

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**Análisis del comportamiento hidráulico de estructuras de vertedero por
medio de implementación de compuertas de control**

Trabajo Final de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

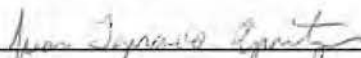
Juan Ignacio Apéstegui Murillo

Director de Trabajo Final de Graduación

Ing. Gravin Mayorga Jiménez, MSc

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Estudiante



Juan Ignacio Apéstegui Murillo

Integrantes del Comité Asesor



Ing. Gravin Mayorga Jiménez, MSc

Director del Trabajo Final de Graduación



Ing. Antonio Sánchez Fernández

Asesor del Trabajo Final de Graduación



Ing. Rafael Murillo Muñoz, PhD

Asesor del Trabajo Final de Graduación

Derechos de autor

Fecha: 2016, Mayo, 10

Juan Ignacio Apéstegui Murillo, cédula 1-1460-0368, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné A90412, manifiesta que es autor del Trabajo Final de Graduación "Análisis del comportamiento hidráulico de estructuras de vertedero por medio de implementación de compuertas de control", **bajo la dirección** del MSc Ing. Gravin Mayorga Jiménez, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

Dedicada a mi familia y amigos, por su constante apoyo durante todo el proceso.

Agradecimientos

A mi familia, por ser un pilar fundamental en mi vida y por contar con su apoyo incondicional.

Al profesor Gravin Mayorga director del proyecto de graduación, por brindar una guía y acertadas recomendaciones para el mejoramiento del producto final.

A los miembros del comité asesor, por sus recomendaciones y observaciones que sirvieron como complemento.

Al profesor Ricardo Baldi, por contar con su ayuda y apoyo en la realización de la parte experimental del proyecto.

Al Instituto Costarricense de Electricidad, por prestar las instalaciones de su laboratorio de hidráulica y a su vez el modelo físico del vertedero utilizado.

A los profesores de la escuela, los cuales compartieron los conocimientos que se adquirieron durante la carrera universitaria.

Índice General

Capítulo 1. Generalidades del Proyecto	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes teóricos y prácticos del problema	2
1.3 Objetivos	4
1.3.1 Objetivo General	4
1.3.2 Objetivos Específicos	4
1.4 Delimitación del problema	4
1.4.1 Alcance	4
1.4.2 Limitaciones	5
1.5 Metodología	7
1.5.1 Fase preliminar	8
1.5.2 Fase teórica	8
1.5.3 Fase práctica	9
1.5.4 Fase de análisis	10
Capítulo 2. Caracterización de elementos fundamentales para el análisis	11
2.1 Elementos Vertederos	11
2.1.1 Generalidades	11
2.1.2 Vertedores de cresta tipo WES	12
2.1.3 Consideraciones sobre paramento aguas arriba	18
2.1.4 Elementos de Contracción: Pilas, Estribos	19
2.1.5 Canal de aproximación: consideraciones aguas arriba del vertedero	24
2.1.6 Formas alternativas de descarga	25
2.1.7 Ecuaciones alternativas de descarga	26
2.2 Vertederos con compuertas de control	29
2.2.1 Compuertas radiales	29

2.2.2 Compuertas Verticales	35
2.2.3 Compuertas de Tambor	37
Capítulo 3. Modelado hidráulico del vertedero controlado	40
3.1 Generalidades.....	40
3.1.1 Similitud Hidráulica.....	40
3.1.2 Números adimensionales	40
3.2 Modelos Físicos.....	41
3.2.1 Principios de similitud en modelos físicos	42
3.2.2 Efectos de escala	45
3.3 Modelación del vertedero regulado	46
3.3.1 Selección de escala	46
Capítulo 4. Descarga del vertedero de excedencias	49
4.1 Consideraciones generales del arreglo.....	49
4.1.1 Canal de aproximación	49
4.1.2 Perfil del vertedero.....	51
4.1.3 Compuerta radial	52
4.1.4 Instrumentos de medición.....	52
4.1.5 Puntos de medición	55
4.2 Capacidad de descarga libre.....	55
4.2.1 Distribución de niveles de agua	55
4.2.2 Curva de descarga libre	57
4.3 Capacidad de descarga regulada	64
4.3.1 Distribución de niveles de agua	64
4.3.2 Consideraciones de geometría	66
4.3.3 Definiciones de carga efectiva	69
4.3.4 Curva de descarga regulada	70

4.3.5 Coeficientes de descarga regulada experimentales	78
4.3.6 Variación considerando la carga de velocidad.....	82
Capítulo 5. Análisis de relaciones adimensionales	85
5.1 Descarga Libre.....	85
5.1.1 Números de Reynolds y Webber para descarga libre.....	85
5.2 Descarga Regulada	91
5.2.1 Números de Reynolds y Webber modificados para compuerta radial.....	91
5.2.2 Coeficiente de descarga adimensional vs Reynolds, Webber	92
Capítulo 6. Conclusiones y Recomendaciones	102
6.1 Conclusiones	102
6.2 Recomendaciones	106
Capítulo 7. Referencias bibliográficas	107
Capítulo 8. Anexos.....	109
Anexo A. Mediciones de carga con vertedero descargando libremente	109
Anexo B.1. Medidas de carga para vertedero descargando reguladamente, con distintos instrumentos de medición	110
Anexo B.2. Continuación de Anexo B.1.	111
Anexo C. Diagramas de niveles de carga para distintas aberturas de descarga regulada	112
Anexo D.1 Valores experimentales más valores proyectados de coeficiente de descarga en función de Reynolds, ángulo de abertura β	115
Anexo D.2 Valores experimentales más valores proyectados de coeficiente de descarga en función de Webber, ángulo de abertura β	116

Índice de Figuras

Figura 1.1. Metodología para elaboración del proyecto	7
Figura 2.1. Formas de perfiles para vertederos tipo WES	13
Figura 2.2. Coeficientes de descarga dimensionales para distintas relaciones de carga	15
Figura 2.3. Curva de descarga sin control adimensional	16
Figura 2.4. Valores de coeficiente de descarga C para distintas relaciones de P/Hd.....	17
Figura 2.5. Coeficiente de descarga relativo para cargas diferentes a las cargas de diseño	18
Figura 2.6. Relación entre coeficiente de descarga inclinado y vertical de acuerdo a la pendiente del paramento.....	19
Figura 2.7. Tipos de pilas y sus consideraciones geométricas de acuerdo a la carga de diseño	21
Figura 2.8. Variación del coeficiente de contracción por pilas K_p en relación a la razón de H/H_d	22
Figura 2.9. Valores del coeficiente de contracción por entrada K_a de acuerdo a la relación H/H_d considerando la geometría de la entrada	23
Figura 2.10. Diagrama de aparición de vórtices en la entrada del vertedero	25
Figura 2.11. Variedad de formas estructurales para el funcionamiento de un aliviadero... 26	
Figura 2.12. Compuerta radial apoyada sobre la cresta y con superficie libre	30
Figura 2.13. Compuerta radial en conjunto con orificio	31
Figura 2.14. Variables de interés para el cálculo de la descarga con una compuerta radial	32
Figura 2.15. Variación del coeficiente de descarga de acuerdo a la apertura de la compuerta radial	33
Figura 2.16. Variación del coeficiente de descarga en función del ángulo de abertura	34
Figura 2.17. Diagrama de una compuerta vertical	35
Figura 2.18. Cargas para el cálculo de descarga para una compuerta vertical.....	36
Figura 2.19. Razones para el cálculo de coeficiente de descarga en vertederos con compuerta vertical	37
Figura 2.20. Diagrama típico de una compuerta de tambor	38
Figura 2.21. Diagrama de dos tipos de compuertas de tambor	38

Figura 2.22. Coeficientes de descarga para compuertas de tambor	39
Figura 4.1. Canal de aproximación del modelo utilizado	50
Figura 4.2. Segunda perspectiva de canal de aproximación del modelo utilizado.....	50
Figura 4.3. Diagrama del modelo del vertedero controlado utilizado en pruebas	51
Figura 4.4. Limnómetro utilizado para la medición de niveles en la entrada al vertedero ..	53
Figura 4.5. Piezómetros de medición complementarios	54
Figura 4.6. Medidor de caudal digital acoplado a tobera de 150 mm	55
Figura 4.7. Variación del nivel de agua con respecto a la medida central a $Y = 35$ cm aguas arriba de la cresta con caudales medidos en orificio	56
Figura 4.8. Variación del nivel de agua con respecto a la medida central a $Y = 35$ cm aguas arriba de la cresta con caudales medidos en tobera	56
Figura 4.9. Variación del coeficiente de descarga experimental.....	59
Figura 4.10. Ecuación de descarga libre lineal.....	61
Figura 4.11. Ecuación de descarga libre potencial.....	62
Figura 4.12. Datos experimentales graficados con ajuste de HDC 111-3 como referencia	63
Figura 4.13. Descarga regulada a través del vertedero con una abertura dada	64
Figura 4.14. Variación del nivel de agua con respecto a la medida central a $Y = 35$ cm aguas arriba de la cresta; descarga regulada	65
Figura 4.15. Diagrama de variables de interés en configuración vertedero - compuerta radial.....	66
Figura 4.16. Variación de la posición del labio inferior de compuerta al aumentar la abertura	68
Figura 4.17. Variación del ángulo de abertura al aumentar la elevación del labio inferior .	68
Figura 4.18. Definición de carga efectiva ($H = h_G$) propuesta en HDC	69
Figura 4.19. Definición de carga efectiva ($H = h_E$) propuesta por Hager	70
Figura 4.20. Datos experimentales graficados con ajuste de HDC 311-1 como referencia	72
Figura 4.21. Curva de descarga regulada	75
Figura 4.22. Ajuste de curva de descarga libre modificada	77
Figura 4.23. Coeficientes de descarga experimentales	78
Figura 4.24. Coeficientes de descarga obtenidos con ajuste de Hager	78
Figura 4.25. Variación entre el coeficiente de descarga experimental y el ajustado por Hager	79

