación de la siguiente manera:

- Adoptar diseños que no produzcan presiones reducidas.
- Ejecutar las superficies de los paramentos con tolerancias acordes con las presiones, las velocidades y la concentración de aire existente en el flujo.
- Evitar abultamientos y dientes en zonas de velocidades elevadas y si han de disponerse airearlos y/o blindarlos.
- Disponer los paramentos, cuando sea posible, alejados de las zonas de posible cavitación.
- Emplear revestimientos más resistentes que el concreto convencional.

3.2 Aireación en vertedores

Como se comentó anteriormente, se debe proteger la estructura de vertido por el efecto del fenómeno de la cavitación, en esta investigación el tema central es la aireación artificial para solucionar el problema antes mencionado.

El Comité Español de Grandes Presas (1988), menciona que desde el punto de vista de la cavitación, las burbujas de aire que permanecen en una corriente de agua tienen un efecto benéfico, ya que amortiguan el desarrollo de presiones subatmosféricas e incrementan la compresibilidad del agua, reduciendo considerablemente la violencia de los choques que acompañan a la implosión de las burbujas de vapor.

Los vertidos libres son los más críticos desde el punto de vista de la cavitación, porque la aireación se produce de manera natural desde la superficie, cuando toda la sección llega a ser suficientemente turbulenta para que la tensión superficial no pueda evitar los intercambios entre las fases líquida y gaseosa.

Para comprender el comportamiento de los flujos agua-aire en un vertedor, es necesario hablar de la capa límite, concepto que fue inicialmente introducido por el alemán Ludwig Prandtl en 1904.

3.2.1 Capa límite

Como se mencionó anteriormente Prandtl en 1904, propuso que el estudio del movimiento de un fluido de viscosidad pequeña se podría asimilar al de un fluido perfecto, salvo en una capa próxima al contorno, de espesor δ , en la que se concentraban los fenómenos de fricción, a la que llamó capa límite; en el exterior de dicha capa, las tensiones tangenciales son despreciables, predominando las fuerzas de inercia sobre las fuerzas de viscosidad, mientras que en el interior de la capa límite, la proximidad del contorno hace que el gradiente de velocidades sea muy grande y, por lo tanto, que la tensión

tangencial, sea también muy grande; en esta situación, las fuerzas de fricción son del mismo orden de magnitud que las fuerzas de inercia.

El espesor δ de la capa límite puede estar comprendido entre unas pocas moléculas y algunos milímetros, según los casos; fuera de la capa límite se pueden utilizar las ecuaciones de Euler o métodos experimentales basados en las líneas y redes de corriente, una vez configuradas alrededor del perfil deseado, permite obtener el campo de velocidades y la distribución de presiones correspondientes.

3.2.2 Ubicación del punto de inicio de la capa límite

A continuación, se expresan 2 métodos para ubicar el punto de inicio de la capa límite en un vertedor, tomando en cuenta las siguientes variables:

3.2.2.1 Método Waterways Experiment Station (WES)

$$\frac{\delta}{x} = 0.08 \left(\frac{x}{Ks} \right)^{-0.233} \quad (3.6)$$

donde:

δ : Grosor de la capa límite turbulenta, en m.

x : Longitud media a lo largo del perfil del vertedor, en m.

Ks : Rugosidad equivalente a un grano de arena, en m.

Para localizar el punto de inicio, se obtienen valores de δ para diferentes valores de x , utilizando la ecuación 3.6. El punto de inicio se localiza en el valor de x para el cual δ coincide con la altura de la superficie libre media perpendicular a la superficie del vertedor, como se muestra en la figura 3.14.

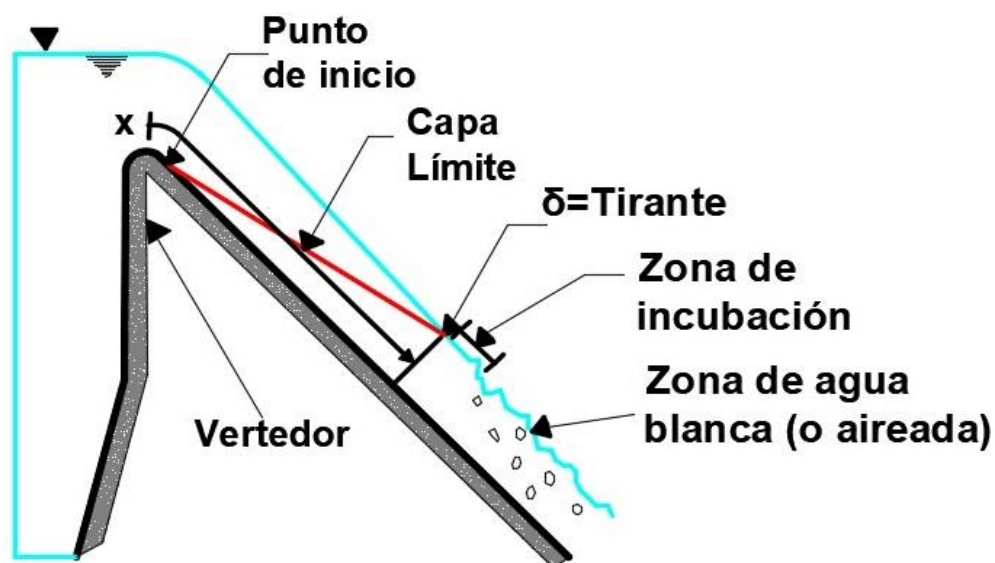


Figura 3.14. Variables método WES

3.2.2.2 Método Keller y Rastogi: Para vertedores con ancho constante y pendiente constante (θ) entre 5 a 70 grados, en la figura 3.15 se observan las variables que intervienen en el método y se calculan con la ecuación 3.7.

$$\frac{\delta}{X_s} = 0.0212 \left(\frac{X_s}{h_s}\right)^{0.11} \left(\frac{K_s}{X_s}\right)^{0.10} \quad (3.7)$$

donde:

δ : Grosor de la capa límite turbulenta, en m.

h_s : Medida vertical desde la superficie del vertedor a la elevación del agua en la presa, en m.

X_s : Longitud aproximada del desarrollo de la capa límite, $\sin(\theta) = \left(\frac{h_s}{X_s}\right)$, en m.

K_s : Rugosidad equivalente a un grano de arena, en m.

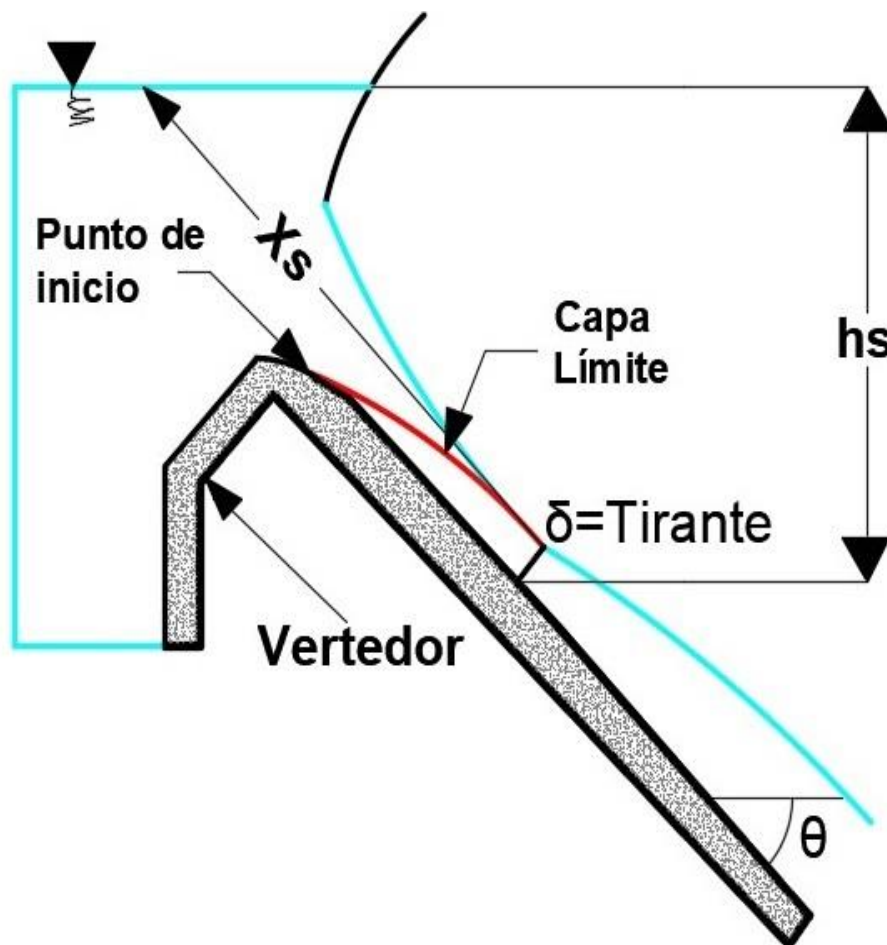


Figura 3.15. Variables método Keller y Rastogi

3.2.3 Formas de aireación del flujo

En los vertedores la aireación natural puede producirse como consecuencia de alguna de las siguientes circunstancias, como se ilustra en la figura 3.16: a) Agitación superficial (aireación longitudinal) b) Vórtices de eje perpendicular al flujo (aireación local) y c) Vórtices de eje paralelo al flujo (aireación local). La aireación artificial se genera mediante dispositivos más complejos que los presentes en la aireación natural, destacando entre ellos los siguientes: aireador con entrada desde el exterior, rampa en rápida del vertedor, rampa y ranura en la rápida de un vertedor, ranura en la rápida y ranura en la pared lateral de un vertedor, ducto con orificios bajo la rampa, ducto aguas abajo de la rampa y conectado a una toma de aire, pila en la cresta de un vertedor; más adelante, en este mismo capítulo, se describirá cada uno de los dispositivos de aireación artificial antes mencionados.

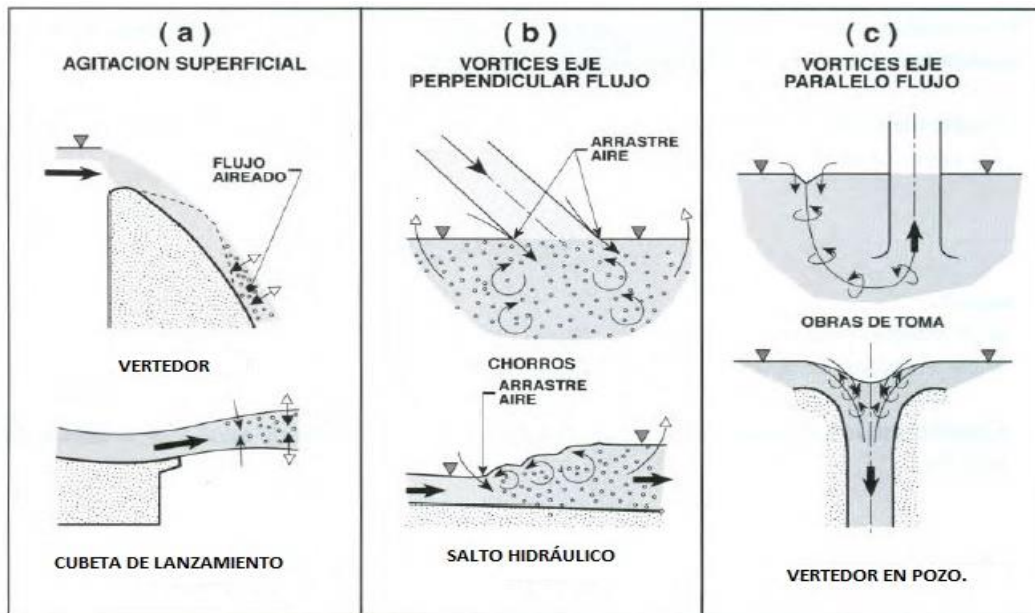


Figura 3.16. Formas de aireación natural del flujo (Comité Español de Grandes Presas, 1997)

3.2.4 Estructura transversal de los flujos aireados

Según Killen y Anderson (1969), la estructura transversal del flujo agua-aire puede dividirse en las siguientes zonas, como se observa en la figura 3.17:

a) Zona superficial: Constituye la parte externa del flujo y está formada por aire con gotas de agua.

b) Zona de mezcla: Es la región donde se produce la máxima interacción agua-aire. El aire es atrapado por el agua en forma de burbujas y a su vez esta es lanzada al aire.

c) Zona intermedia: La concentración de aire en cualquier profundidad de esta zona es determinada por el número y tamaño de las burbujas de aire.

d) Zona sin airear: Se presenta cuando la aireación no ha llegado a desarrollarse por completo.

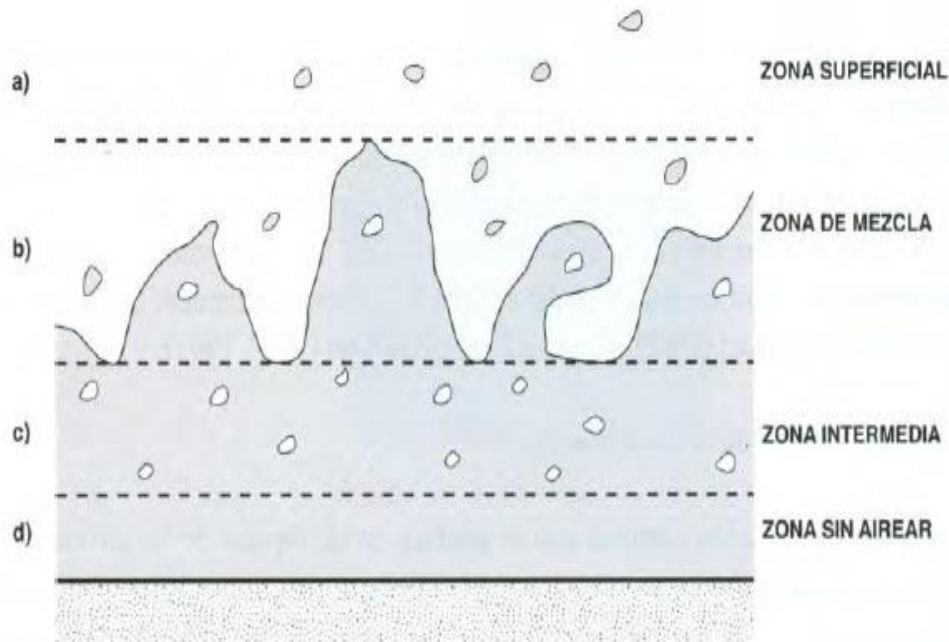


Figura 3.17. Estructura transversal de los flujos aireados (Comité Español de Grandes Presas, 1997)

3.2.5 Estructura longitudinal de los flujos aireados

Según Falvey (1980), longitudinalmente los flujos aireados pueden estructurarse en las siguientes zonas, como se muestra en la figura 3.18:

1) Zona sin aireación: La turbulencia no es la necesaria para provocar el arrastre de aire, comenzando éste cuando la capa límite alcanza la superficie del fluido (Punto crítico).

2) Zona de aireación gradual: El aire va penetrando en el agua sin que exista equilibrio entre el que entra y el que abandona la corriente. Se distinguen dos regiones según que el aire no haya llegado o si a la base: aireación parcial y aireación total.

3) Zona de aireación uniforme: La concentración de aire permanece constante mientras no se produzcan variaciones en la geometría de la rápida. Existe equilibrio entre el aire que entra y el que sale del flujo.