Figura 4.26. Variación del coeficiente Cd Hager al considerar la CVA	84
Figura 5.1. Variación del coeficiente K de viscosidad y tensión superficial	88
Figura 5.2. Coeficiente de descarga libre vs Reynolds	89
Figura 5.3. Coeficiente de descarga libre vs Webber	90
Figura 5.4. Coeficiente de descarga regulado vs número de Reynolds	95
Figura 5.5. Coeficiente de descarga regulado vs número de Webber	95
Figura 5.6. Coeficiente de descarga estimado proyectado con criterio de Reynolds	97
Figura 5.7. Coeficiente de descarga estimado proyectado con criterio de Webber	97
Figura 5.8. Límite propuesto dependiente del ángulo de abertura superspuestado sobre datos experimentales proyectados para Re.....	100
Figura 5.9. Límite propuesto dependiente del ángulo de abertura superspuestado sobre datos experimentales proyectados para We.....	100

Índice de Cuadros

Cuadro 2.1. Variables K y n para distintas relaciones de pendiente de paramento.....	14
Cuadro 3.1. Escalas de acuerdo a la similitud hidráulica de Froude.....	47
Cuadro 4.1. Resultados de coeficiente de descarga adimensionales para descarga libre ..	58
Cuadro 4.2. Datos de descarga libre modificados para realizar ajuste potencial	60
Cuadro 4.3. Variables geométricas de interés para el cálculo de descarga regulada	67
Cuadro 4.4. Resumen de resultados obtenidos con propuesta de HDC.....	71
Cuadro 4.5. Resumen de resultados obtenidos con propuesta de Hager	74
Cuadro 4.6. Datos de descarga libre sin carga de velocidad.....	76
Cuadro 4.7. Datos experimentales para regresión múltiple	81
Cuadro 4.8. Parámetros de regresión múltiple.....	81
Cuadro 4.9. Resumen de resultados obtenidos por propuesta de Hager considerando la carga de velocidad.....	83
Cuadro 5.1. Números de Reynolds y Webber para cada serie de datos caudal-carga.....	86
Cuadro 5.2. Coeficiente de corrección k	87
Cuadro 5.3. Números de Reynolds y Webber para distintas aberturas de compuerta.....	93
Cuadro 5.4. 95% del valor del coeficiente de descarga estable y su correspondiente Re ..	99
Cuadro 5.5. 95% del valor del coeficiente de descarga estable y su correspondiente We.	99

Apéstegui Murillo, Juan Ignacio

Análisis del comportamiento hidráulico de estructuras de vertedero por medio de implementación de compuertas de control

Proyecto Final de Graduación – Ingeniería Civil – San José. C.R.:

J.I.Apéstegui M., 2016

Xii, 108, [8], ils.col.-21 refs.

Resumen

Los elementos accesorios en los aliviaderos tienen como función controlar y conducir a través de un adecuado retorno, un volumen de agua desde el sitio de aprovechamiento al cauce natural de los ríos. El estudio de las características hidráulicas que se presentan en condiciones reales en un vertedero controlado con compuertas es importante desde un punto de vista operacional y estructural, para de esta forma poder potenciar las capacidades de descarga asociadas.

Caracterizando el conjunto de elementos vertederos-compuertas mediante pruebas experimentales con un modelo físico, que presenta descargas libres y controladas, se puede alcanzar mejor dicho objetivo.

Se presenta entonces, una serie de análisis asociados a los coeficientes de descarga bajo las condiciones mencionadas anteriormente, esto basado en los datos experimentales obtenidos. Además, se da una comparación de la información con las referencias teóricas que comúnmente rigen el diseño de los vertederos. Los resultados se ven evaluados por medio de las relaciones adimensionales para determinar límites aplicables a futuros modelos de condiciones similares, los cuales determinan en cierta forma la representatividad de los datos. J.I.A.M.

CAPACIDAD DE DESCARGA, COEFICIENTES DE DESCARGA, ANÁLISIS RELACIONES ADIMENSIONALES, MODELOS FÍSICOS

Ing. Gravin Mayorga Jiménez, MSc

Escuela de Ingeniería Civil

Capítulo 1. Generalidades del Proyecto

1.1 Introducción

El mundo en que vivimos pasa por un proceso de transición en cuanto a las formas que se aprovechan los recursos disponibles y las formas en las cuales se puede generar energía en forma sostenida en el tiempo. Durante muchos años ya, se ha venido hablando del concepto de energía limpia, la cual no acarrea un impacto ambiental significativo debido a la forma en que se genera. Se puede argumentar, y muchas personas pueden concordar, que la generación eléctrica debida al flujo del agua (energía hidroeléctrica) es una de las formas más limpias de generar energía. A partir de este punto, es donde los embalses y las presas pasan a tener una función fundamental, ya que son los elementos encargados de hacer esto posible.

Para asegurar un correcto funcionamiento de los sistemas generadores de energía hidroeléctrica se deben conocer las capacidades y limitaciones tanto globales como de cada elemento específico que participa del sistema. Análogamente, el estudio de la factibilidad de un sitio en específico se debe desarrollar detalladamente para poder habilitar la implementación de una presa que sirva como proyecto generador de energía.

Más específicamente, y orientando la temática al contenido de interés del presente proyecto, el estudio de las características hidráulicas que se presentan en condiciones reales en estructuras de vertedero, es de suma importancia desde el punto de vista energético y estructural, ya que acarrea una serie de implicaciones que tienen un impacto directo en el correcto funcionamiento, y más que todo, en el aprovechamiento del recurso hídrico que se almacena con el efecto de las presas.

Los sistemas accesorios vertedores, u obras de excedencia, tienen como objetivo principal controlar y conducir a través de un adecuado retorno, el volumen de agua necesario desde el sitio de aprovechamiento de vuelta al cauce natural de los ríos de forma segura. Más concretamente, al tener un vertedero controlado con estructuras de compuerta se genera una condición que puede ser variada dependiendo de lo que se necesite durante la operación del embalse. Con un adecuado diseño de dichas estructuras se pueden potenciar efectos como por ejemplo la capacidad de descarga que se pueda generar, lo cual es de suma importancia en situaciones críticas donde la integridad de la presa está

bajo amenaza, escenario que puede generar un riesgo considerable de impacto sobre los asentamientos o estructuras ubicadas aguas abajo de la misma.

Lograr encontrar una metodología eficaz en cuanto al sistema que genera el control de los vertederos en las presas pasa entonces a ser una temática de interés. Este hecho trae consigo una serie de condiciones que se refieren a las posibles variaciones que se puedan presentar en una combinación vertedero-compuerta; por ejemplo, las características geométricas de los elementos que forman parte del sistema, las cargas de agua presentes, las ubicaciones de cada elemento, tiempos de abertura, entre otros. El punto de partida entonces, se fundamenta en la evaluación de dichas variables para lograr encontrar una forma que permita generar las condiciones más favorables en cuanto a las capacidades a las que se puedan someter estas estructuras.

La aplicabilidad a la que se puede llegar es destacable, ya que en general la mayoría de presas cuentan con sistemas de descarga que alivian y estabilizan, hecho que se traduce en un aumento en los niveles de eficiencia y seguridad para los cuales se realizó el diseño de la misma.

En el ámbito local, se utiliza el control de aliviaderos generalmente con compuertas de tipo radial. Mediante la evaluación profunda de las configuraciones que se pueden presentar con este sistema, se puede llegar a determinar bajo cuales condiciones se presentan los mayores beneficios asociados a la seguridad de la presa, el funcionamiento operacional, y aún más, al impacto económico que dichas estructuras generan al ser parte del sistema operativo general de la presa. De igual forma, se puede realizar un análisis similar de otros sistemas de compuerta-vertedero.

1.2 Antecedentes teóricos y prácticos del problema

En cuanto a la investigación que está relacionada estrictamente al diseño de vertederos, se tiene relativamente poca diversidad ya que, aunque existen numerosos vertederos controlados por compuertas en varias presas alrededor del mundo, los estudios principales que se han realizado sobre el diseño hidráulico de estas estructuras, han sido desarrollados por U.S. Corps of Engineers en la Waterways Experiment Station y datan de los años cincuenta (con ediciones subsecuentes). Dicha información se integra en el

manual denominado "*Hidraulic Design Criteria*" y es a la que usualmente se hace referencia en otros textos que presentan el diseño de vertederos.

Entre otros aspectos, dicha referencia presenta capacidades de descarga de vertederos tanto controlados como libres. En general los resultados presentados se generaron experimentalmente derivados de estudios con modelos y prototipos de vertederos. Este hecho significa que se tiene un punto de comparación asociado a los resultados que se desarrollen en el presente trabajo.