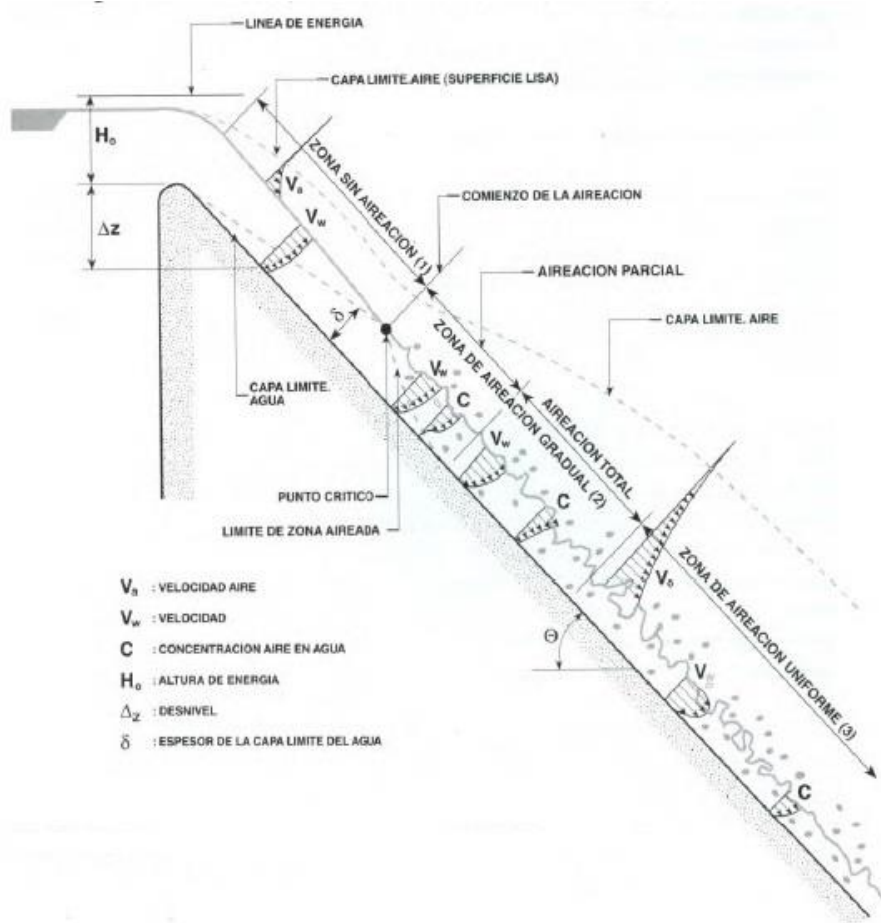


Figura 3.18. Estructura longitudinal de los flujos aireados (Comité Español de Grandes Presas, 1997)

3.2.5.1 Zona sin aireación (Punto crítico)

El proceso de aireación no se inicia hasta que la capa límite alcanza la superficie del agua, situación a partir de la cual este elemento pierde su apariencia cristalina para volverse blanco.

La posición del punto crítico y las características del flujo en el mismo (tirante y velocidad) son principalmente función de la pendiente del vertedor, de su rugosidad y del caudal circulante, de manera que incrementos en el caudal suponen desplazamientos del punto crítico hacia aguas abajo, y por el contrario aumentos en la rugosidad, difíciles de conseguir en la práctica lo mueven hacia aguas arriba. La influencia de la pendiente es menor que la de la rugosidad o el caudal. La localización del punto crítico requiere conocer los perfiles de la capa límite y de la lámina de agua.

3.2.5.2 Zona de aireación gradual

Esta zona se caracteriza por una variación longitudinal de la concentración de aire, de la velocidad y del tirante. Los estudios sobre la misma, dada su

complejidad, son notoriamente más escasos que los referidos a la zona de aireación uniforme. Puede destacarse los de Wood (1991).

Wood (1991) propuso una expresión para calcular la concentración de aire en esta región basada en mediciones hechas en el laboratorio por Straub y Anderson (1985), pero hace mención de la importancia que los resultados obtenidos con la ecuación 3.8 deben verificarse en un modelo físico.

$$q \frac{d\bar{C}}{dx} = \frac{0.4 \cos(\theta)}{q} (\bar{C}_e - \bar{C}(x))(1 - \bar{C}(x))^2 \quad (3.8)$$

donde:

\bar{C} : Concentración de aire media.

$\bar{C}(x)$: Concentración de aire medio local.

\bar{C}_e : Concentración de aire medio en la zona de equilibrio.

q : Descarga por unidad de ancho en el vertedor, $\left(\frac{m^2}{s}\right)$.

θ : Pendiente del vertedor, en grados.

3.2.5.3 Zona de aireación uniforme

Las ecuaciones para calcular la concentración de aire media (\bar{C}) son muy numerosas, pudiendo destacarse las de: Gangadharaiah (1970) y Hager (1991).

3.2.5.3.1 Ecuación de Gangadharaiah (1970)

$$\bar{C} = 1 - \frac{1}{1 + \Omega F_w^{\frac{3}{2}}} \quad (3.9)$$

donde:

Ω : $1.35n$; n : Coeficiente de rugosidad de Manning.

F_w : Número de Froude flujo equivalente: $F_w = V(gh_w)^{-\frac{1}{2}}$

3.2.5.3.2 Ecuación de Hager (1991)

$$\bar{C} = 0.75(\sin \theta)^{0.75} \quad (3.10)$$

donde:

θ : Ángulo de la base de la rápida con la horizontal.

3.2.6 Concentración de aire en el fondo de la rápida de un vertedor

Para poder determinar la concentración en el fondo (C_o) de la rápida, que es de mucho interés respecto a la cavitación, puede calcularse mediante las ecuaciones 3.11 y 3.12, propuestas por Hager (1991).

$$C_o = 1.25 \left(\frac{\pi\theta}{180} \right)^3 ; \quad 0^\circ \leq \theta \leq 40^\circ \quad (3.11)$$

$$C_o = 0.65 \sin \theta ; \quad 40^\circ < \theta < 80^\circ \quad (3.12)$$

donde:

θ : Ángulo de la base de la rápida con la horizontal.

3.2.7 Concentración de aire en la zona de equilibrio

Para obtener la concentración de aire en la zona de equilibrio (C_e), Wood (1991) obtuvo una relación que involucra el peso específico del agua (γ) y la pendiente (θ) en la rápida del vertedor, como se muestra en la gráfica de la figura 3.19.

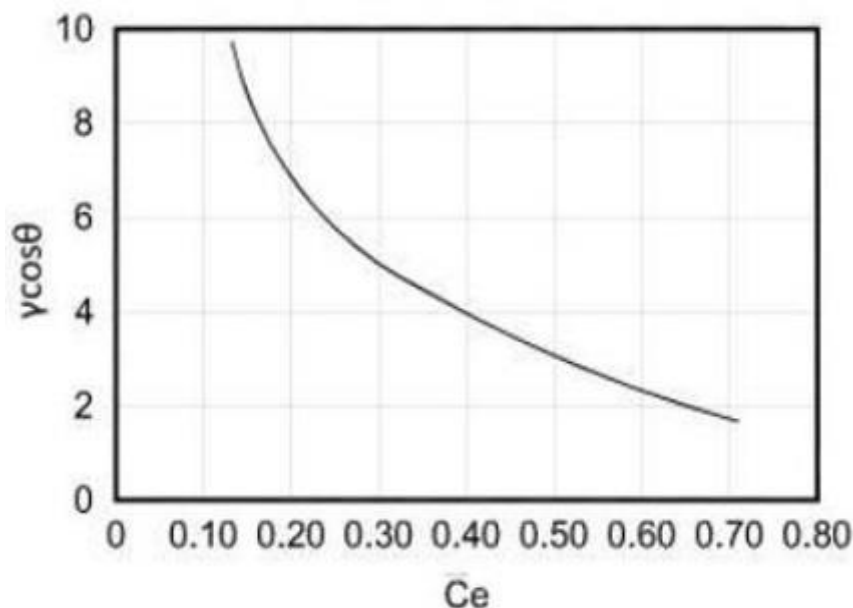


Figura 3.19. Concentración de aire en la zona de equilibrio (Rosales Quiroz,2013)

3.2.8 Demanda de aire en un vertedor

Hamilton (1980), estableció la demanda de aire de un aireador q_a , puede calcularse con la siguiente ecuación 3.13:

$$q_a = K_H V_r L_c \quad (3.13)$$

donde:

q_a : Volumen de aire demandado por el chorro, por unidad de tiempo y por unidad de ancho del vertedor.

V_r : Velocidad media sobre la rápida.

L_c : Longitud de la cavidad.

K_H : Constante, cuyo valor según Hamilton (1980), se encuentra entre 0.01 y 0.035.

3.2.9 Estructura longitudinal del flujo con un escalón como aireador

A continuación, se describe el comportamiento del flujo agua-aire con un escalón como aireador en la rápida del vertedor liso, como se observa en la figura 3.20:

1) Zona de aproximación: La concentración de aire en el fondo de la rápida es nula o insuficiente ($C_o < 7 - 8\%$).

2) Zona de transición: El flujo es desviado por el escalón (si no existe este elemento desaparece esta zona).

3) Zona de aireación: La lámina despega del fondo de la rápida del vertedor y se produce el arrastre del aire succionando desde los contornos superior e inferior de la corriente.

4) Zona de flujo aireado en el fondo: Se inicia con el impacto de la lámina sobre el fondo de la rápida del vertedor, produciéndose un brusco cambio de presiones y una desaireación local, posteriormente el aire arrastrado comienza a distribuirse y el flujo agua-aire continúa en régimen de aireación natural.

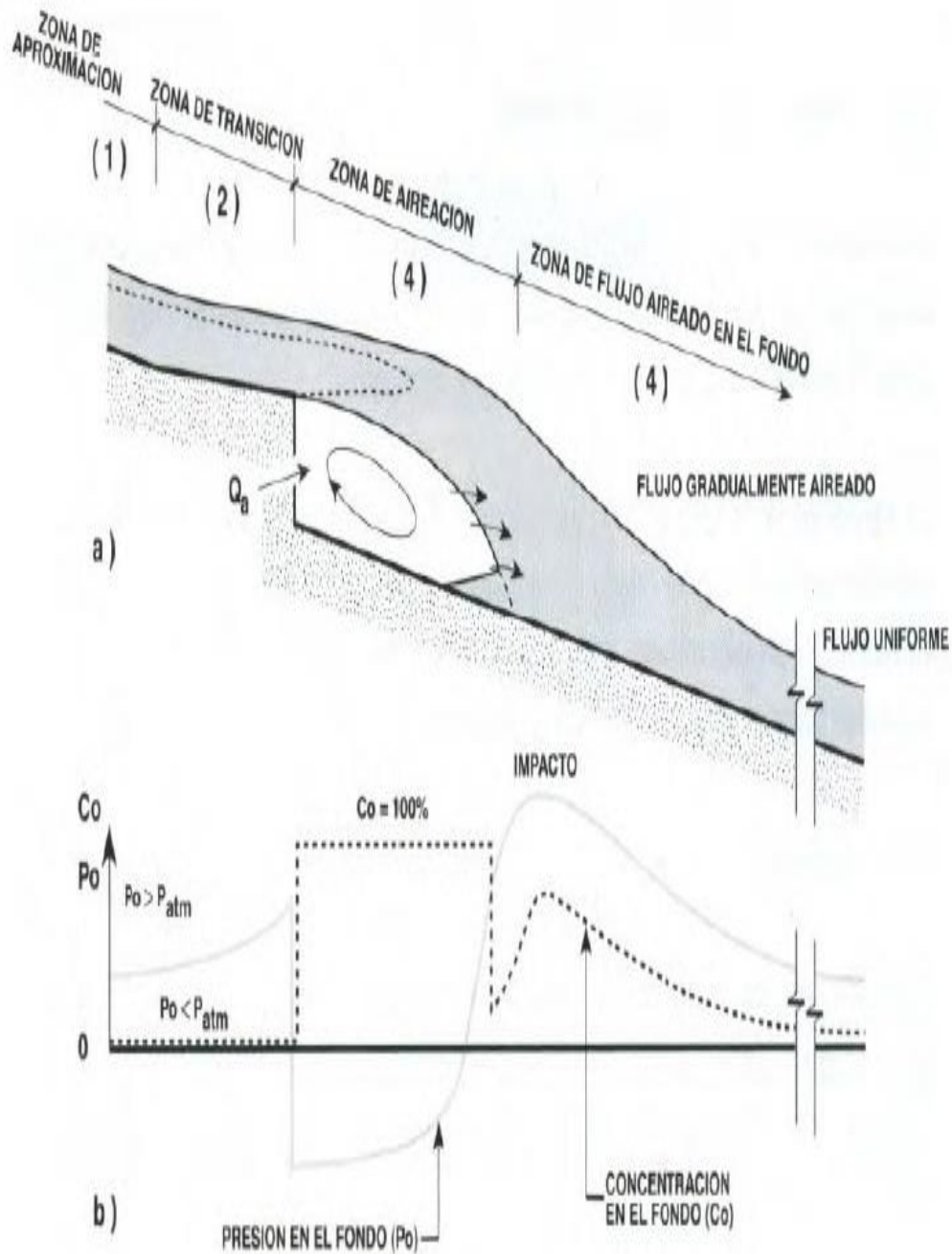


Figura 3.20. Comportamiento del flujo con un escalón como aireador (Comité Español de Grandes Presas, 1997)

3.2.10 Aireación local mediante un conducto aireador con entrada desde el exterior

La capa límite turbulenta es la causa de la fuerte erosión producida por las grandes velocidades, aún en una superficie lisa y no convexa. Esa capa límite puede crearse mediante obstáculos que separen la lámina, o disponiendo una superficie francamente rugosa, pero ello conlleva la producción de depresiones que hay que compensar con una adecuada aireación, sin la cual los efectos serían contraproducentes. Por otra parte, una capa límite turbulenta

emulsionada con aire refuerza el efecto suavizador de rodadura intermedia entre el revestimiento y las grandes velocidades del agua.

Un ligero escalón o deflector cayendo hacia aguas abajo produce una ruptura vertical y una fuerte depresión, que exige una adecuada aireación. La propia succión crea la llamada de aire, por lo que basta disponer de un conducto alimentador como se muestra en la figura 3.21, con entrada desde el exterior, sin necesidad de inycción mecánica.

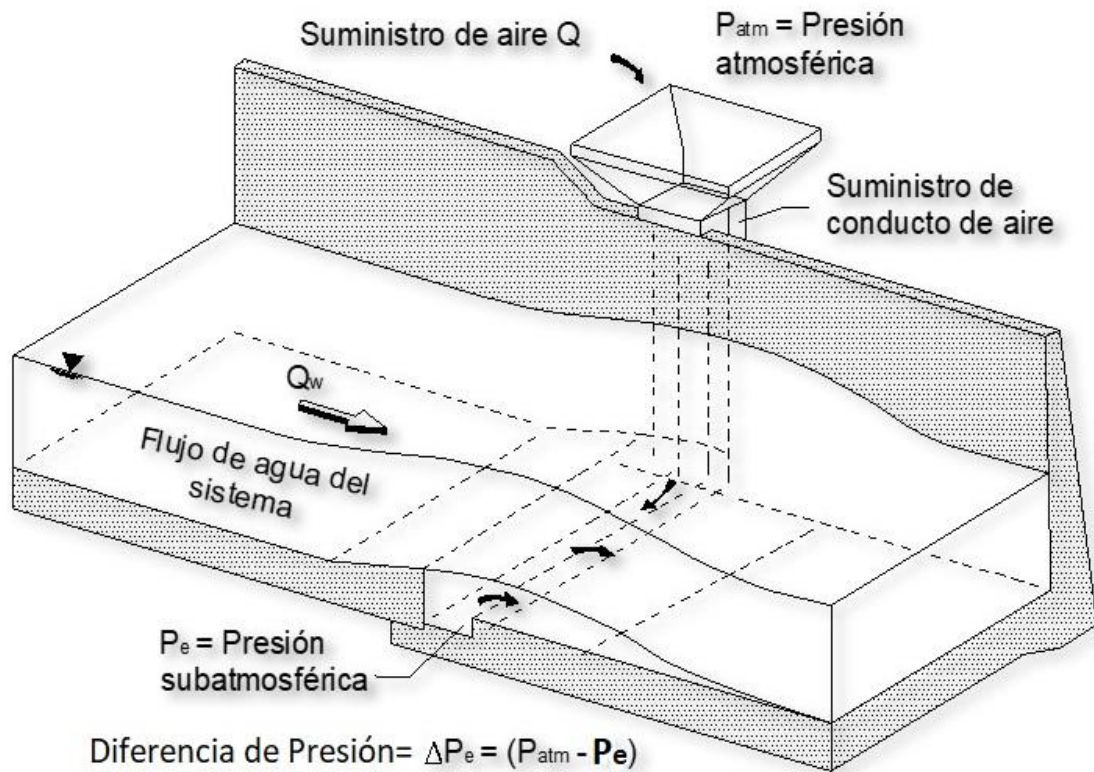


Figura 3.21. Conducto alimentador de aire (Ávalos Saucedo,2017)

3.2.11 Aireación mediante una rampa en la rápida del vertedor

La rampa debe diseñarse de forma que permita la aparición de una cavidad suficientemente grande, para así poder suministrar el aire necesario. Para ello se requiere elegir adecuadamente el ángulo, la altura y la longitud de este elemento, como se muestra en la figura 3.22.

La trayectoria de la lámina, en la que además el ángulo y la altura de la rampa influyen; otros factores a considerar son: el tirante, la velocidad, la turbulencia del flujo en la zona de aproximación y la presión reinante en la cavidad creada.

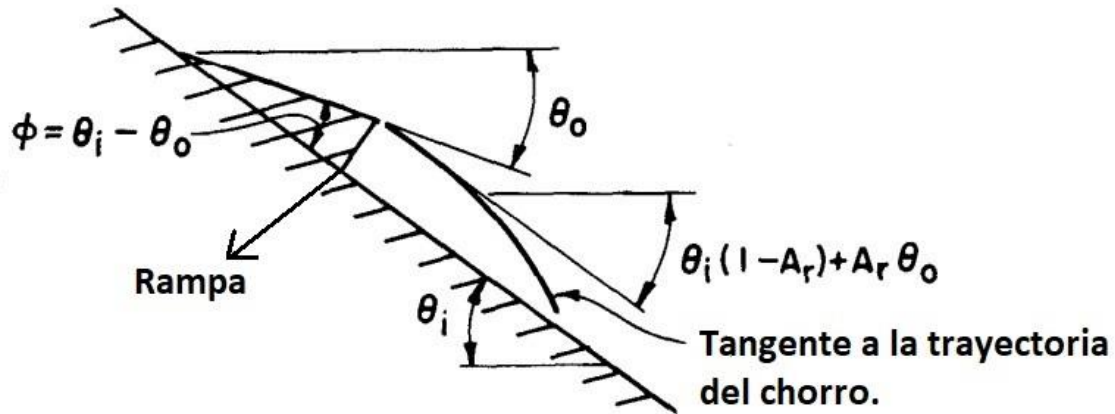


Figura 3.22. Rampa en la rápida de un vertedor, A_r es el coeficiente de trayectoria del chorro, θ_i es el ángulo entre la rápida y la horizontal y θ_o es el ángulo entre la rampa y la horizontal (Falvey, 1990)

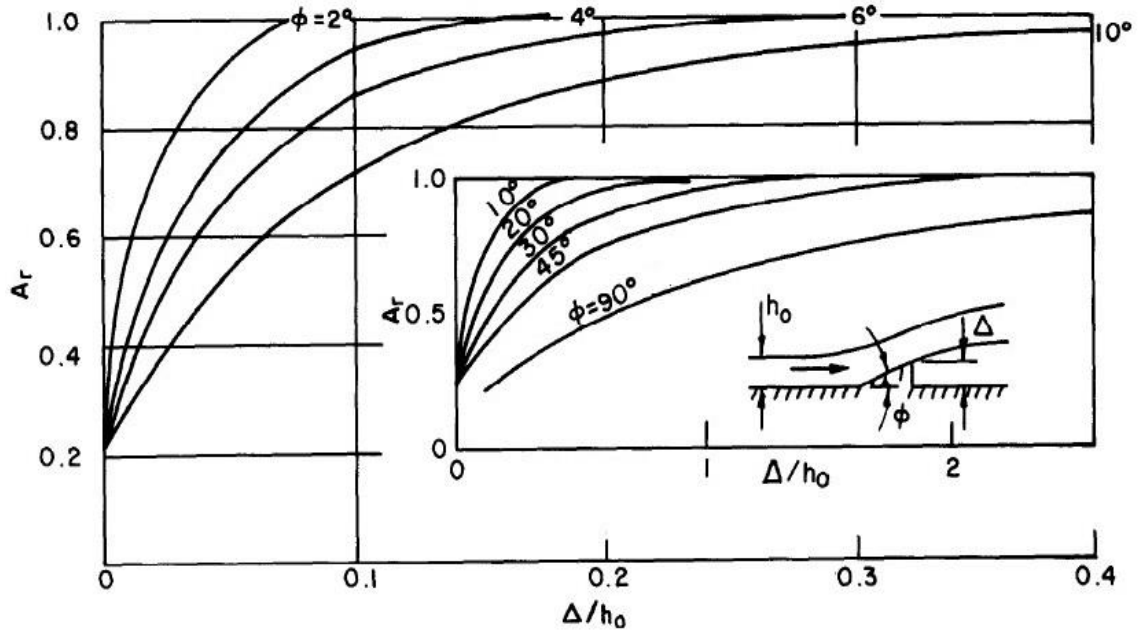


Figura 3.23. Coeficiente de trayectoria del chorro A_r (Falvey, 1990)

3.2.12 Aireación mediante una rampa y ranura en la rápida de un vertedor

El área de la sección transversal de la ranura debe ser tal que la velocidad del aire no exceda el valor máximo considerado para el diseño.

Una velocidad del aire de 30 m/s podría considerarse razonable, sin embargo, velocidades de hasta 100 m/s también pueden ser permitidas en algunos lugares con precauciones adecuadas. Las velocidades de más de 60 m/s crean ruido.

La geometría de la ranura de aire está influenciada por el tipo de estructura y debe ser autodrenante, como se ilustra en la figura 3.24. Si la ranura no funciona correctamente y se llena de agua, se convierte en una posible fuente de daño para la obra hidráulica. Para evitar algún fenómeno aguas arriba de la ranura, se debe diseñar una rampa, teniendo en cuenta la longitud conveniente (L) y la altura (H) puede ser encontrada con la ecuación 3.14:

$$H = \frac{(S_0 - \text{Tan}\phi)L}{\sqrt{1 + S_0^2}} + \frac{gL^2}{2V^2 \text{Cos}^2\phi \sqrt{1 + S_0^2}} \quad (3.14)$$

donde:

S_0 : Pendiente aguas abajo del vertedor

L: Longitud de la rampa, en m.

V: Velocidad del flujo, en m/s.

ϕ : Ángulo vertical entre la rampa y la horizontal.

g: Aceleración de la gravedad.

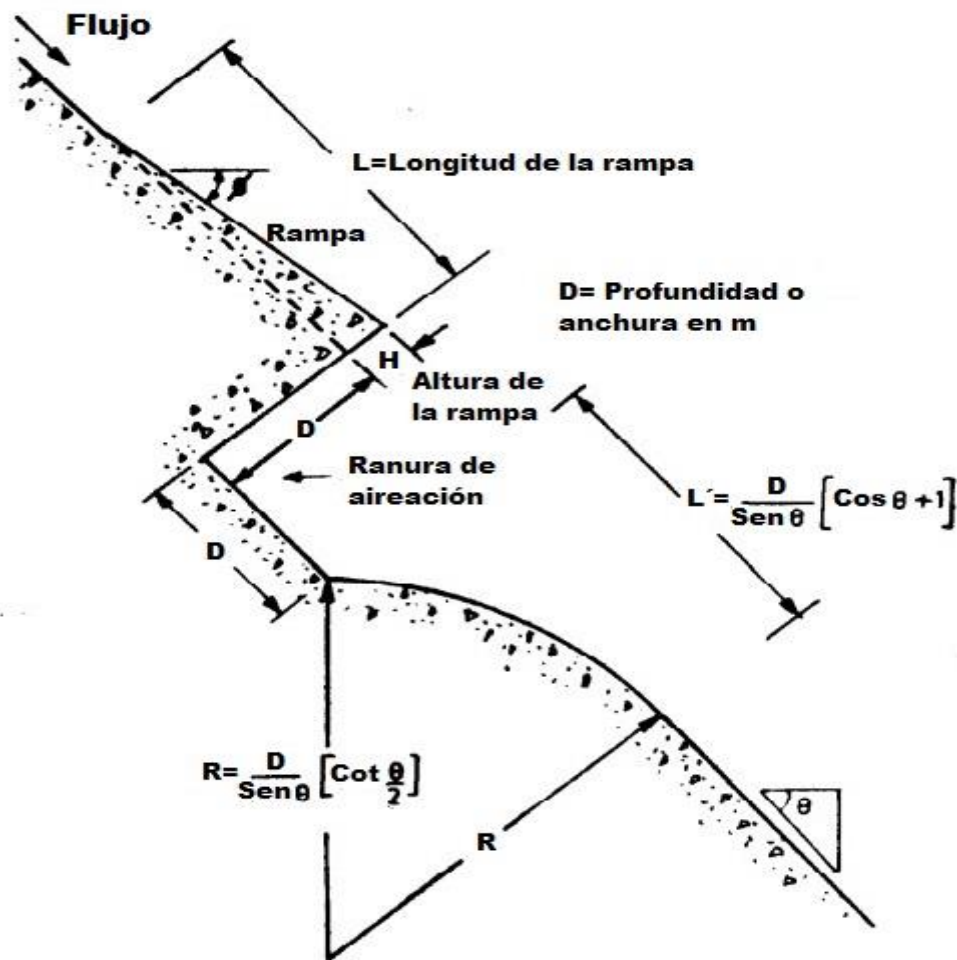


Figura 3.24. Sección típica de la ranura de aireación (Indian Standard, 1989)

3.2.13 Aireación mediante una ranura en la rápida y ranura en la pared lateral de un vertedor

Su función es permitir el ingreso de aire a través de todo el ancho del aireador, como se observa en las figuras 3.25 y 3.26. La ventaja de este dispositivo es su fácil operación. La desventaja de la ranura es cuando trabaja con caudales bajos, su sección se ahoga y presenta problemas con el drenaje, debido a la acumulación del agua.

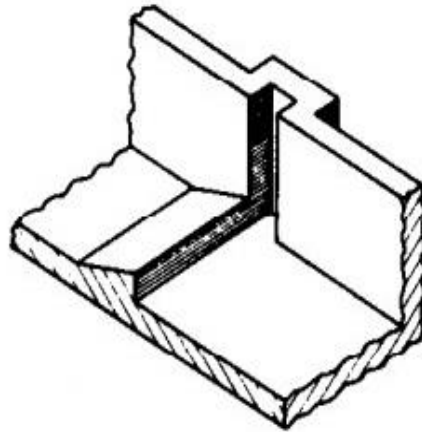


Figura 3.25. Ranura en la pared lateral de un vertedor (Falvey, 1990)

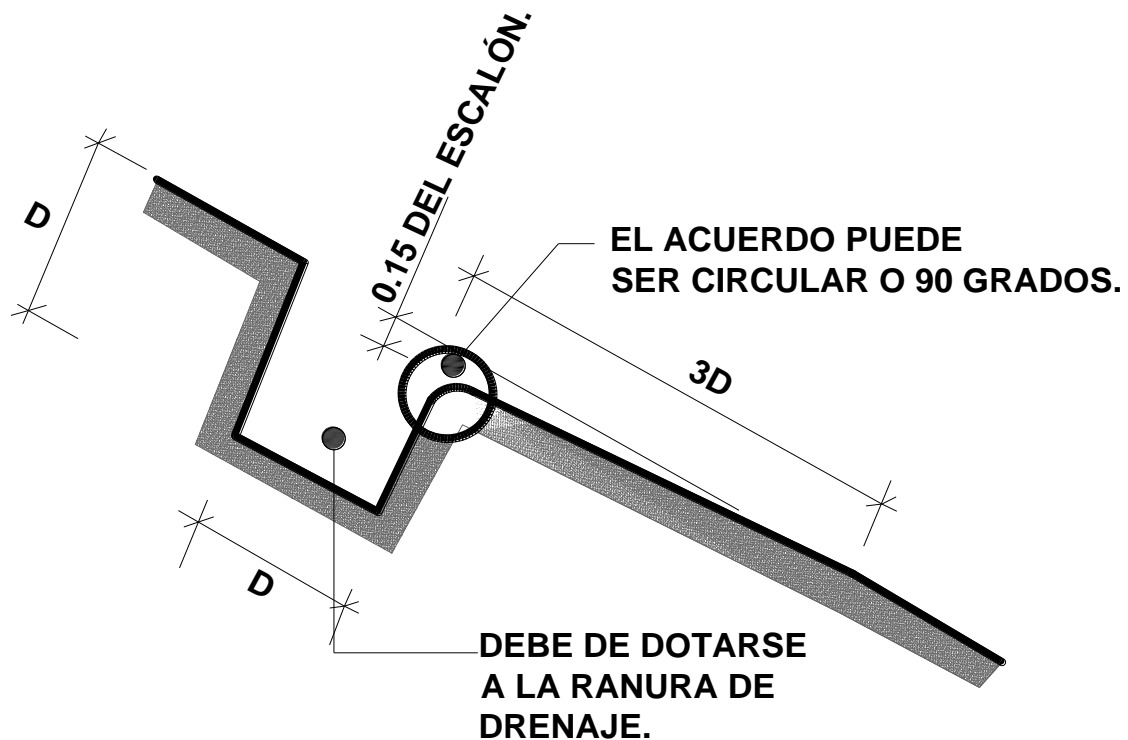


Figura 3.26. Ranura en la rápida de un vertedor (Comité Español de Grandes Presas, 1997)

3.2.14 Aireación mediante un ducto con orificios bajo la rampa

En los casos en los que se produzca un salto hidráulico que cubra la rampa o para rápidas anchas, se recomienda un ducto bajo la rampa con orificios o rejillas de ventilación que permita el ingreso de aire bajo el chorro, como se observa en la figura 3.27.

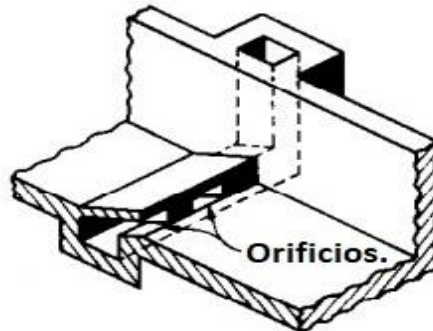


Figura 3.27. Ducto con orificios bajo la rampa (Falvey, 1990)

3.2.15 Aireación mediante un ducto aguas abajo de la rampa y conectado a una toma de aire

El ducto se instala bajo el nivel del fondo de la rápida, el mismo que se conecta a otro ducto implantado en la pared lateral para el contacto con la atmósfera, como se observa en la figura 3.28. Esta disposición es factible cuando el valor de la altura del deflector es muy pequeña, permitiendo el ingreso del flujo de aire necesario para la aireación del chorro. En este caso se debe incorporar un sistema de drenaje para evacuar el agua que ingrese al ducto.

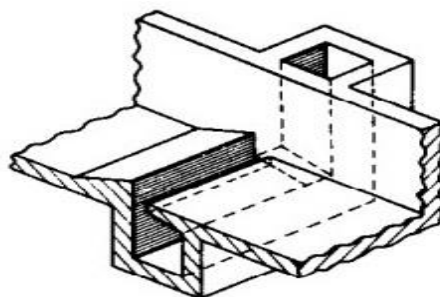


Figura 3.28. Ducto aguas abajo de la rampa (Falvey, 1990)

3.2.16 Pila en la cresta de un vertedor

Las investigaciones relacionadas con la aireación de flujos y el uso de aireadores en vertedores se han venido desarrollando desde hace varias décadas y existe mucha literatura disponible en este campo (Pinto et al. 1982; Chanson, 1988, 1989, 1990; Rutschmann y Hager, 1990; Hager, 1991). Además, varios

investigadores han estudiado los aireadores en modelo y prototipo durante las últimas cuatro décadas (Visser et al., 1982; Volkart y Chervet, 1983; Pan y Shao, 1984; Peng y Wood, 1984; Volkart y Rutschmann, 1984; Pinto, 1984). Hoy en día, los aireadores se utilizan ampliamente en vertedores de todo el mundo para evitar daños por cavitación. De la misma manera, más recientemente Calitz (2015) y Koen (2017) estudiaron la aireación artificial en vertedores escalonados utilizando varios diseños de pilas colocadas en la cresta del modelo de un vertedor. Encontraron que las pilas ayudan a disminuir considerablemente el riesgo de daños por cavitación, lo que permitía aumentar el gasto de descarga. Sin embargo, no existen estudios relacionados con la aireación en vertedores lisos con una pila ubicada en su cresta.

Es bien sabido que en un vertedor con una pila en su cresta se produce una onda estacionaria, también llamada “cola de gallo”, en el extremo aguas abajo de la pila se genera un flujo supercrítico que se expande desde cada lado de la pila formando perturbaciones u ondas de choque que viajan lateralmente a medida que avanzan hacia aguas abajo y finalmente llegan a las paredes laterales del canal (Reinauer y Hager, 1994; Khatsuria, 2005). Estos fenómenos se muestran en la figura 3.29. Las características hidráulicas y geométricas de las ondas estacionarias generadas por las pilas se han investigado desde el siglo pasado (Reinauer y Hager, 1994, 1994, 1997; Pagliara et al., 2011).

Sin embargo, no existen estudios sobre las ondas estacionarias y de choque con respecto a la aireación del fondo de vertedores lisos, para eliminar o minimizar el riesgo de daños por cavitación. En esta tesis se investiga el efecto combinado del proceso de aireación con una pila y un aireador en el modelo físico del vertedor de la presa de Huites. El propósito es analizar el comportamiento de la distribución de la concentración de aire a lo ancho y largo del piso del vertedor. Para comparar los resultados, se desarrollaron pruebas experimentales en el modelo físico sin pila, es decir, solo en presencia de aireador. El desarrollo de la investigación experimental se describe en el siguiente capítulo.