Por otro lado, el U.S Bureau of Reclamation ha recopilado información relativa al diseño de presas en su texto "*Design of small dams*", en el cual se encuentra una sección destinada al diseño de vertederos de alivio que básicamente sigue una línea similar a la desarrollada por U.S. Corps of Engineers. Esta referencia data de los años 80 del siglo XX.

A partir de entonces, numerosos investigadores han venido indagando en la temática para tratar de aportar insumos que ayuden a determinar las condiciones más favorables de operación de estructuras de vertedero controladas. Por ejemplo, Willi Hager, investigador del ETH de Zurich, ha realizado diversos estudios relacionados a la temática, pero más específicamente un estudio totalmente enfocado en las capacidades de descarga de vertederos controlados en su texto "*Discharge characteristics of gated standard Spillways*" (1988). En dicho documento se generan resultados alternativos para la estimación de descarga regulada del vertedero que significan un punto de comparación a las ecuaciones comúnmente utilizadas del U.S. Corps of Engineers.

Dentro del alcance planteado, investigaciones como esta representan un material de apoyo importante para desarrollar los objetivos del presente proyecto ya que se consideran aspectos similares a los que se van a contemplar.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Realizar una evaluación general de las capacidades de descarga de un vertedero controlado con una estructura de compuerta en una presa.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Conocer y caracterizar los principales aspectos que rigen el comportamiento hidráulico de los vertederos controlados con diversos tipos de compuertas.
- Seleccionar un tipo específico de compuerta, en conjunto con un perfil de vertedero, que permita realizar el análisis propuesto en el objetivo general.
- Determinar y analizar a profundidad las características específicas que definen el comportamiento hidráulico de la compuerta seleccionada.
- Realizar mediciones de campo con un modelo físico de un vertedero existente, que permita generar resultados generales aplicables a configuraciones similares y modelos físicos por generarse.
- Comparar los resultados determinados con información obtenida en libros, manuales u otros referentes a la temática.
- Plantear una serie de recomendaciones que sirvan como insumo para estudios futuros.

1.4 Delimitación del problema

1.4.1 Alcance

Dentro del marco del presente proyecto se contemplan una serie de aspectos relacionados estrictamente al comportamiento hidráulico que se genera en estructuras de vertedero mediante el control con una compuerta. De esta forma, principalmente se consideran las capacidades de descarga generadas, evaluadas por medio de la obtención y graficación de coeficientes de descarga bajo distintas condiciones del arreglo, así como las curvas de descarga libre y regulada.

Por otro lado, al referirse a configuraciones de compuerta-vertedero, se debe tener en cuenta que el perfil del vertedero se planea mantener constante en cuanto a su geometría para la realización de las pruebas con distintos tipos de compuerta para poder tener un

punto de comparación. La condición anterior también se debe a que solo se va a tener un modelo físico en operación para realizar los experimentos. Los tipos de compuerta que se contemplan en el análisis teórico son de tipo radial, verticales y tipo tambor. Para efectos prácticos, se va a escoger un solo tipo de compuerta (radial) para que trabaje en conjunto con el perfil del vertedero determinado.

Se contempla la evaluación del efecto conjunto que se genera debido a los coeficientes de contracción asociados a las estructuras de pilas, estribos y a la apertura de la compuerta en el momento de descarga. De esta forma, se considera un canal de aproximación que permita analizar las condiciones que se presentan debidas a dichos factores de contracción en la disminución de las longitudes efectivas, o bien áreas efectivas, que se utilizan para la descarga controlada.

Se considera además, la obtención de ecuaciones que permitan estimar los coeficientes de descarga basadas en los datos experimentales obtenidos, tanto para descarga libre como regulada.

Se plantea por medio del análisis de relaciones adimensionales generadas a partir de los resultados experimentales, proponer una serie de limitaciones que apliquen a modelos físicos de vertederos con condiciones similares al probado durante este proyecto.

1.4.2 Limitaciones

Las subpresiones generadas por las aperturas de compuertas para descarga, o bien la formación de vórtices, pasan a representar un problema en cuanto a su medición experimental por lo cual se tratará de simular condiciones en las cuales se minimice el efecto que puedan crear.

De acuerdo a las similitudes hidráulicas, el modelo puede presentar discrepancias relacionadas a la escala con el prototipo. El modelo de similitud hidráulico asociado al número de Froude, está regido principalmente por las fuerzas de gravedad de forma que la medición de algunos datos experimentales se puede distorsionar en el modelo debido a los llamados efectos de escala.

La selección de la escala del modelo físico está, para efectos prácticos, determinada por las capacidades de caudal que se puedan generar en el laboratorio, además del espacio disponible del mismo.

La confirmación de los niveles descargados asociados a los caudales para la apertura parcial de las compuertas implica la necesidad de operación de estaciones de control que puedan medir el caudal aguas abajo de la rápida del vertedero y correlacionarlo con el caudal estimado de descarga de acuerdo a la teoría.

Los resultados obtenidos van a estar directamente asociados al arreglo vertedero-compuerta específico seleccionado, ya que prácticamente no se puede contar con varios modelos físicos de vertederos similares al utilizado. Sin embargo, esto no implica que los resultados no sean válidos y se puede afirmar que son un punto de partida para configuraciones similares que se puedan diseñar en el futuro.

1.5 Metodología

La metodología a seguir para la elaboración del proyecto propuesto se muestra en la figura 1.1.

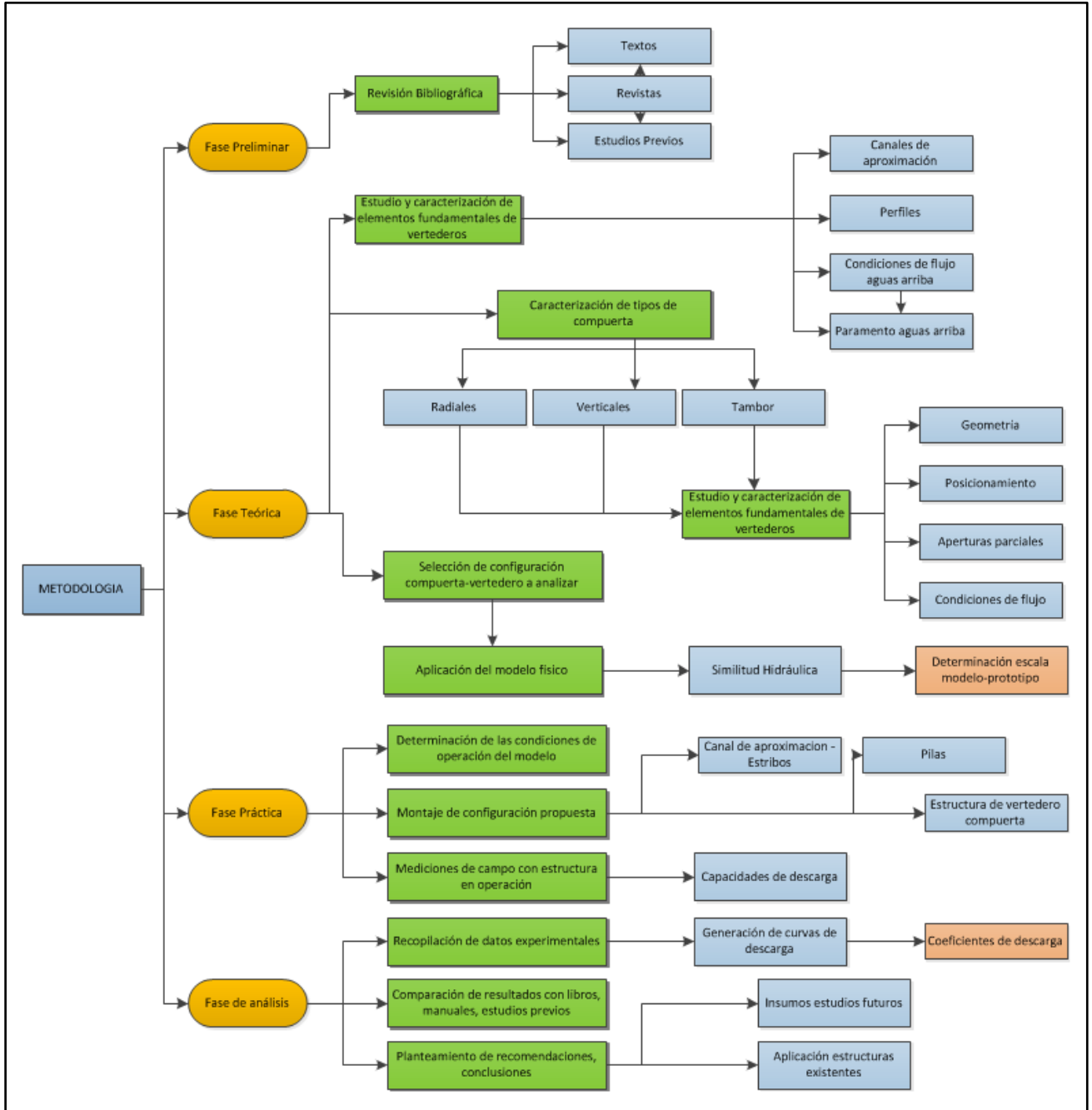


Figura 1.1. Metodología para elaboración del proyecto

1.5.1 Fase preliminar

1.5.1.1 Revisión bibliográfica

Este punto consiste en la búsqueda y el estudio de fuentes bibliográficas que permitan el entendimiento general de la temática que se va a evaluar. Se considera la consulta de textos asociados al estudio de presas y diseño de estructuras de disipación de energía, así como revistas científicas con artículos de hidráulica, específicamente dos journals enfocados en ingeniería civil que están disponibles en el país. Adicionalmente, se contempla la revisión y análisis de estudios previos realizados sobre estructuras similares tanto el ámbito local como internacional.

1.5.2 Fase teórica

1.5.2.1 Estudio y caracterización de elementos fundamentales de vertederos

Como primer punto de análisis, se investiga acerca de las estructuras que van a ser controladas, en este caso los vertederos. Más específicamente, se orienta dicho estudio a los vertederos tipo WES. De esta forma, se da una caracterización de los principales aspectos que determinan las condiciones de operación de los vertederos de descarga libre. Dentro de este estudio, se contemplan los tipos de perfiles disponibles, los canales de aproximación, las pilas y los estribos en las entradas, las condiciones de flujo aguas arriba, además del paramento aguas arriba del vertedero.

1.5.2.2 Caracterización de los tipos de compuerta

Se pretende dar una explicación detallada de los principales tipos de compuerta utilizadas para el control de vertederos en presas. De esta forma, se determinarán los principales elementos que componen las estructuras controladas por compuertas de tipo radial, verticales y de tambor; además de sus formas de operación y condiciones de flujo que generalmente generan. Se realiza un análisis del efecto de las condiciones de operación para cada caso específico, lo que tiene en cuenta aspectos como la geometría de las configuraciones, el posicionamiento de las compuertas, el efecto de las aperturas parciales y las condiciones de flujo tanto aguas arriba como aguas abajo.

1.5.2.3 Selección de configuración compuerta-vertedero

Conforme a uno de los objetivos específicos del proyecto, se selecciona un tipo determinado de compuerta para realizar su análisis profundo relacionado al perfil del vertedero planteado. De esta forma, se realiza una investigación asociada a las características que definen el comportamiento hidráulico que se presenta en la operación de esta compuerta para tratar de optimizar las condiciones de su descarga. Una vez seleccionada la configuración, se aplica el modelaje físico considerando la similitud hidráulica de Froude entre un prototipo y su respectivo modelo, determinando de esta forma una escala apropiada que se ajuste a las condiciones presentadas.

1.5.3 Fase práctica

1.5.3.1 Determinación de las condiciones de operación del modelo

De acuerdo a las consideraciones que se determinen en la fase de la selección de compuerta-vertedero, se propone una serie de condiciones que rigen la operación del modelo, o sea los rangos de caudales descargados de forma libre y regulada, las características aguas arriba, el número de aberturas de compuerta y sus posicionamientos, entre otras.

1.5.3.2 Montaje de configuración propuesta

Para realizar la toma de datos se debe realizar un montaje de la estructura teniendo en cuenta las variables mencionadas en el apartado anterior, lo que implica una colocación de la estructura de vertedero en el canal de aproximación, considerando las pilas que soporten la compuerta de control.

1.5.3.3 Mediciones en campo con estructura en operación

Se realiza una toma de datos experimentales correlacionada a los puntos considerados previamente. Se miden los caudales descargados de acuerdo a las limitaciones de la estructura en operación para poder estimar las capacidades de descarga que se generen.

1.5.4 Fase de análisis

1.5.4.1 Recopilación y procesamiento de datos

De acuerdo a los resultados obtenidos experimentalmente con el modelo, se pueden realizar curvas que caractericen el comportamiento hidráulico debido a las condiciones definidas para cada caso, lo cual permite estimar los coeficientes de descarga asociados en dicho modelo y las conclusiones generales para configuraciones similares.

1.5.4.2 Comparación de resultados

Al obtener una serie de resultados relacionados a las capacidades de descarga de la estructura planteada, se podrá dar paso a la comparación de resultados con estudios similares bajo condiciones que asemejen las experimentadas. Este hecho podrá dar un punto de partida para una discusión de la representatividad de los resultados que se generen de acuerdo al análisis.

1.5.4.3 Planteamiento de recomendaciones y conclusiones

Se emiten recomendaciones y conclusiones asociadas a la operación de la configuración compuerta-vertedero seleccionada para tratar, en la medida de lo posible, optimizar sus capacidades de descarga.

Dichas observaciones podrán ser de utilidad en la forma de insumos para estudios futuros relativos a la temática, además de que representan una posible aplicación a estructuras de esta naturaleza existentes.

Capítulo 2. Caracterización de elementos fundamentales para el análisis

2.1 Elementos Vertederos

2.1.1 Generalidades

En el presente proyecto se contemplan configuraciones de vertederos aliviadores trabajando en conjunto con compuertas de diversos tipos. Las pequeñas variaciones de este conjunto de elementos, así como del contexto en que se desenvuelven, presentan efectos considerables sobre el comportamiento hidráulico alrededor de la estructura, potenciando o disminuyendo su utilidad de acuerdo a un objetivo específico deseado.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, es importante realizar una revisión y estudio de los principales aspectos que rigen el diseño de estas estructuras, haciendo una separación entre vertederos simples (sin control) y vertederos con compuerta (controlados). De igual forma, se expondrán distintos tipos de perfiles de vertederos y ecuaciones de descarga desarrolladas por métodos experimentales.

Como entrada se determinan los aspectos generales de diseño que están asociados a los vertederos tipo WES que son comúnmente utilizados como aliviaderos en presas. Seguidamente se efectúa un escrutinio general de las condiciones que se llegan a presentar al introducir un elemento de compuerta al sistema, ya que introduce nuevas variables al diseño.

En general, los vertederos pueden ser clasificados de acuerdo a su funcionalidad en tres categorías bien definidas:

- Vertederos de servicio: incluye vertederos que puedan ser utilizados para descargar caudales continuamente, frecuentemente ó mesuradamente, sin causar ningún daño significativo a la estructura o el canal de descarga. Generalmente son robustos, resistentes a la erosión y forman parte del cuerpo de la presa.
- Vertederos de servicio limitado o adicionales: incluye vertederos que puedan ser utilizados con poca frecuencia para operación o control del nivel de embalse. Funcionan adyacentes a los vertederos de servicio para incrementar la capacidad de descarga global, y su funcionamiento no implica daños excesivos a la estructura.

- Vertederos de emergencia: incluye vertederos que son utilizados en caso de sobrecarga presente en el embalse. Se utilizan en situaciones extremas, o bien durante fallas de operación de los vertederos de servicio y auxiliar para prevenir daños significativos a la estructura o las zonas agua abajo.

Las ventajas o desventajas que puedan acarrear los vertederos de servicio, adicionales o de emergencia deben ser consideradas en el planeamiento del proyecto de embalsar las aguas.

2.1.2 Vertedores de cresta tipo WES

Los vertedores de cresta tipo WES se utilizan como estructuras de control que presentan un perfil característico, al tener dos crestas inversas interconectadas por una línea tangente en medio de ellas; en general, un perfil de este tipo permite alcanzar mejores coeficientes de descarga y mantener la estabilidad estructural tanto aguas arriba como aguas abajo. Su nombre es basado en que fueron desarrollados y estudiados por el U.S Army Corps of Engineers en la Waterways Experiment Station.

Para conducir el agua hasta los vertedores se suele utilizar un canal de acceso corto, que capta el agua del embalse y la conduce hasta la cresta del vertedero con velocidades pequeñas lo que promueve un comportamiento hidráulico aguas arriba más manejable. La velocidad de acceso y la profundidad del canal de acceso con respecto a la cresta presentan una importante influencia en el funcionamiento y descarga del vertedero como se muestra más adelante.

En la siguiente figura se resumen los posibles perfiles que puede presentar un vertedero de tipo WES dependiendo de la pendiente del paramento aguas arriba. Como se observa, la mayoría de las dimensiones están definidas por la carga de diseño con la cual se trabaje específicamente.