Figura 3.29. Onda estacionaria y de choque en la rápida del vertedor

Capítulo 4. Investigación experimental en el modelo del vertedor de la presa Huites

4.1 Vertedor de la presa Huites

La Presa Huites se encuentra ubicada en el río Fuerte en el noroeste de Sinaloa, México, es operada por la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Es una presa de arco-gravedad de concreto, con dimensiones de 162 m de altura y 426 m de largo, como se observa en la figura 4.1. El vertedor tiene la capacidad para desfogar $11225 \frac{m^3}{s}$, diseñado para un periodo de retorno (T_r) de 10000 años; la cresta del vertedor tiene un perfil ogee. En la actualidad cuenta con 2 vertedores paralelos, cada uno tiene una pila con terminación en cuña, cada vertedor está equipado con 3 aireadores que ayudan para prevenir la cavitación. En el extremo final de los vertedores se ubica un salto de esquí. En las figuras 4.1 y 4.2, se muestra la presa y los vertedores, y las características antes mencionadas del vertedor de la presa Huites.



Figura 4.1. Presa Huites, noroeste de Sinaloa, México (Carmona López, 2018)



Figura 4.2. Características hidráulicas y de aireación de los vertedores en la presa Huites

4.2 Modelo físico del vertedor de la presa Huites

El modelo del vertedor de la presa Huites, se encuentra ubicado en el laboratorio de hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM; la Comisión Federal de Electricidad encargó al Instituto que construyera el modelo del vertedor con el objetivo principal de realizar pruebas y analizar el comportamiento del aire a lo largo del vertedor y evaluar la funcionalidad de los aireadores, para proteger el piso del vertedor de la cavitación.

El modelo hidráulico se construyó con una escala geométrica de 1:21, para satisfacer los criterios mínimos de Reynolds y Weber, y para mitigar los efectos de escala.

El modelo del vertedor mide 4.13 m de altura y tiene una rápida de 11.8 m de longitud como se observa en la figura 4.3, y el ancho es de 1.71 m como se muestra en la figura 4.4. La entrada del vertedor está dividida por una pila hecha de madera de 0.22 m de ancho y 2.4 m de largo, con altura variable de 0.90 m a 2.50 m, como se ilustra en la figura 4.3.

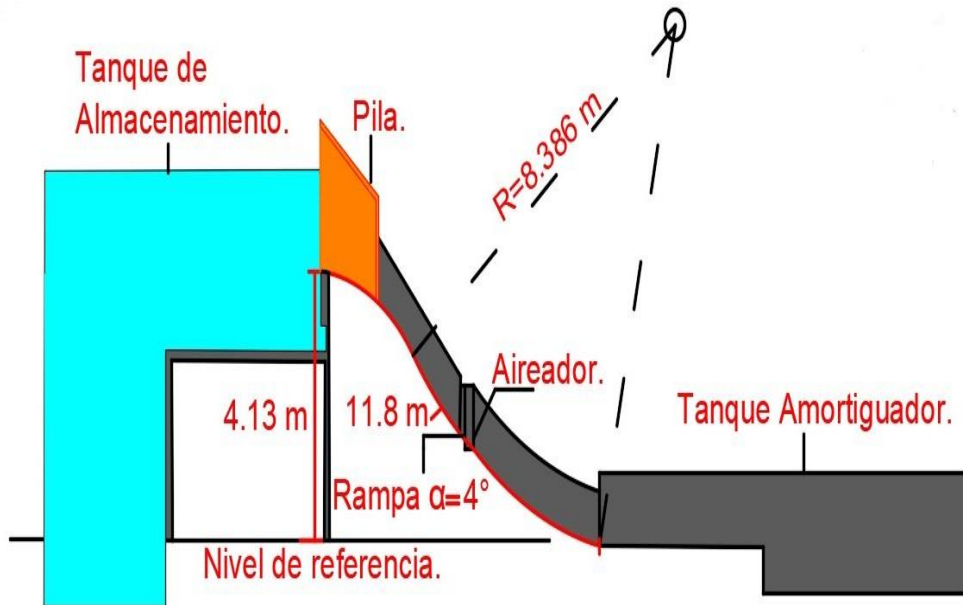


Figura 4.3. Corte longitudinal del modelo hidráulico del vertedor

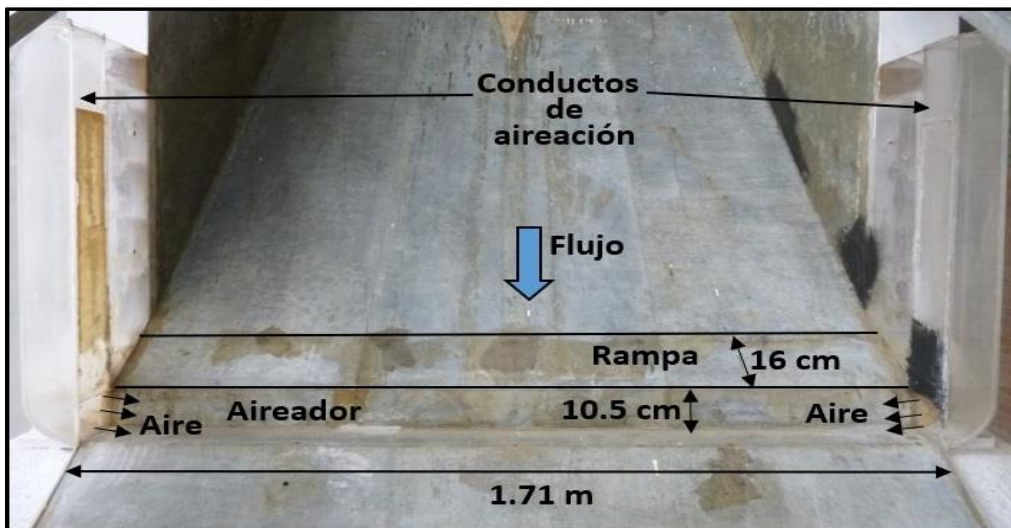


Figura 4.4. Ancho de la rápida del modelo hidráulico

4.2.1 Características del aireador en el modelo

El aireador se ubica a 4.7 m aguas abajo de la cresta, en el cambio de pendiente del vertedor de 39.16° a 33.29° , la altura de la rampa (t) es de 1.5 cm, el ángulo que forma la rampa con el fondo es de 4° , la altura del escalón (s) es de 9 cm, todas las características antes mencionadas se observan en la figura 4.5.

El aireador cuenta con 2 conductos de aireación hechos con acrílico, cada uno instalado en las paredes laterales del vertedor, sus dimensiones son de 11 x 10 cm, como se ilustra en la figura 4.6. La altura de las paredes laterales es de 1.20 m, como se puede observar en la figura 4.5.

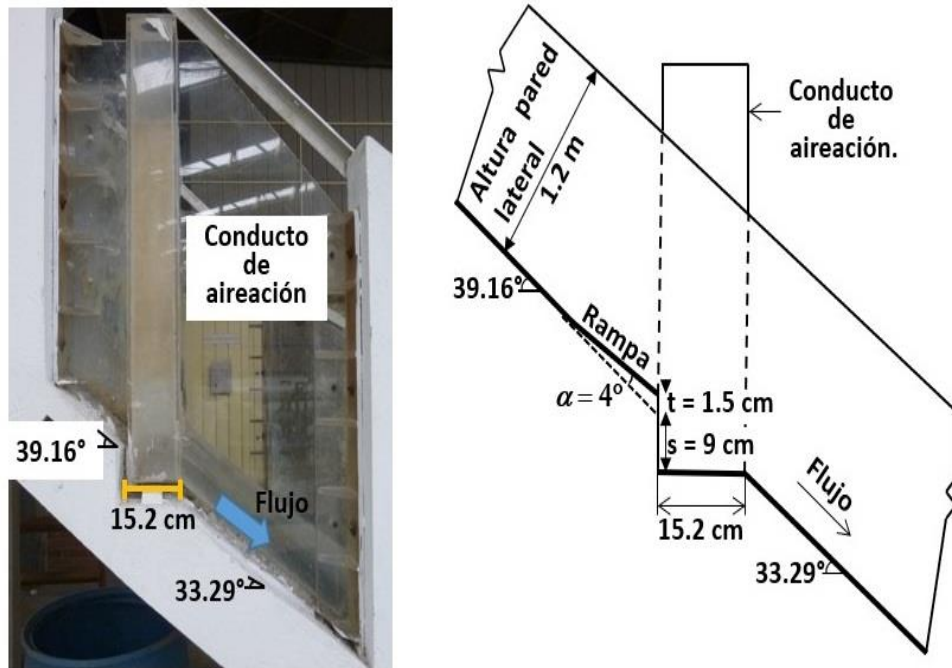


Figura 4.5. Ubicación de la aireación en el modelo del vertedor

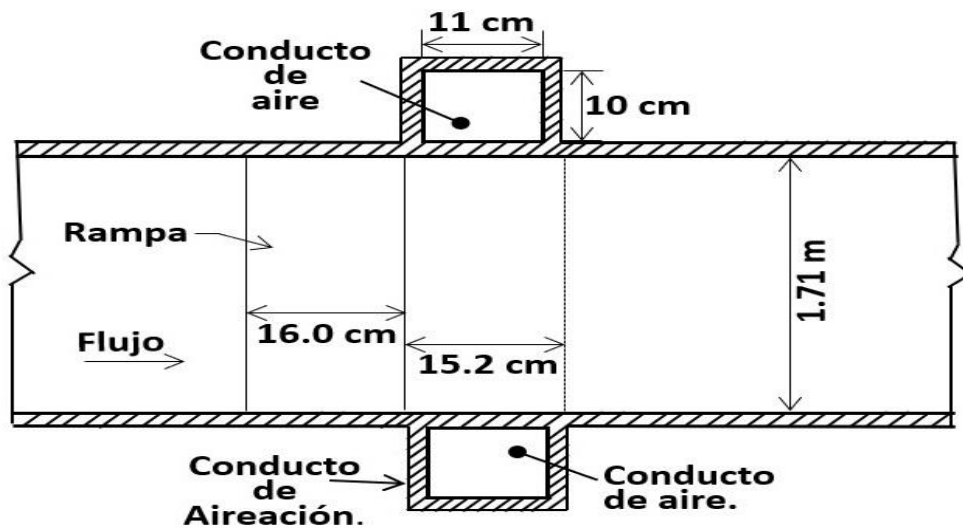


Figura 4.6. Dimensiones de los conductos de aireación en el modelo del vertedor

4.2.2 Equipo de bombeo y esquema general del modelo

Para hacer circular el flujo y realizar las simulaciones en el modelo del vertedor, se utilizan 2 bombas centrífugas de 200 hp, cada una de las tuberías de descarga de las bombas cuenta con una válvula de compuerta para poder controlar la descarga y así obtener los caudales requeridos en la investigación. En la figura 4.7, se observa el sistema de bombeo antes mencionado. En la figura 4.8, se muestra un esquema general del modelo del vertedor.



Figura 4.7. Sistema de bombeo del modelo del vertedor

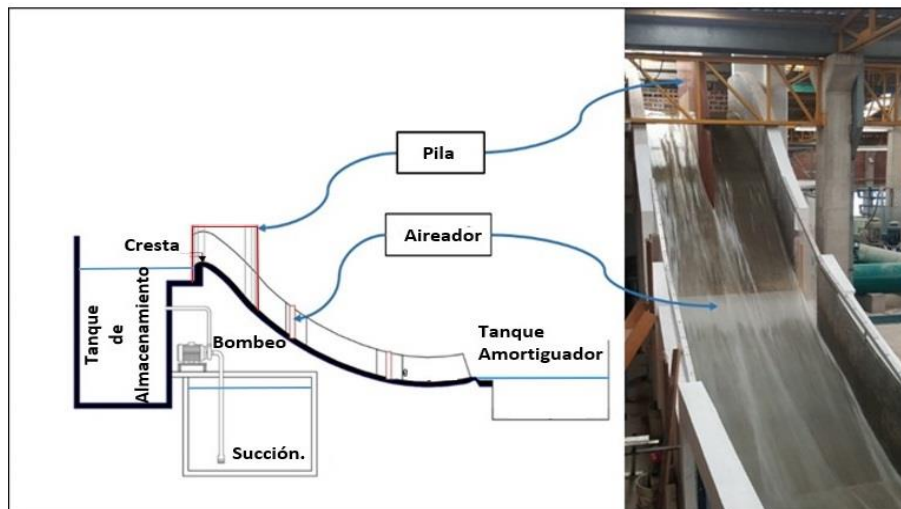


Figura 4.8. Esquema general del modelo del vertedor

4.3 Equipos de medición y programas de cómputo

Para hacer la medición de concentración de aire en el flujo se utilizó una sonda de conductividad de doble punta, una tarjeta de adquisición de datos y una computadora donde se registran las mediciones de conductividad de los flujos mediante el programa LabView y con el programa SIMULINK transformar el valor del voltaje registrado por la sonda. A continuación, se describe cada uno de los componentes antes mencionados.

4.3.1 Sonda de conductividad de doble punta

La sonda de conductividad de doble punta, construida en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el departamento de electrónica, está conformada por

2 puntas (sensores) con un diámetro de 0.8 mm cada una, protegidas con un recubrimiento de resina cristal en la punta y cuenta con el cable que conecta a los sensores por donde se transmite la información a la tarjeta de adquisición de datos.

La sonda se coloca en sentido opuesto a la dirección del flujo. Independientemente del medio que la rodea, ya sea agua o aire, o la mezcla de ambos flujos, las puntas registran niveles de voltaje los cuales son digitalizados. En la figura 4.9, se observan las partes antes mencionadas que componen la sonda de conductividad de doble punta.



Figura 4.9. Partes de la sonda de conductividad de doble punta

4.3.1.1 Calibración de la sonda de conductividad de doble punta

Personal del Instituto de Ingeniería de la UNAM, del departamento de electrónica, para verificar la precisión de la sonda realizó mediciones preliminares de la concentración de aire mediante un banco de pruebas. La colocación de la sonda y las mediciones se hicieron en un tubo de acrílico con 10 cm de diámetro interior y 2 m de longitud, se utilizó agua limpia, que se hizo circular por la tubería con la ayuda de una bomba centrífuga, con un compresor se le inyectó aire a la mezcla logrando un flujo de agua con pequeñas burbujas de aire.

Se hicieron 5 mediciones en el tubo de pared a pared en su sección transversal, para registrar las concentraciones de aire, con ello se determinó que la precisión de la sonda en la detección de concentraciones es aproximadamente del $\pm 5\%$.

4.3.2 Tarjeta de adquisición de datos

La tarjeta de adquisición de datos, construida en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el departamento de electrónica, cuenta con 2 entradas, una donde se conecta la sonda de conductividad de doble punta y la otra es un puerto que va hacia la computadora donde se registran los datos obtenidos en la medición; la parte electrónica de la tarjeta se encuentra protegida con una caja negra.

La tarjeta registra la señal de las dos puntas de la sonda de conductividad y se encarga de enviar la información a la computadora para su registro mediante el programa LabVIEW. En la figura 4.10, se observa la tarjeta de adquisición de datos.

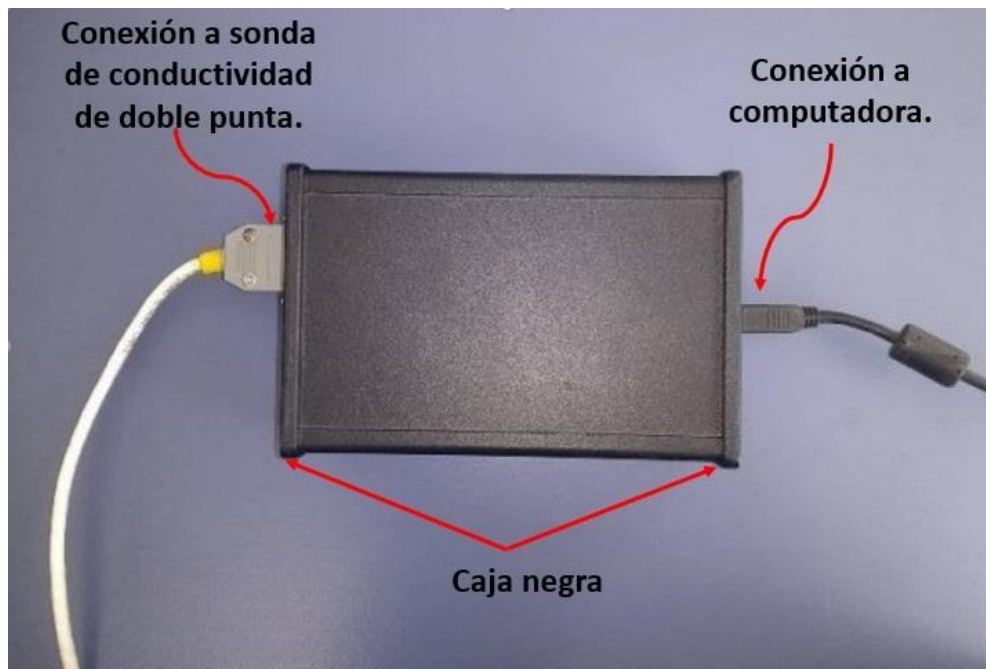


Figura 4.10. Tarjeta de adquisición de datos

4.3.3 Programa LabVIEW

El programa consiste en una interfaz, donde se le introducen los parámetros de muestreo (Hz), el tiempo en ventana (s) y mediante ello se tiene el número de muestras que recaba el programa.

En la interfaz se muestra una gráfica donde se muestran las 2 señales de cada una de las puntas, al presionar el botón guardar la información se transcribe en un archivo txt, que se llevara a otro programa llamado SIMULINK. A continuación, en la figura 4.11 se muestra la interfaz del programa LabVIEW.

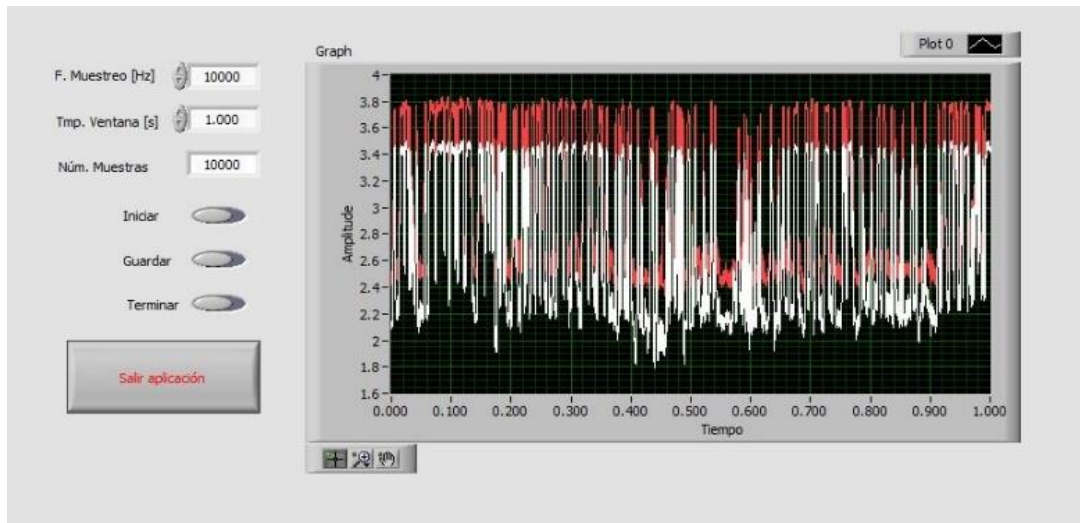


Figura 4.11. Interfaz del programa LabVIEW

4.3.4 Programa SIMULINK

Como se mencionó anteriormente, los datos de los espectros de frecuencia registrados por la sonda y guardados en archivos de txt, se proceden a analizar utilizando un código en el programa MATLAB, que a su vez hace uso de la herramienta SIMULINK.

SIMULINK es una aplicación que permite construir y simular modelos de sistemas físicos, mediante el diagrama de bloques de control. El comportamiento de dichos sistemas se define mediante funciones de transferencia, operaciones matemáticas, elementos de MATLAB y señales predefinidas de todo tipo. SIMULINK dispone de una serie de utilidades que facilitan la visualización, análisis y el guardar resultados de simulación. Además cabe mencionar su frecuente uso en la ingeniería de control.

El SIMULINK lo que hace es transformar el valor de voltaje registrado por la sonda en el correspondiente contenido de aire (en porcentaje), para lo cual se debe fijar un umbral inferior y otro superior, mediante esto el programa discrimina de la mezcla el contenido de agua y de aire. En la figura 4.12, se muestra el diagrama de flujo del procesamiento del cálculo con el programa SIMULINK.

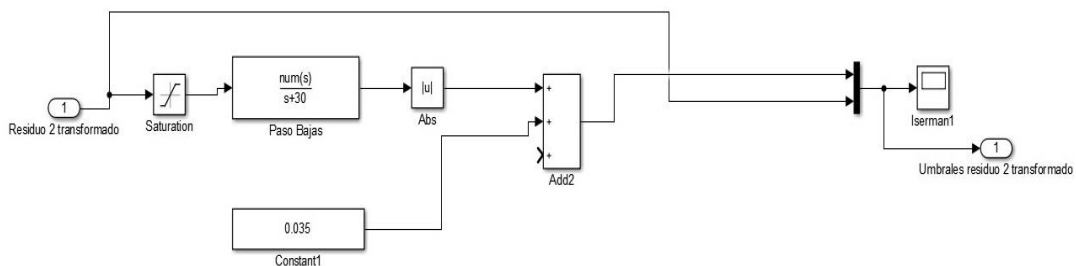


Figura 4.12. Diagrama de flujo del programa SIMULINK

4.4 Investigación experimental

La experimentación es de los procesos más importantes para poder obtener datos fidedignos y así llegar a resultados que ayuden con la solución de un problema determinado, a continuación, se detalla el proceso llevado a cabo durante los experimentos.

4.4.1 Caudales

Para poder bombear los caudales utilizados en la investigación, que son de 500, 1000 y 1500 l/s, se hizo con la ayuda de las dos válvulas de compuerta que integran el sistema de bombeo descrito en el inciso 4.2.2, se regularon de acuerdo a un tablero provisto de un piezómetro, el cual fue graduado en función del caudal con el que opera el modelo. La escala del caudal se elaboró a partir de la curva gasto-elevación del modelo.

4.4.2 Efectos de escala en el modelo

Durante el diseño de un modelo físico, se deben verificar las leyes de similitud entre prototipo y modelo, es decir se deben cumplir ciertos criterios para representar de manera correcta las fuerzas que intervienen en el modelo.

Los modelos de vertedores se han utilizado para simular e investigar flujos aireados durante varias décadas. El modelado físico es una herramienta madura y probada, y sus resultados se pueden utilizar con confianza.

Durante el modelado de flujos agua-aire a superficie libre, la ley de Froude se usa generalmente, sin embargo, el modelado de flujos bifásicos de alta velocidad utilizando sólo la relación de fuerzas inerciales y gravitacionales, así como la similitud geométrica entre modelo y prototipo es imposible, ya que el transporte de aire en los modelos se ve afectado por los efectos de escala debido a que se sobreestima la tensión superficial expresada con el número de Weber (We), mientras que la turbulencia del flujo interno representada por el número de Reynolds (Re) se subestima (Ervine y Falvey, 1987; Chanson, 2009; Pfister y Hager, 2014).

De la misma manera, es posible una reproducción adecuada del transporte de aire en modelos físicos, si se respetan las limitaciones en términos de We y Re (Pfister y Chason, 2012). Pfister y Hager (2010) concluyeron que para lograr mediciones confiables de concentraciones de aire para flujos aire-agua con alta velocidad utilizando la similitud de Froude, los valores mínimos de $Re = 1 \times 10^5$ y $We = 110$ deben respetarse en el modelo.

Con los gastos que en prototipo son 1010, 2020 y 3030 m³/s, y en modelo 500, 1000 y 1500 l/s, se obtienen los números de Froude $Fr = v_o/(gh_o)^{0.5}$, de Reynolds $Rr = (v_o h_o)/\nu$ y de Weber $We = v_o/(\sigma/\rho h_o)^{0.5}$ del modelo; donde h_o es el tirante, que se midió a 2.4 m aguas abajo de la cresta del vertedor; v_o es la velocidad del flujo en la misma sección; la densidad del agua es $\rho = 1000 \frac{kg}{m^3}$, la tensión superficial es $\sigma = 0.07249 \frac{N}{m}$ y la viscosidad cinemática es $\nu = 1.0 \times 10^{-6} \frac{m^2}{s}$, con ello se obtienen los resultados que se presentan en la tabla 4.1.

Caudal (l/s)	h_o (m)	v_o (m/s)	Fr	Re	We
500	0.042	6.96	10.84	2.92×10^5	167.55
1000	0.086	6.80	7.41	5.85×10^5	234.25
1500	0.128	6.85	6.11	8.77×10^5	287.88

Tabla 4.1. Condiciones hidráulicas y números adimensionales

Los resultados que se presentan en la tabla 4.1 indican, que se cumple con los criterios de escala recomendados por los autores antes mencionados, y por lo tanto los efectos de escala no son significativos.

4.4.3 Colocación de la sonda de conductividad de doble punta y toma de muestras

La obtención de muestras es en 40 puntos diferentes a lo largo y ancho en la rápida del vertedor, el interés principal está en la zona cercana al fondo, donde el daño por cavitación es preocupante, por eso las muestras se tomaron a una altura de 3 mm respecto al fondo del vertedor; las mediciones de concentración de aire se midieron en 8 secciones transversales diferentes (1 a 8), como se ilustra en la figura 4.13; en cada sección transversal, el contenido de aire se registró en 5 puntos equidistantes (A a E), ubicados entre sí a una distancia de 0.285 m, en la figura 4.14 se observan las dimensiones del área de estudio.

Para esta investigación se trabajó con un muestreo de 20000 Hertz, tiempo en ventana de 1 s y teniéndose por cada punta 20000 muestras, siendo un total de 40000 muestras por cada segundo. El tiempo de la toma de datos por cada punto es de 40 s.

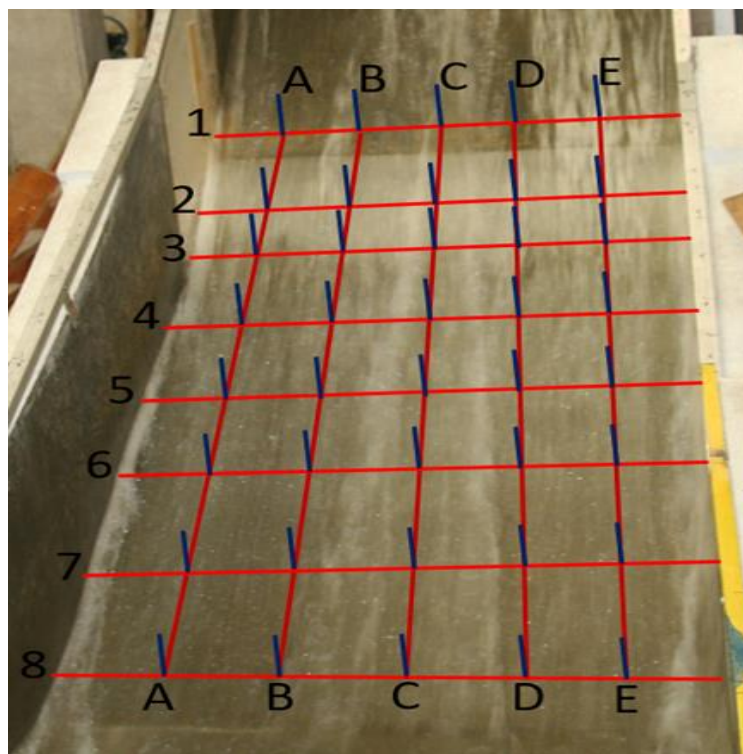


Figura 4.13. Secciones de medición

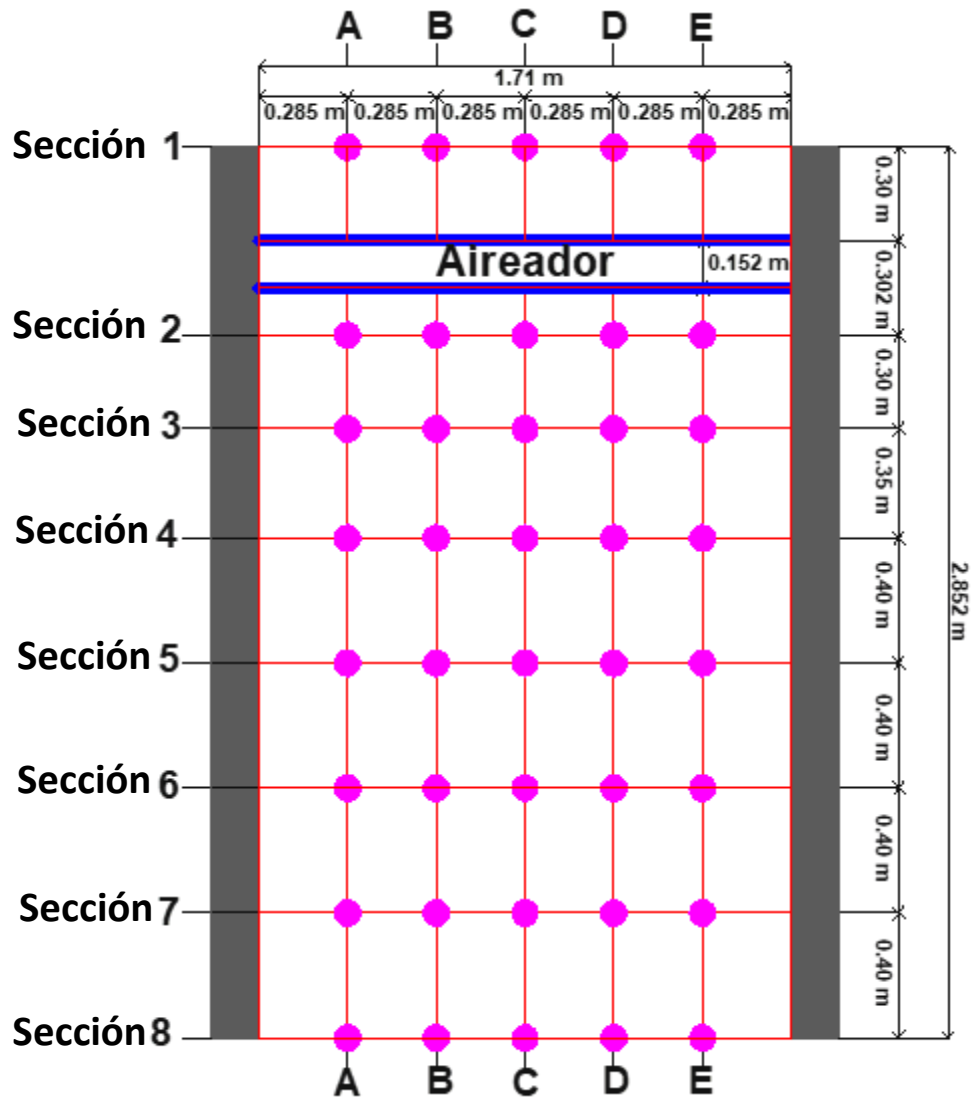


Figura 4.14. Dimensiones del área de estudio

4.4.4 Observaciones del comportamiento del flujo con pila y sin pila

En las figuras 4.15 y 4.16, se muestra una serie de fotografías que ilustran los patrones del flujo, para las dos configuraciones de la investigación: la que tiene una pila en la cresta del vertedor y la que no.

En la primera configuración (Figura 4.15), la onda estacionaria en su geometría se asemeja a una cola de gallo, el flujo se vuelve turbulento y de color lechoso donde termina la pila y hasta aguas abajo. El flujo se empieza a separar de forma simétrica desde el inicio de la longitud de la pila. Con el caudal de 500 l/s la onda de choque se mantienen en el centro de la rápida, y con los caudales de 1000 y 1500 l/s las ondas de choque genera un efecto curvo en el flujo se dirigen hacia las paredes laterales del vertedor. Conforme aumenta el caudal, la geometría de la onda estacionaria (cola de gallo) se vuelve más amplia, los vórtices longitudinales crecen y hace que tenga mayor turbulencia en el flujo y un choque constante en las paredes laterales de la rápida. Desde la entrada del vertedor hasta donde termina la pila, el flujo presenta pequeñas perturbaciones

en las proximidades de la base de la pila, por el aumento de la velocidad en esa zona y estrechamiento de las líneas de corriente.

En la segunda configuración (Figura 4.16), con los 3 caudales se ve que la turbulencia se genera hasta que el flujo pasa por el aireador, toma un color lechoso y las líneas de corriente aguas abajo tienen una forma simétrica en flujo spray, no se generan grandes perturbaciones, ni ondas estacionarias, no se producen impactos en los muros laterales de la rápida; aguas arriba del airado, el flujo se mantiene sin perturbaciones, es decir las líneas de corriente tienen un comportamiento simétrico de flujo uniforme.