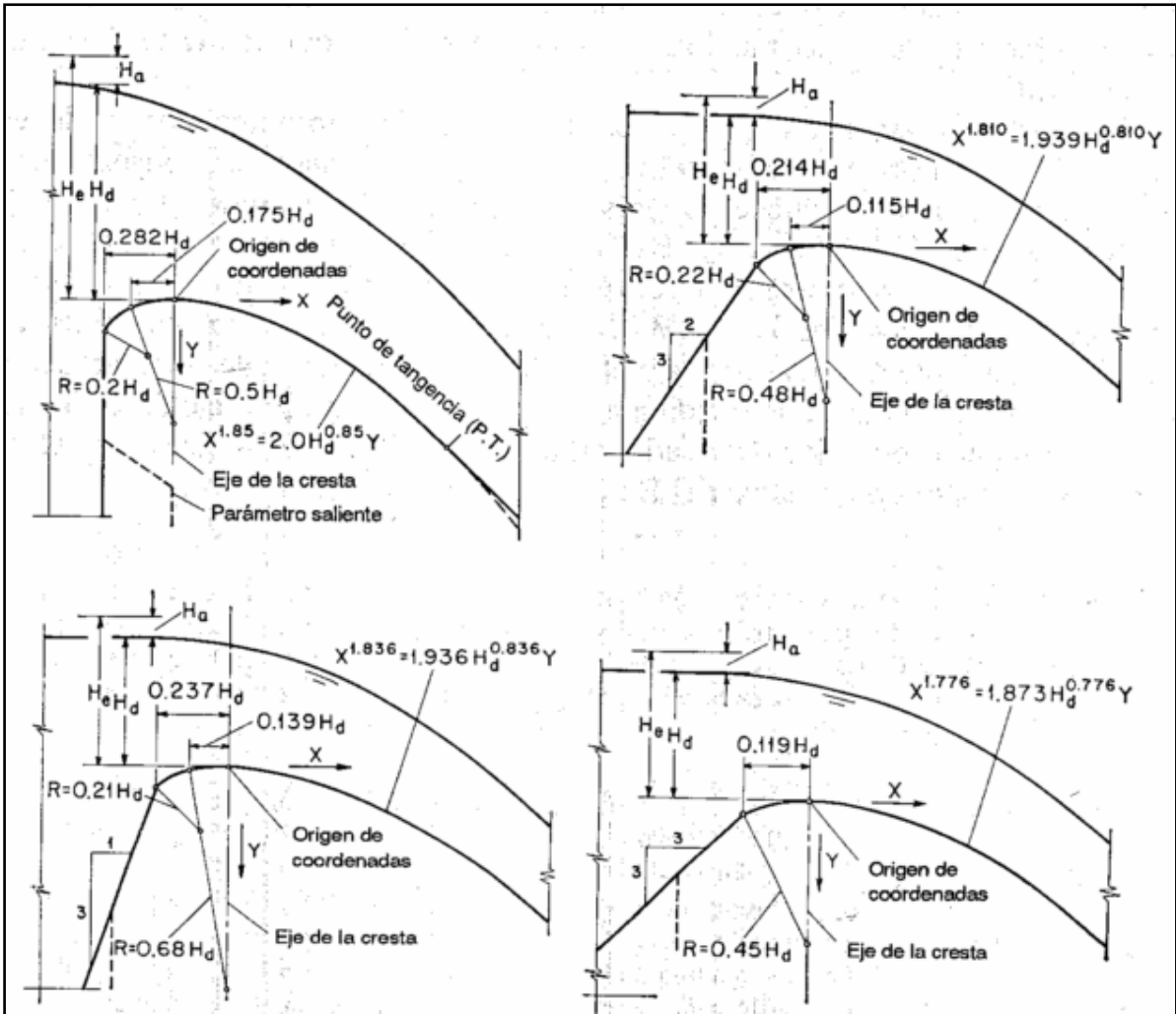


Figura 2.1. Formas de perfiles para vertederos tipo WES

Fuente: Chow, 1994

Por otro lado, es importante tener en cuenta que a pesar de que la mayoría de vertederos se encuentran construidos, o bien, son diseñados de acuerdo al tipo de perfil mencionado previamente, se pueden presentar otros tipos de geometrías de perfil que variarán el comportamiento hidráulico durante su funcionamiento. Teniendo esto en cuenta, se mantiene la preferencia por la utilización de los perfiles tipo WES ya que han sido los más estudiados con el transcurso del tiempo.

Evidentemente, las condiciones sobre las cuales trabajan los vertederos son variables de forma que el nivel de agua de un embalse, o bien el excedente, varía con el tiempo. De acuerdo a esto, el vertedero se adapta de mejor forma a una carga para la cual el perfil es óptimo y funciona con menor o mayor eficiencia bajo otras condiciones, lo cual implica

que se debe elegir una carga de diseño equivalente a la carga máxima que se espera descargue el vertedero para asegurar el mejor funcionamiento de operación bajo cualquier condición.

2.1.2.1 Definición de propiedades geométricas del perfil

El diseño obtenido para vertederos tipo WES trata de imitar por medio de una parábola que define el perfil, la trayectoria de la napa del agua de un chorro libre para evitar que se produzcan presiones negativas en la estructura de la rápida. La ecuación que define dicha parábola es la siguiente:

$$x^n = K H_d^{n-1} y \quad (1)$$

Donde:

x,y: coordenadas del perfil de la cresta de acuerdo al origen en el punto más alto (m)

H_d: carga de diseño sin considerar la carga de velocidad (m)

K,n: parámetros que dependen de la cara del paramento aguas arriba

De acuerdo a estudios experimentales, las variables K y n se toman de acuerdo al siguiente cuadro, o bien la figura 2.1.

Cuadro 2.1. Variables K y n para distintas relaciones de pendiente de paramento

Pendiente paramento aguas arriba	K	n
Vertical	2,000	1,850
3:1	1,936	1,836
3:2	1,939	1,810
3:3	1,873	1,776

Fuente: U.S. Corps of Engineers (1952)

2.1.2.2 Capacidad de descarga

La capacidad de descarga está regida por la longitud efectiva de la cresta, la carga con la que se opera, dimensiones del perfil y la profundidad del canal de acceso. El caudal descargado está dado por la siguiente ecuación general:

$$Q = c L_e H^{3/2} \quad (2)$$

Donde:

c: coeficiente de descarga dimensional
H: carga total incluyendo la carga de velocidad (m)
L_e: longitud efectiva de cresta (m).

De acuerdo a la ecuación 2, es evidente que el coeficiente de descarga asociado a cada configuración de vertedero entra a ser un factor importante en la determinación de la capacidad de descarga de una estructura de vertedero. La forma en que se relaciona el coeficiente de descarga con los demás elementos se obtiene experimentalmente. La figura 2.2 muestra coeficientes de descarga para distintos vertederos sin control.

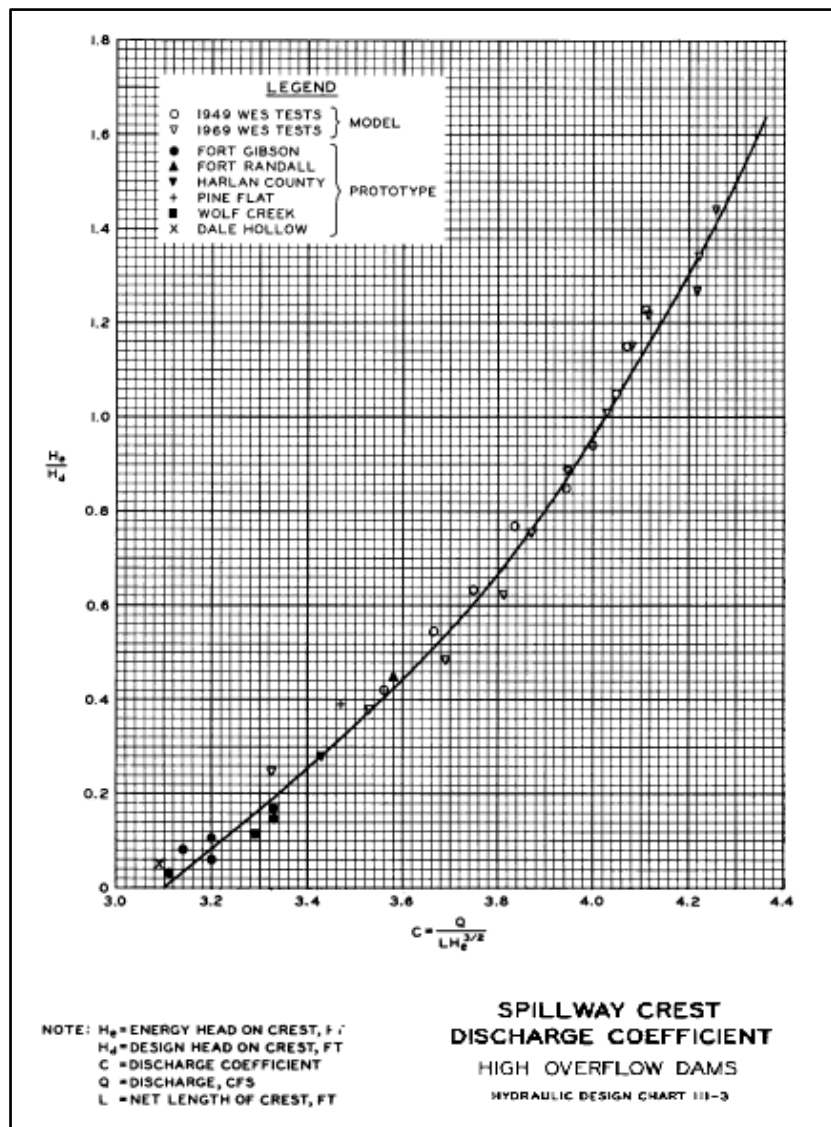


Figura 2.2. Coeficientes de descarga dimensionales para distintas relaciones de carga

Fuente: U.S. Corps of Engineers, Hydraulic Design Criteria, 1952

Por otro lado, la figura 2.3 se basa en datos obtenidos de acuerdo a distintos modelos de vertederos, y muestra curva de descarga libre con en base a relaciones adimensionales.