En las 2 configuraciones y con los 3 caudales, el agua antes de entrar el vertedor se mantiene clara y sin perturbaciones.

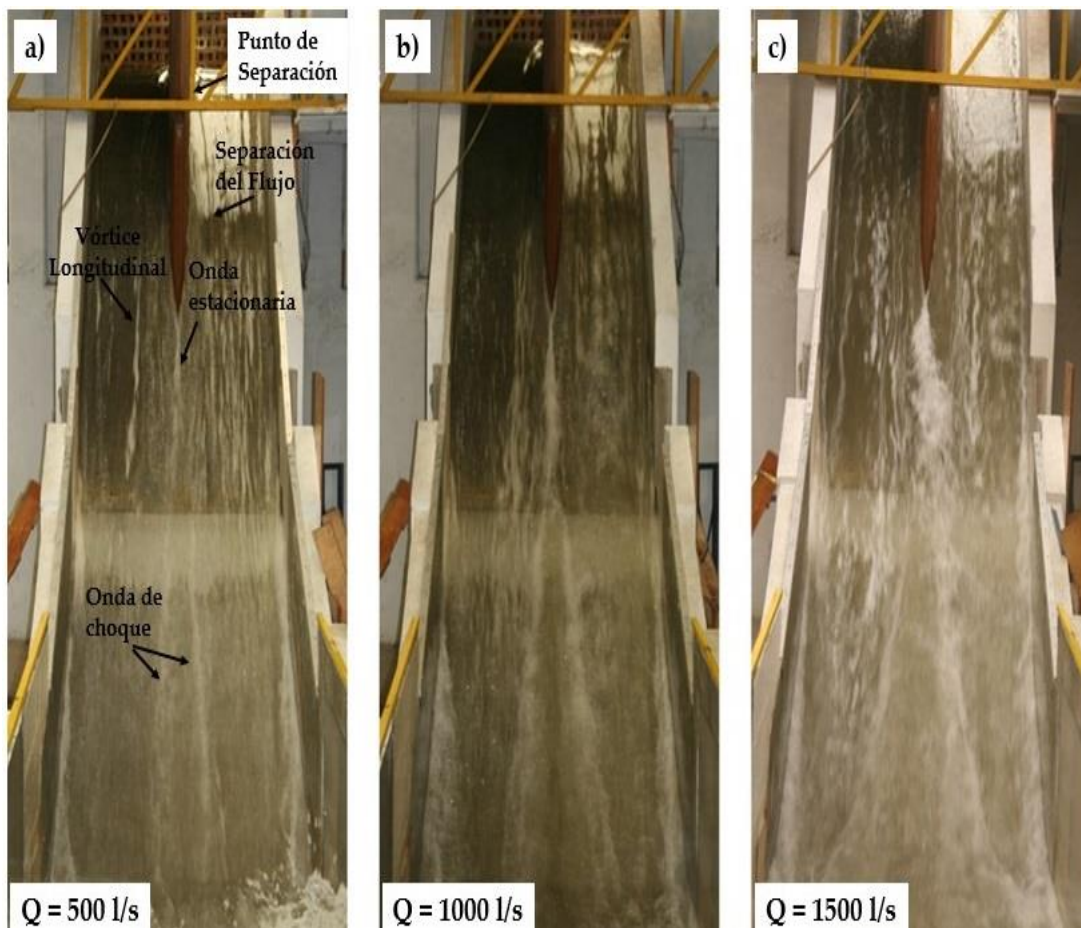


Figura 4.15. Configuración con pila

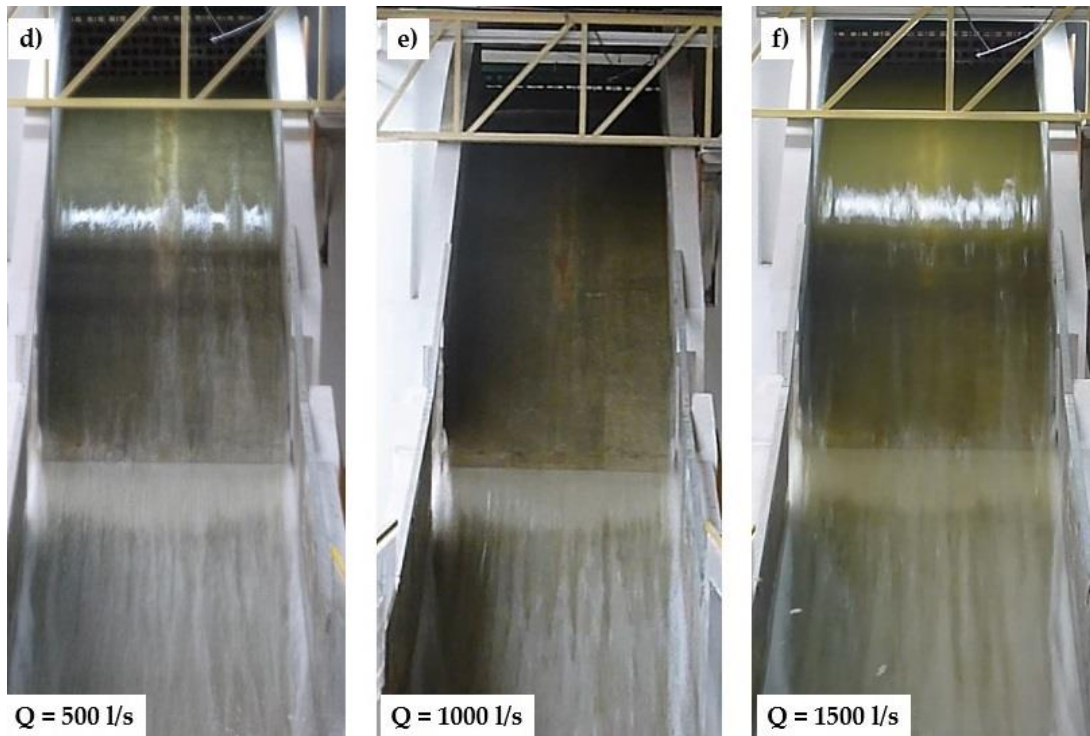


Figura 4.16. Configuración sin pila

4.5 Resultados

En esta sección se discuten, los resultados obtenidos durante la investigación.

En las gráficas de la figura 4.17 (con pila) y figura 4.18 (sin pila), se graficaron en el eje de las abscisas las distancias en que se dividió el ancho del vertedor (en metros) y en las ordenadas la concentración de aire (en porcentaje) que se midió en diferentes puntos del área de estudio.

Al hacer una comparación entre las gráficas, se puede observar que los resultados con pila presentan una mayor concentración de aire, esto se debe a que el flujo desde que sale de la cresta del vertedor tiene interacción con la pila, y se genera una mayor turbulencia y a su vez una aireación temprana, debido al aire que introducen tanto la onda estacionaria como los vórtices longitudinales. Se confirma la aireación temprana del flujo, porque en la sección 1 que se encuentra a 0.30 m aguas arriba del aireador, en la configuración con pila, en todos sus puntos equidistantes (A a E) sus valores de concentración de aire son superiores a los obtenidos en la configuración sin pila.

En las secciones aguas abajo de la pila se tiene mayor concentración de aire respecto a la configuración sin pila, porque se generan las ondas de choque, que producen el aumento de la turbulencia y de la aireación.

La mayor concentración de aire en las 2 configuraciones se tiene en la sección 2, que es la más cercana al aireador, esto se debe a la gran cantidad de aire que ingresa al flujo a través del aireador y la parte inferior chorro en la zona de la cavidad. Las concentraciones de aire en la sección antes mencionada se tienen como un mínimo de 49.42% y se llega a un máximo de aireación del 99.95%.

En las 2 configuraciones, respecto a la distancia, hacia aguas abajo del aireador las concentraciones de aire van disminuyendo, esto se debe a que gran parte de las burbujas de aire son expulsadas a través de la superficie libre del flujo.

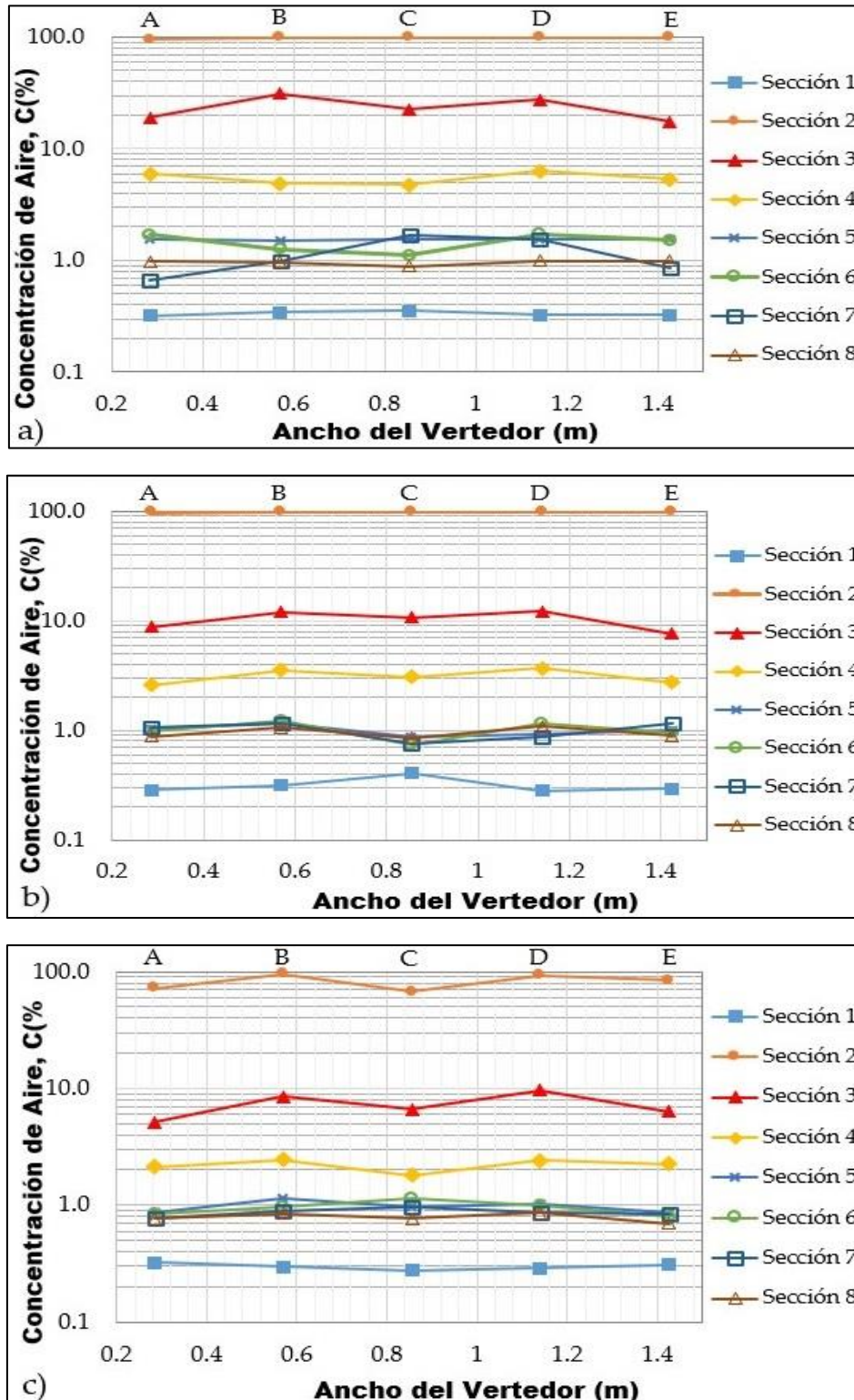


Figura 4.17. Concentración de aire, configuración con pila; a) caudal 500 l/s, b) caudal 1000 l/s y c) caudal 1500 l/s

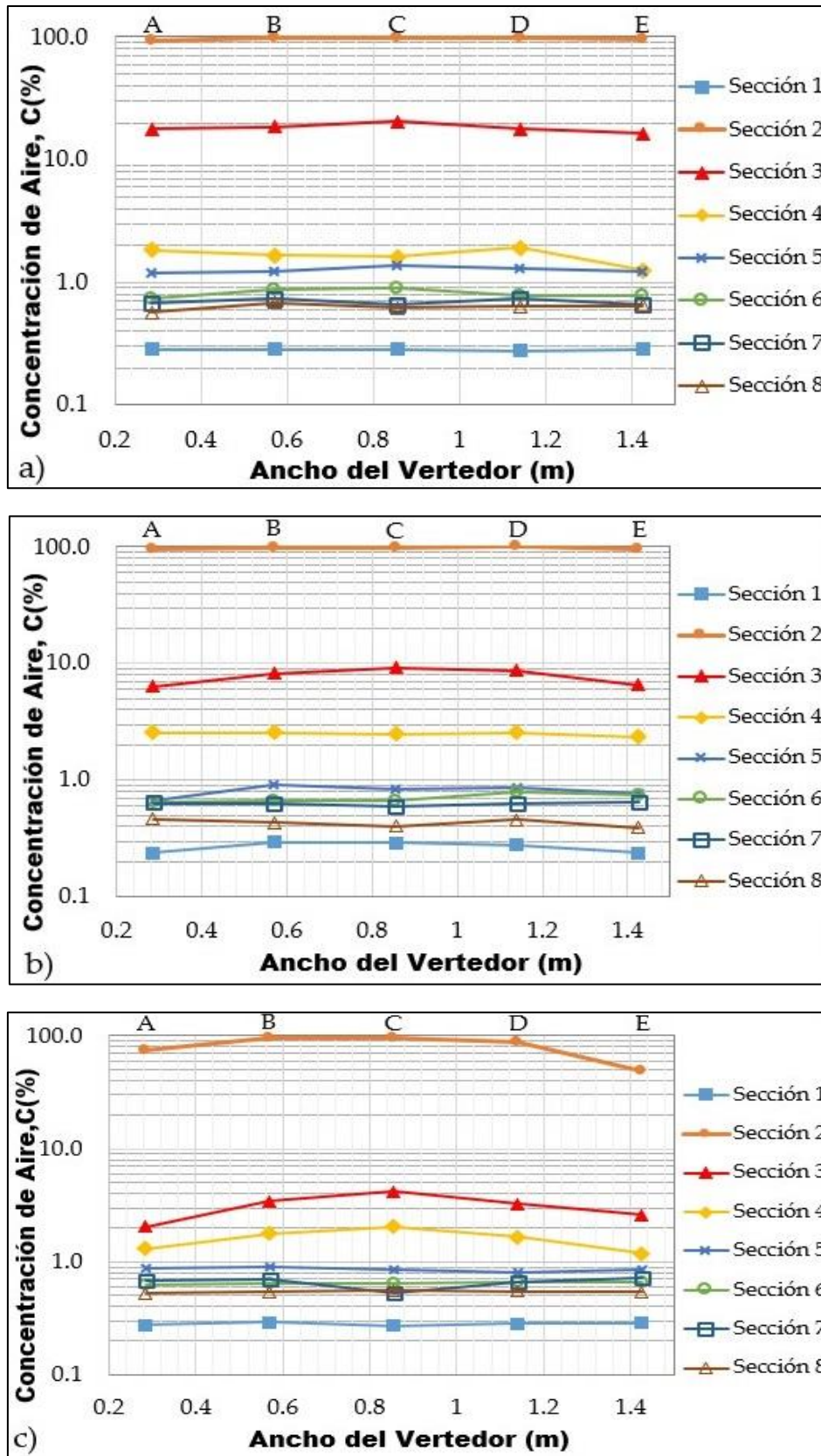


Figura 4.18. Concentración de aire, configuración sin pila; a) caudal 500 l/s, b) caudal 1000 l/s y c) caudal 1500 l/s

Las figuras 4.19 a 4.21 muestran el comportamiento de la concentración de aire en el fondo del vertedor a lo largo del mismo, para los tres caudales utilizados y las dos configuraciones estudiadas. Los valores de concentración de aire en el piso del vertedor se obtuvieron promediando los datos registrados a lo ancho del canal en los cinco puntos equidistantes (A a E).

Las gráficas indican que la concentración de aire en el fondo varió de manera continua a lo largo de la longitud del vertedor. Aunque la distribución de la concentración de aire sigue una tendencia similar, los datos obtenidos durante las pruebas en la configuración con pila muestran una mayor aireación, en comparación con los resultados obtenidos en la configuración sin pila, esto es más evidente en las secciones de medición aguas abajo del aireador para todos los caudales. Además, se puede ver que a medida que el caudal y el tirante aumentan, un porcentaje menor de aire llega al piso del vertedor.

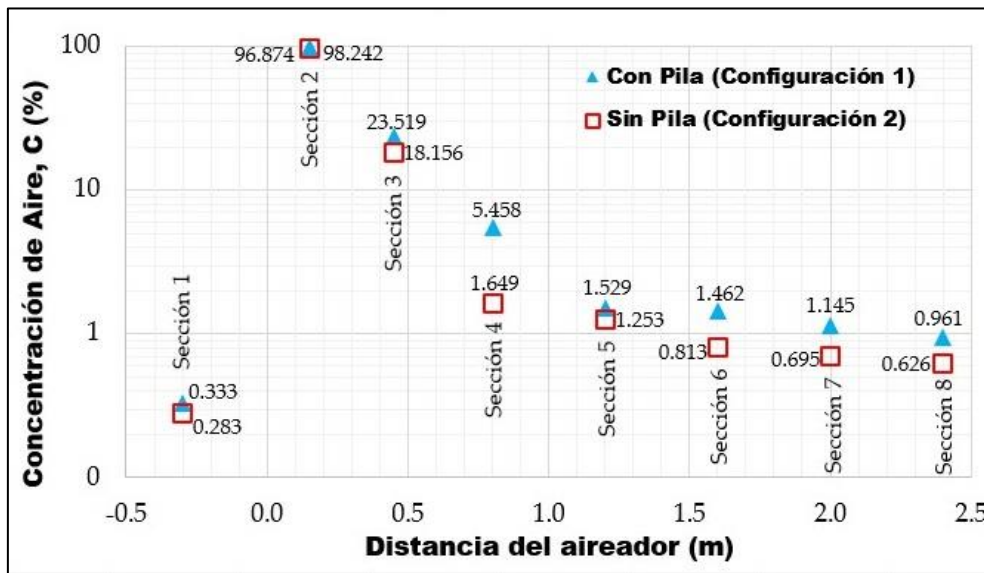


Figura 4.19. Concentración de aire media, $Q = 500$ l/s

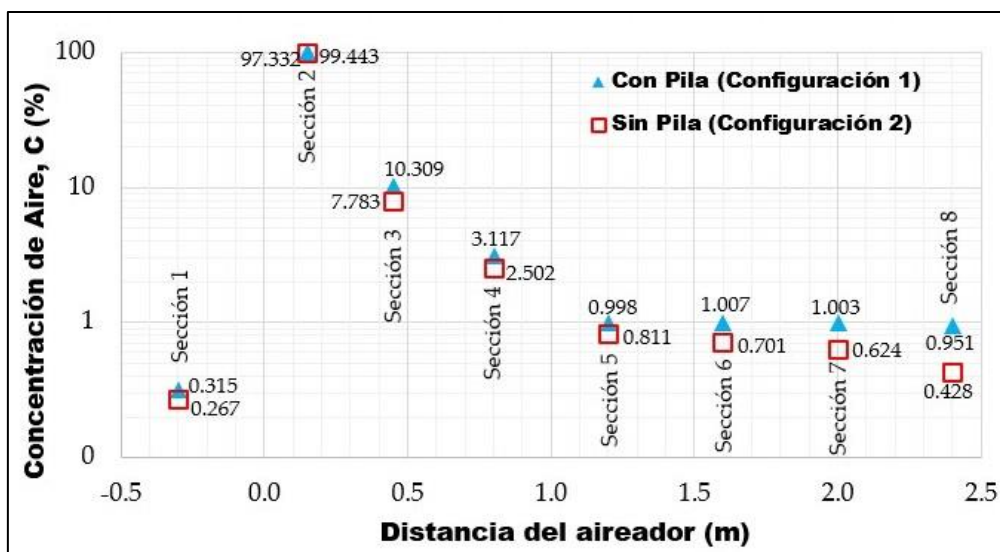


Figura 4.20. Concentración de aire media, $Q = 1000$ l/s

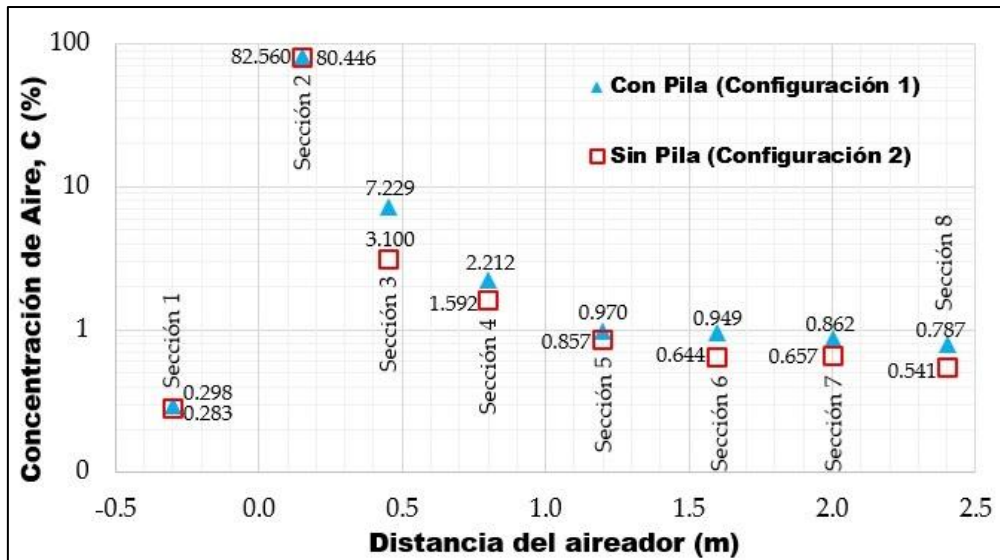


Figura 4.21. Concentración de aire media, $Q = 1500$ l/s

Las figuras 4.22 a 4.24 muestran la concentración de aire en el fondo del vertedor en forma de isolíneas. Las transiciones entre los colores se pueden interpretar como líneas con el mismo valor de concentración de aire. La escala de color de las isolíneas indica un límite máximo y mínimo de concentración de aire, entre blanco (100% de aire) y negro (0,1% de aire). Las isolíneas se obtuvieron mediante la interpolación lineal de los valores de concentración del aire registrados 3 mm por encima del piso del vertedor a través del ancho de las siete secciones de medición aguas abajo del aireador.

Las gráficas muestran claramente áreas con mayor concentración de aire en la configuración con pila, en comparación con las concentraciones de la configuración sin pila. Del mismo modo, los resultados de las pruebas realizadas sin pila muestran una distribución uniforme de la concentración de aire en el fondo del vertedor a lo ancho y largo del canal. En el caso de las concentraciones de aire obtenidas en ambas configuraciones para el caudal de 500 l/s, se ilustra un comportamiento similar. Por otro lado, las gráficas para el caso con pila y los gastos de 1000 l/s y 1500 l/s, muestran que la concentración de aire a lo ancho del vertedor no fue uniforme, especialmente en las últimas 4 secciones.

Los resultados de la concentración de aire para la configuración con pila y el caudal de 500 l/s muestran una región que cubre desde la sección 5 a 8 con una concentración de aire en el piso del vertedor de aproximadamente el 2% (Figura 4.22 (b)), mientras que para la configuración sin pila se muestra que la concentración de aire disminuye con la distancia. (Figura 4.22 (a)).

Las concentraciones de aire para la configuración con pila para los gastos de 1000 l/s y 1500 l/s muestran regiones entre las secciones 5 y 8 con menos concentración de aire en el centro del fondo del canal que en sus lados (Figuras 4.23 (b) y 4.24 (b)). Se cree que este patrón de concentración de aire se produce debido a que las ondas de choque introducen aire desde la superficie, ya que

éstas se desplazan lateralmente durante su movimiento en la dirección hacia aguas abajo.

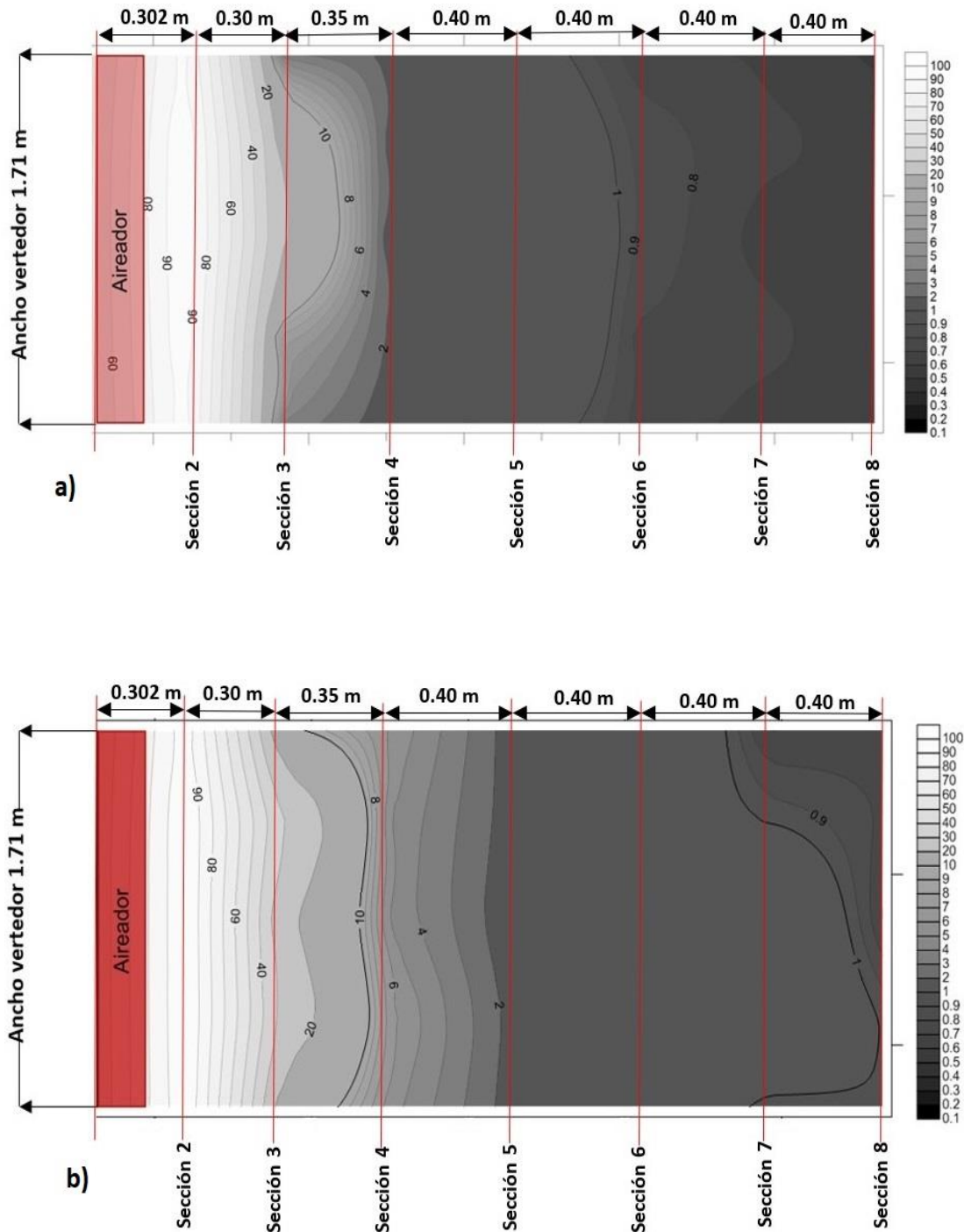


Figura 4.22. Isolneas de concentración de aire, caudal 500 l/s, a) Configuración sin pila, b) Configuración con pila

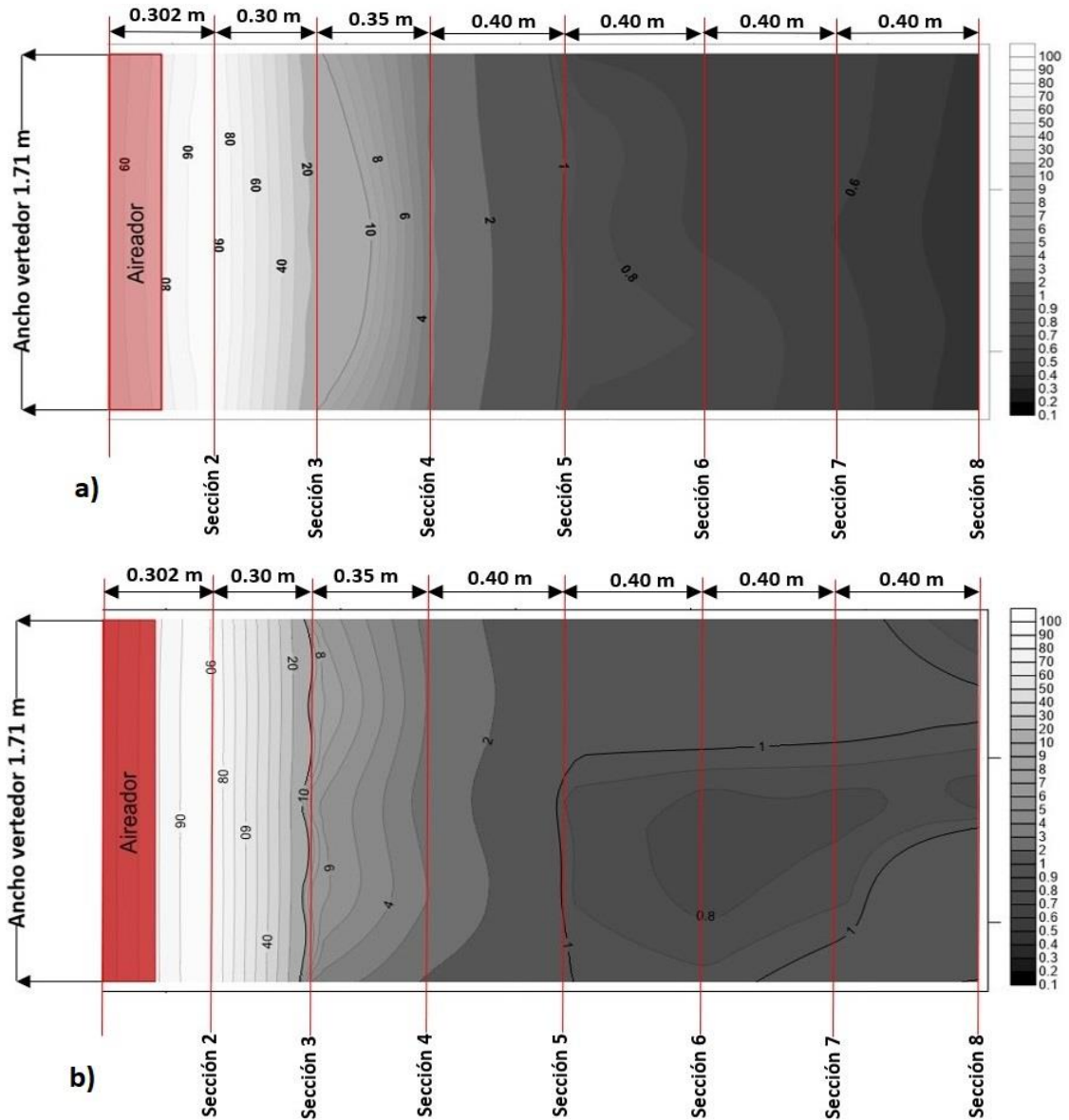
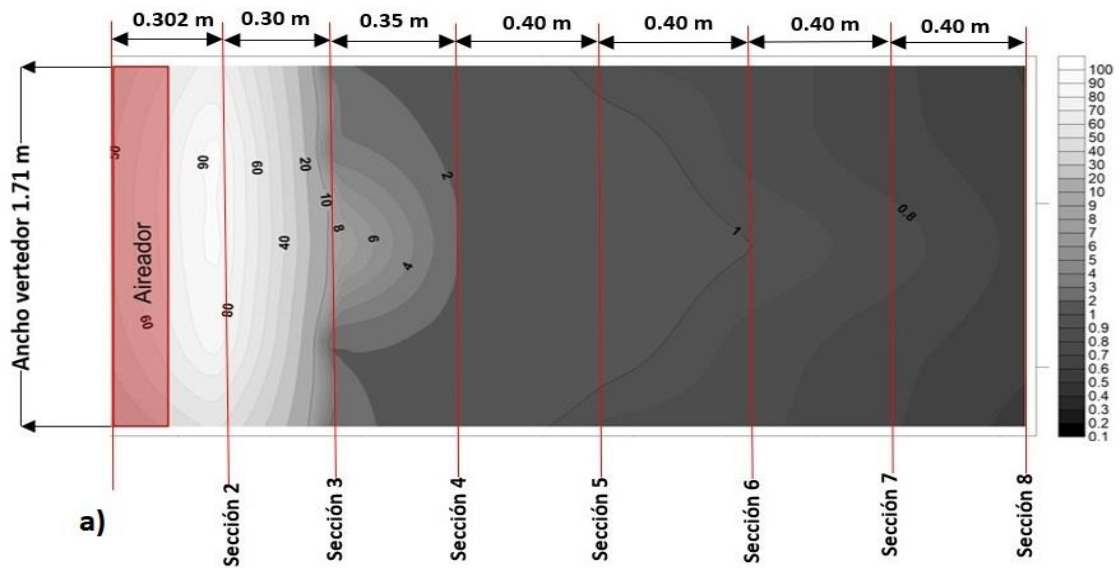