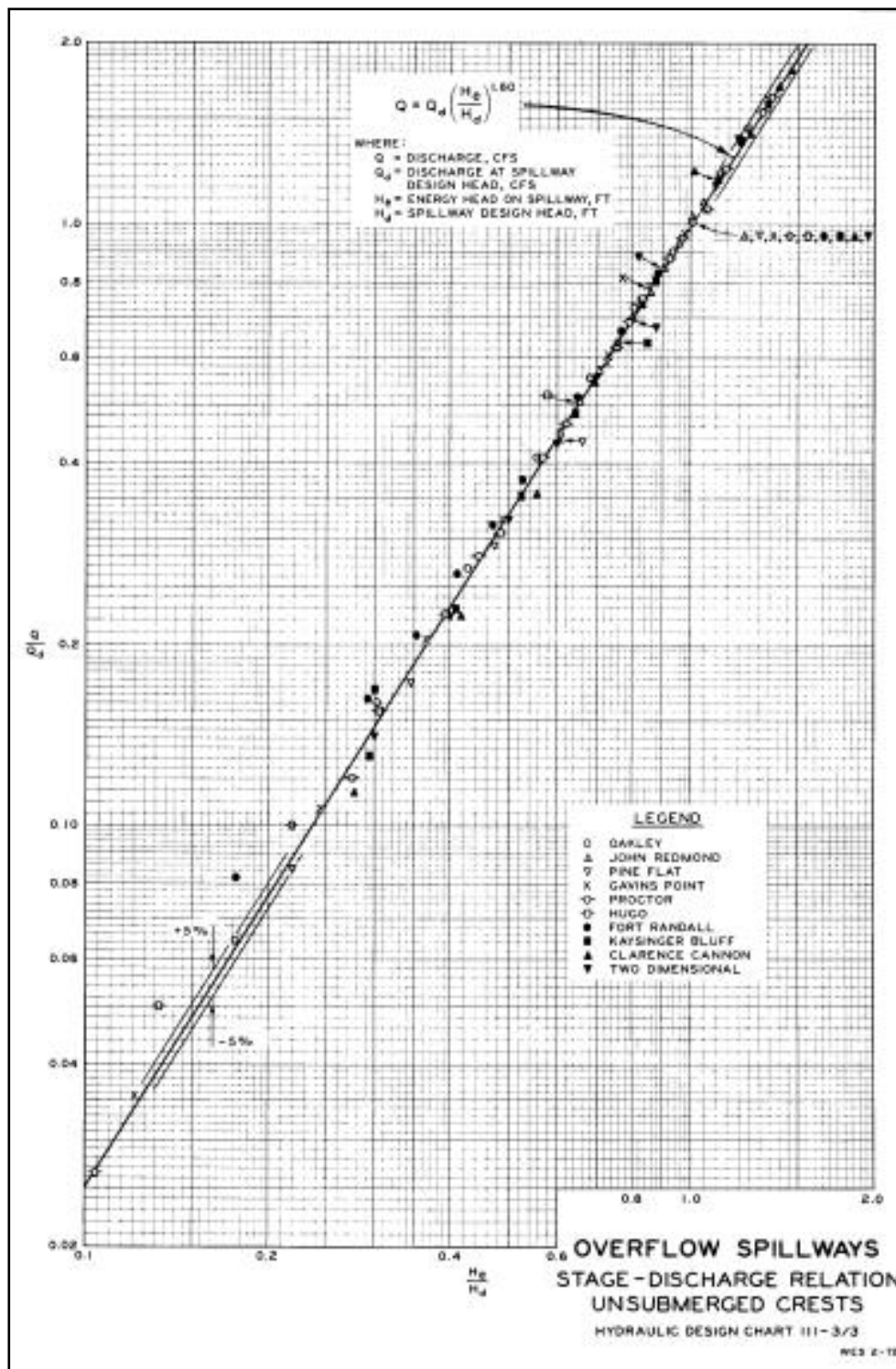


Figura 2.3. Curva de descarga sin control adimensional

Fuente: U.S. Corps of Engineers, Hydraulic Design Criteria, 1952

En las siguientes figuras se puede observar las curvas de coeficientes de descarga tanto para cargas de diseño como para cargas distintas a las de diseño en perfiles con paramento vertical y perfil tipo WES.

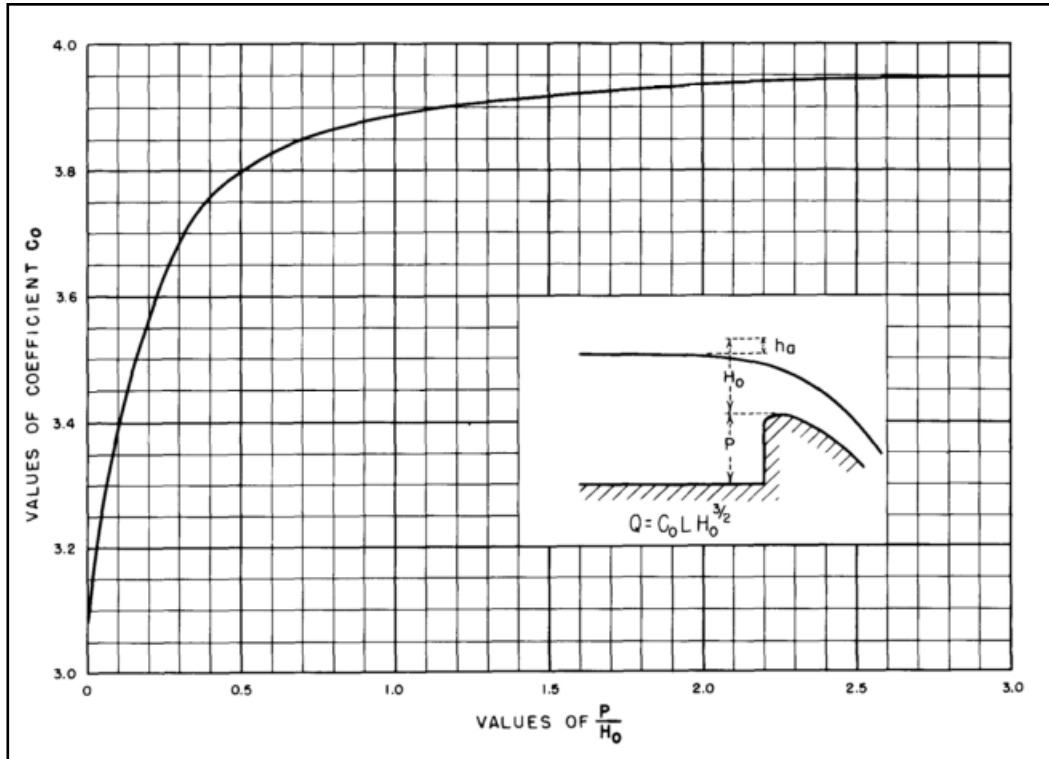


Figura 2.4. Valores de coeficiente de descarga C para distintas relaciones de P/H_d

Fuente: U.S. Bureau of Reclamation, Design of Small Dams, 1987

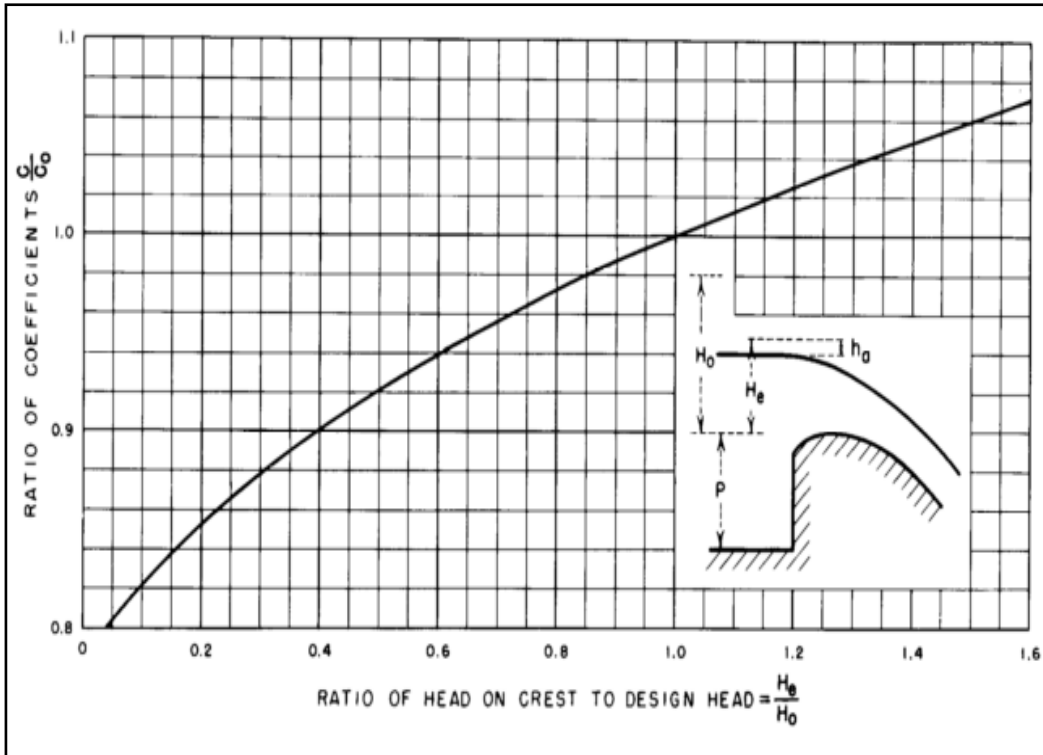


Figura 2.5. Coeficiente de descarga relativo para cargas diferentes a las cargas de diseño

Fuente: U.S. Bureau of Reclamation, Design of Small Dams, 1987

Es importante recalcar que, de acuerdo a las figuras anteriores, la carga sobre la cual opera el vertedero es un parámetro que tiene una relación directa con el coeficiente de descarga, y se puede asociar por medio de la carga de diseño del vertedero. De igual forma, la profundidad del canal de aproximación tiene implicaciones directas sobre la capacidad de descarga de un vertedero ya que éste, depende de la relación entre la carga de diseño y la altura del paramento, asociada directamente a la profundidad del canal de aproximación.