Figura 4.23. Isolíneas de concentración de aire, caudal 1000 l/s, a) Configuración sin pila, b) Configuración con pila



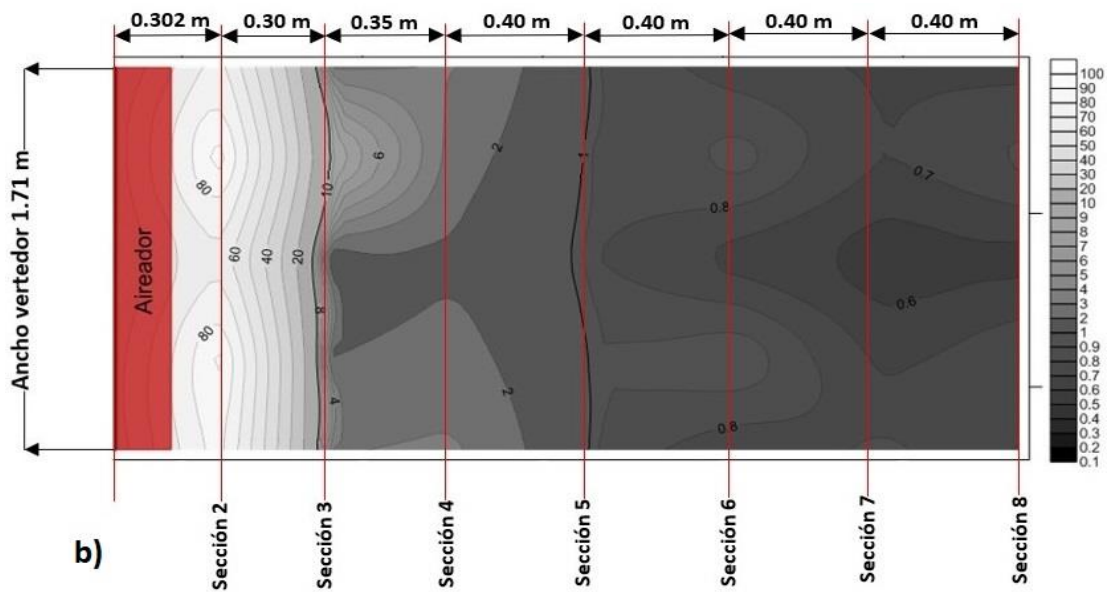


Figura 4.24. Isolíneas de concentración de aire, caudal de 1500 l/s, a) Configuración sin pila, b) Configuración con pila

A partir de los resultados anteriores, se puede observar que las concentraciones de aire aguas abajo del aireador, cuando no hay pila se pueden considerar suficientes para proteger la superficie del vertedor contra daños por cavitación. Debido a que las concentraciones de aire medidas durante la presente investigación están dentro del rango de la cantidad de aire necesaria para proteger el piso de un vertedor contra cavitación, propuesta con anterioridad por otros investigadores (Peterka, 1953; Rasmussen, 1956; Russell y Sheehan, 1974). Esto se refuerza aún más con la afirmación de Kramer (2004), quien corroboró que un pequeño porcentaje de aire distribuido como pequeñas burbujas en el fondo del vertedor es suficiente para proteger su superficie de concreto.

Por otro lado, de los resultados obtenidos con la configuración con pila, se puede ver que ésta generó un aumento de la concentración de aire en el fondo del vertedor en comparación con los resultados obtenidos con la configuración sin pila. Además, aunque la concentración de aire a lo ancho y largo del canal no es uniforme, tiene la capacidad de reducir aún más el riesgo de daños por cavitación e incrementar la seguridad del vertedor.

A partir de la presente investigación y los estudios presentados por Calitz (2015) y Koen (2017), se puede afirmar que las pilas en la cresta de un vertedor pueden ayudar a eliminar o reducir el riesgo de daños por cavitación en vertedores lisos y escalonados. Las pilas inducen la aireación artificial por la formación de vórtices longitudinales, ondas estacionarias y de choque que introducen un mayor porcentaje de aire hacia el fondo del vertedor.

Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones

Durante la investigación se utilizó un modelo físico de un vertedor con escala 1:21, que satisface los criterios de Froude, Reynolds y Weber, para estudiar el efecto combinado de una pila y un aireador en la aireación en el fondo de un vertedor liso. Para comparar los resultados, también se realizaron pruebas experimentales en el vertedor sin pila, es decir, sólo en presencia del aireador.

Los resultados muestran que la concentración de aire en el fondo del vertedor aumenta debido a la implementación de la pila en su cresta. De todas las pruebas realizadas en la configuración con pila, se puede observar que la onda estacionaria y los vórtices longitudinales generaron una aireación temprana en el flujo. Del mismo modo, los resultados con pila muestran que la distribución de la concentración de aire a lo largo y ancho del fondo del vertedor no es uniforme. Se cree que el aire arrastrado por las ondas de choque produce el patrón de no uniformidad aguas abajo del aireador, debido a que estas ondas introducen un mayor porcentaje de aire hacia los lados del vertedor que en su centro. Además, aunque la concentración de aire a lo largo del fondo del vertedor con pila no es uniforme, tiene la capacidad de reducir aún más el riesgo de daños por cavitación y mejorar la seguridad de la estructura. Por lo tanto, se puede afirmar que para este vertedor en particular, la pila tiene un efecto beneficioso para que una mayor cantidad de aire sea introducido hacia el fondo del canal, con el caudal de 500 l/s se tuvo un aumento en las concentraciones respecto a la configuración sin pila de 1.81%, en 1000 l/s de 0.75% y en 1500 l/s de 0.93%. Adicionalmente, en la configuración con pila, se encontró que la concentración de aire en el fondo permanece casi constante a lo ancho del vertedor en las secciones de medición más alejadas del aireador.

Durante esta investigación, se encontró que mediante la colocación de una pila en la cresta de un vertedor, la concentración de aire en el fondo podría aumentar a lo largo del canal, lo que ayudaría a eliminar o reducir el riesgo de daños por cavitación en los vertedores. A la inversa, las ondas estacionarias generadas por las pilas pueden ser perjudiciales si éstas sobrepasan las paredes del vertedor. Por lo tanto, para el diseño de un vertedor en particular, se recomienda desarrollar una investigación experimental detallada y rigurosa para analizar los efectos de las ondas estacionarias y de choque en presencia de pilas.

Referencias

- Arndt, A.R. "Cavitation in fluid machinery and hydraulic structures". University of Minnesota, USA, 2003.
- Arreguín, C.F. "Obras de excedencia". Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México, 2000.
- Arreguín, C.F., y Alcocer. Y.V. "Diseño Hidráulico de Vertedores". Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México, 2011.
- ASCE/USCOLD. "Lessons from Dam Incidents, USA". Committee on Failures and Accidents on Large Dams, New York, USA, 1975.
- Ávalos, S.V. "Análisis intrusivo y no intrusivo del flujo agua-aire". Tesis, UNAM, México, 2017.
- Burgi, P.H. "Operation of Glenn Canyon Dam Spillways". Proc.of the Conf. Water for Resource Development, Hyd. Div., ASCE, Coeur d'Alene, USA, 1984.
- Calitz, J. A. "Investigation of air concentration and pressures of a stepped spillway equipped with a crest pier". MSc Thesis, Stellenbosch University, Stellenbosch, South Africa, 2015.
- Carmona, L. Y. "Comparación del contenido de aire sobre la plantilla de la rápida de un vertedor en un modelo físico, con el criterio analítico de Kramer y el uso de una sonda de conductividad". Tesis, UNAM, México, 2018.
- Carrera, C.J. "Análisis del requerimiento de aireación forzada en rápidas y elaboración de una hoja de cálculo para el diseño de aireador seleccionado". Tesis, Escuela Politécnica Nacional de Quito, Ecuador, 2016.
- Chanson, H. "Study of Air Entrainment and Aeration Devices on Spillway Model". Report 88-8. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1988.
- Chanson, H. "Study of air entrainment and aeration devices". J. of Hyd. Res. 1989, 27, 301-319.
- Chanson, H. "Study of air demand on spillway aerator". Journal of Fluids Engineering 1990, 112, 343-350.
- Chanson, H. "Turbulent air-water flows in hydraulic structures: Dynamic similarity and scale effects". Environ. Fluid Mech. 2009, 9, 125-142.
- Comité Español de Grandes Presas. "Aliviaderos". Dirección General de Obras Hidráulicas, Madrid, España, 1988.
- Comité Español de Grandes Presas. "Aliviaderos y Desagües". Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, España, 1997, Guía No.5.

Echávez, A.G. “Erosión en concreto causada por flujo de alta velocidad”. Tesis, UNAM, México, 1969.

Echávez, A.G. “Cavitación en vertedores”. Instituto de Ingeniería de la UNAM, México, 1979, Series del Instituto de Ingeniería 415.

Ervine, D. A.; Falvey, H. T. “Behavior of turbulent water jets in the atmosphere and in plunge pools”. Proceedings of the Inst. Civ. Eng. 1987, 83, 295–314.

Falvey, H.T. “Air-Water flow in hydraulic structures”. Engineering monograph n°41, Water and Power Resources Service (U.S. Bureau of Reclamation), Denver, USA, 1980.

Falvey, H.T. “Predicting Cavitation in Tunnel Spillways”. Water Power y Dam Construction, 1982.

Falvey, H.T. “Cavitation in chutes and spillways”. United States Department of The Interior, Denver, Colorado, USA, 1990.

Gómez, A.A. “Simulación numérica del vertedor de emergencia de la C. H. Netzahualcóyotl validándola con el funcionamiento hidráulico del modelo físico”. Tesis, UNAM, México, 2016.

Gangadharaiyah, T. “Inception and entrainment in self-aerated flows”. ASCE, Journal of Hydraulic Division, 1970, Vol.96. HY7, pp. 1549-1565.

Hager W.H. “Uniform aerated chute flow”. J. of Hydraulic. Eng. 1991, 117, 528-533.

Hidalgo, X. “Bases y Criterios para el Dimensionamiento Hidráulico de Formas Especiales de Saltos en Esquí en Presas”. Escuela Politécnica Nacional de Quito, Ecuador, 2015.

Hopping, P.N.; Mass, G.R. “Cavitation Damage on the Karun Dam”. Concrete International, 1987, pp. 41-48.

Indian Standard. “Criteria for estimation of aeration demand for spillway and outlet structures”. New Delhi, India, 1989.

International Conference on Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures, Coventry. 1982. 239-252.

Kenn, M.J.; Garrod, M.D. “Cavitation damage and the Tarbela Tunnel collapse of 1974”. Part I. Proceedings of Institute of Civil Engineers, Imperial College of Science and Technology, United Kingdom, 1987, pp. 65-89.

Khatsuria, R. M. “Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators”. Marcel Dekker, New York, USA, 2005.

Killen, J.M.; Anderson, A.G. “A study of air entrained flow in open channels”. XIII Congreso IAHR, Kyoto, Japón, 1969, Vol.2, pp. 339-347.

Koen, J. "Artificial aeration on stepped spillways with piers and flares to mitigate cavitation damage". MSc Thesis, Stellenbosch University, Stellenbosch, South Africa, 2017.

Kramer, K. "Development of Aerated Chute Flow". Ph.D. Thesis, ETH Zurich, Switzerland, 2004.

Lowe, H.D. "Some Experiences with High Velocity Flow at Tarbela Dam Project". 13th Congress ICOLD, New Delhi, India, 1979.

Marchegiani, R.A. "Maquinas Hidráulicas". Universidad Nacional del Comahue, Argentina, 2006, Vol. 1(2).

Mefford, B.W.; Muller, B.C. "Cavitation Damage and Repair of Stampede Dam". Concrete International, 1987, pp. 41-48.

Molina, A. J. "Obras hidráulicas". Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México, 2011, pp.167-168.

Murillo, F. R. "Cortinas de presas". XXII Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco, Guerrero, México, 2012.

Novak, P. "Developments in hydraulic engineering". Elsevier ed. Applied Science Publishers L.T.D., New York, USA, 1984, Vol.2.

Pagliara, S.; Mahmoudi, M.S.; Roshni, T. "Rooster tail wave hydraulics of chutes". J. of Hydraulic. Eng. 2011, 137, 1085-1088.

Pan, S.; Shao, Y. "Scale effects in modelling air demand by a ramp slot". Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, 4.7: 1-4, H. Kobus, ed. Esslingen am Neckar. 1984.

Peng, T.T.; Wood, I.R. "Model studies of aerators on spillways". Research Report 84- 6, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch. 1984.

Peterka, A.J. "The Effect of Entrained Air on Cavitation Pitting". In Proceedings Minnesota International Hydraulic Convention. ASCE, 1953, 507-518.

Pfister, M.; Chanson, H. "Scale effects in physical hydraulic engineering models". Discussion. J. of Hyd. Res. 2012, 50, 244-246.

Pfister, M.; Hager, W. H. "Chute aerators. I: Air transport characteristics". J. of Hydraulic. Eng. 2010, 136, 352-359.

Pfister, M.; Hager, W. H. "History and significance of the Morton number in hydraulic engineering". J. of Hydraulic. Eng. 2014, 140, 02514001.

Pinto, N.L. "Model evaluation of aerators in shooting flow". Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures 4.2: 1-6, H. Kobus, ed. Esslingen am Neckar. 1984.

- Pinto, N.L. de S.; Neidert, S. H.; Ota, J.J. "Aeration at high velocity flows, Water Power and Dam Construction". February/March 1982.
- Rasmussen, R.E.H. "Some experiments on cavitation erosion in water mixed with air". Proc. 1st Int. Symposium on Cavitation in Hydrodynamics, National Physical Laboratory, London. 1956. 20: 1-25.
- Reinauer, R.; Hager, W.H. "Supercritical flow behind chute piers". J. of Hydraulic. Eng. 1994, 120, 1292-1308.
- Reinauer, R.; Hager, W.H. "Shockwave in air-water flows". Int. J. of Multiphase Flow 1996, 22, 1255-1263.
- Reinauer, R.; Hager, W.H. "Pier waves in sloping chutes". Int. J. of Hydropower Dams 1997, 4, 100-103.
- Rosales, Q.J. "Flujo aire-agua en vertederos". Tesis, UNAM, México, 2013.
- Russell, S.O.; Sheehan, G.J. "Effect of entrained air on cavitation damage". Can. J. of Civ. Eng. 1974, 1, 97-107.
- Rutschmann, P.; Hager, W.H. "Air entrainment by spillway aerators". J. of Hydraulic. Eng. 1990, 116, 765-781.
- Saldarriaga, V.J., y Navarrete. J.M. "Aireación de flujos de alta velocidad, una metodología alterna para el diseño de aireadores". Universidad de los Andes, Colombia, 1996.
- Sandoval, E.W. "Aliviaderos". Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE, Ecuador, 2018.
- Suárez, B.D. "Incidentes en las presas de Venezuela problemas, soluciones y lecciones". Tesis, Universidad Católica Andrés Bello, Venezuela, 1997.
- Téllez, Q.C. "Nociones de estabilidad de cortinas". Tesis, UNAM, México, 2010.
- Vischer, D.L.; Volkart, P.; Siegenthaler, A. "Hydraulic modelling of air slots in open chute spillways".
- Volkart, P.; Chervet, A. "Air slots for flow aeration". Mitteilung 66. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich. 1983.
- Volkart, P.; Rutschmann, P. "Air entrainment devices (air slots)". Mitteilung 72, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich. 1984.
- Wood, I.R. "Air entrainment in free-surface flows". Design Manual n°4, IAHR, A.A. Balkema. Published. Rotterdam, Netherlands, 1991. Cap.3.- Free surface air entrainment on spillways, pp. 55-84.