2.1.3 Consideraciones sobre paramento aguas arriba

Adicionalmente, se puede diseñar una condición en la cual el vertedero cuente con un paramento aguas arriba inclinado, lo que cambia los parámetros para el cálculo de coeficiente de descarga dependiendo de la pendiente que la estructura presente aguas arriba. A continuación, se muestra una figura relacionando los coeficientes de descarga inclinados y verticales de acuerdo a la pendiente del paramento. Nuevamente, la carga desempeña un papel fundamental en el cálculo del coeficiente de descarga asociado.

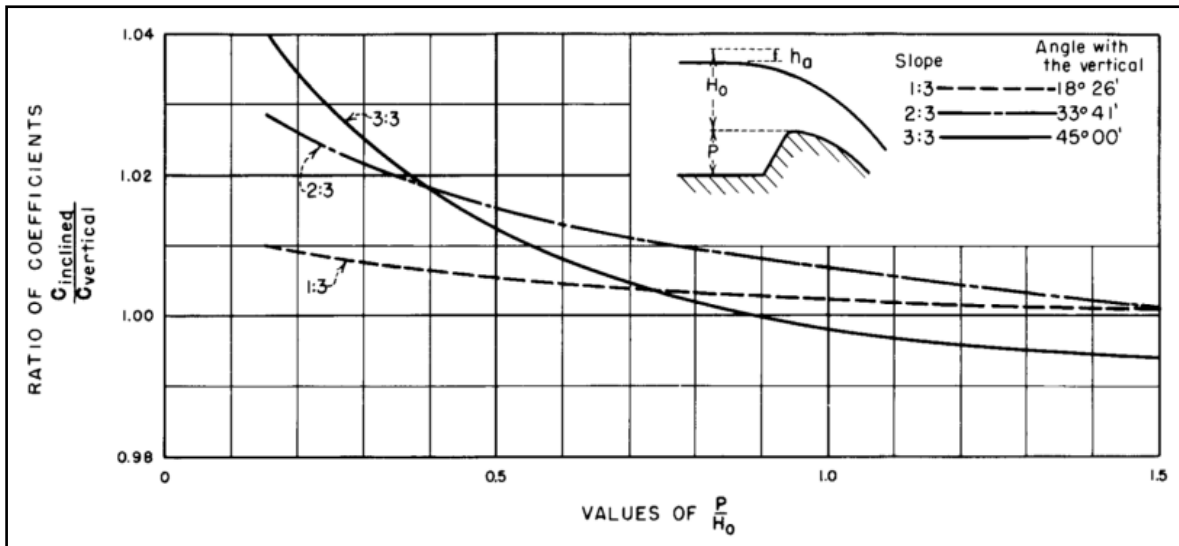


Figura 2.6. Relación entre coeficiente de descarga inclinado y vertical de acuerdo a la pendiente del paramento

Fuente: U.S. Bureau of Reclamation, Design of Small Dams, 1987

En general, de acuerdo a la figura 2.6, el efecto de la inclinación del paramento es más apreciable para valores pequeños de P/H_d ; al ir incrementando esta relación el valor de la razón entre el coeficiente de descarga vertical e inclinado va tendiendo a parecerse cada vez más al valor del coeficiente de descarga con paramento vertical, como se puede observar en las curvas de relación 1:3 y 2:3 de la figura 2.6.

Considerando todas las gráficas anteriores, se puede entonces, obtener el coeficiente de descarga de diseño un vertedero que presente una configuración específica por medio de las correcciones postuladas para una carga de operación dada.

2.1.4 Elementos de Contracción: Pilas, Estribos

Otra temática de interés es la longitud efectiva que presenta la cresta del vertedero ya que esta puede ser afectada por algunas contracciones que experimenta el flujo debidas por ejemplo, a presencia de pilas sobre el vertedero.

La construcción de pilas está asociada a la necesidad de tener una estructura como un puente sobre el vertedero o bien, a la colocación de compuertas que, de acuerdo a su tamaño, aseguren la operación correcta del embalse.

Además, se debe considerar el efecto de estribos, que básicamente se refiere a los muros laterales del canal de acceso al vertedero, de forma que la longitud efectiva esta dada por la ecuación:

$$L_e = L - 2 (K_a + N K_p)H \quad (3)$$

Donde:

H: carga total de operación (m)

K_a: coeficiente de contracción por efecto de paredes

K_p: coeficiente de contracción por efecto de pilas

N: número total de pilas

L: longitud total neta de la cresta (m).

Los coeficientes por contracción varían dependiendo de la forma de estribos y pilas, y se deben considerar para el análisis del comportamiento hidráulico que se va a presentar tanto aguas arriba como aguas abajo del vertedero.

El coeficiente de contracción por efecto de pilas generalmente varía de acuerdo a la ubicación de las mismas, la forma de la pila frente al flujo de agua, el espesor de la estructura, la velocidad de aproximación, entre otros. Por otro lado, el coeficiente de aproximación por efecto de paredes varía de acuerdo al ángulo formado entre la pared y el eje central del flujo de agua, la forma de las esquinas, la velocidad de aproximación, entre otros.

En las figuras 2.7 y 2.8, se muestran distintos tipos de pilas comunes y las recomendaciones que se han generado experimentalmente de acuerdo a su geometría en relación a la carga de diseño de operación; además se muestra la correlación entre los coeficientes de contracción de cada tipo de pila y la razón entre la carga de operación con la carga de diseño.

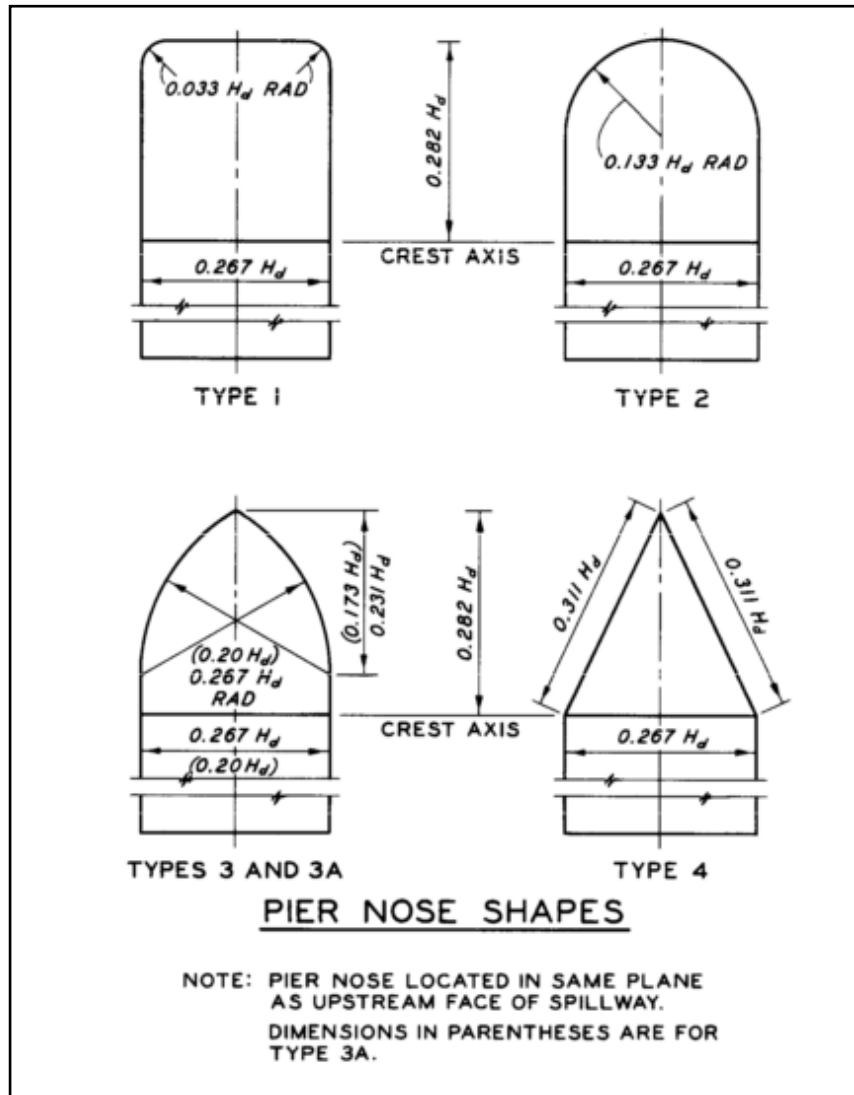


Figura 2.7. Tipos de pilas y sus consideraciones geométricas de acuerdo a la carga de diseño

Fuente: U.S. Corps of Engineers, Hydraulic Design Criteria, 1952

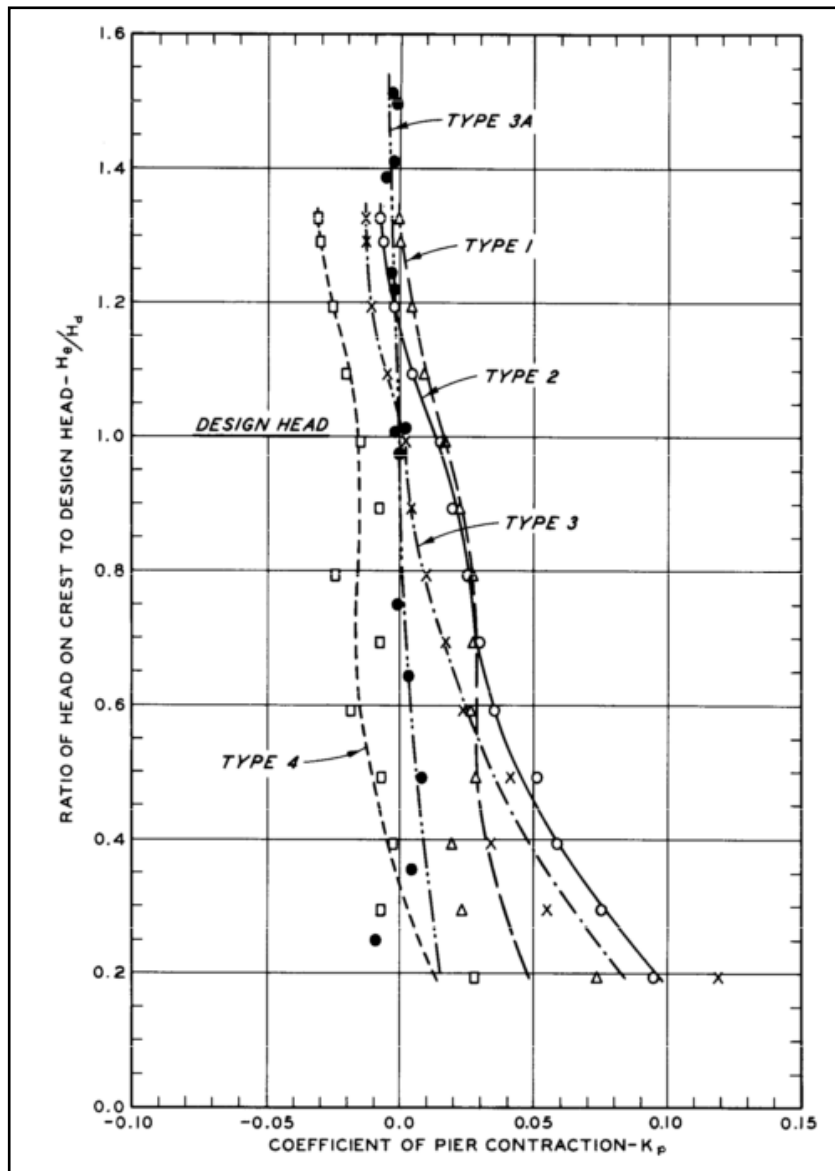


Figura 2.8. Variación del coeficiente de contracción por pilas K_p en relación a la razón de H/H_d

Fuente: U.S. Corps of Engineers, Hydraulic Design Criteria, 1952

A continuación, se muestra un gráfico de variación para el coeficiente de contracción por paredes considerando la forma de estas en las entradas del vertedero y la relación existente entre la carga de operación y la carga de diseño. Los datos experimentales fueron recopilados de acuerdo a distintos tipos de entradas en vertederos de presas existentes y de ahí el nombre del proyecto en la leyenda de la siguiente imagen.

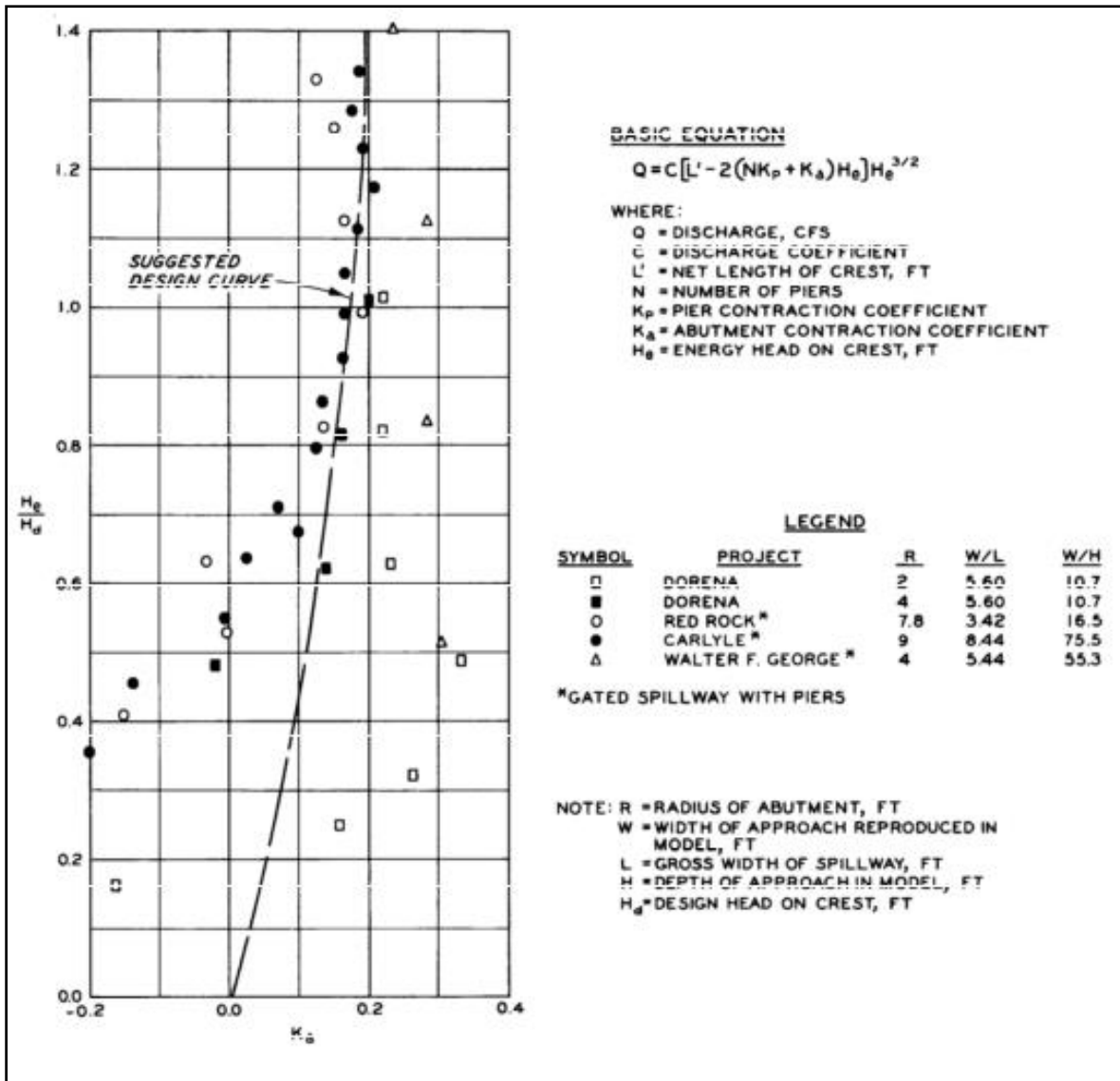


Figura 2.9. Valores del coeficiente de contracción por entrada K_a de acuerdo a la relación H/H_d considerando la geometría de la entrada

Fuente: U.S. Corps of Engineers, Hydraulic Design Criteria, 1952

Como se puede observar de la figura 2.9, se da una mayor dispersión de datos para relaciones inferiores a 0,8 lo que quiere decir que el coeficiente de contracción por entrada K_a tiende a ser más preciso cuando la carga se asemeja a la carga de diseño del vertedero en cuestión.

En condiciones de operación típicas este no es el caso, por lo que el efecto del coeficiente de contracción por entrada presenta valores con incertidumbre relativa. Un estudio más

profundo acerca de esta temática sería un buen punto de comparación para la curva mostrada en la figura anterior.

De acuerdo a estos criterios se debe tratar de seleccionar la pila que presente las condiciones ideales para que no tenga un efecto muy impactante sobre la longitud efectiva de la cresta de vertedero para de esta forma optimizar su capacidad de descarga.

Asimismo, cuando se ve obligada la utilización de pilas, estas pueden diseñarse de acuerdo a otros criterios no necesariamente asociados esencialmente a la capacidad de descarga, más que todo para tratar de evitar problemas de subpresiones, especialmente cuando se añaden estructuras de control como compuertas. Por ejemplo, una aplicación práctica de lo expuesto anteriormente puede ser utilizar pilas con variación gradual de su espesor para expandir el flujo saliendo de las compuertas para tratar de aerearlo y prevenir de esta forma cavitación en la estructura del vertedero.

2.1.5 Canal de aproximación: consideraciones aguas arriba del vertedero

En general, la relación entre la altura del paramento P y la carga de operación va a ser la que defina las condiciones que se van a presentar, inclusive aguas arriba del vertedero, cuando se presenta un canal de aproximación. Por otro lado, si un vertedero se encuentra sobre el cuerpo de la presa se pueden descartar las consideraciones asociadas a este apartado. De esta forma, se deben tener en cuenta ciertos aspectos relevantes relacionados al canal de aproximación.

Idealmente, se debe diseñar un canal de aproximación lo suficientemente profundo para que se generen condiciones en las cuales se pueda desprestigiar la carga de velocidad de entrada a la estructura del vertedero para de esta forma tener un flujo con un comportamiento más estable y lograr disminuir las pérdidas por entrada. Sin embargo, este parámetro tiene que ser considerado con especial atención ya que, se ha demostrado que, si el canal de aproximación resulta ser muy profundo, se pueden presentar corrientes helicoidales o vórtices a la entrada del vertedero, complicando de esta forma, el flujo estable.

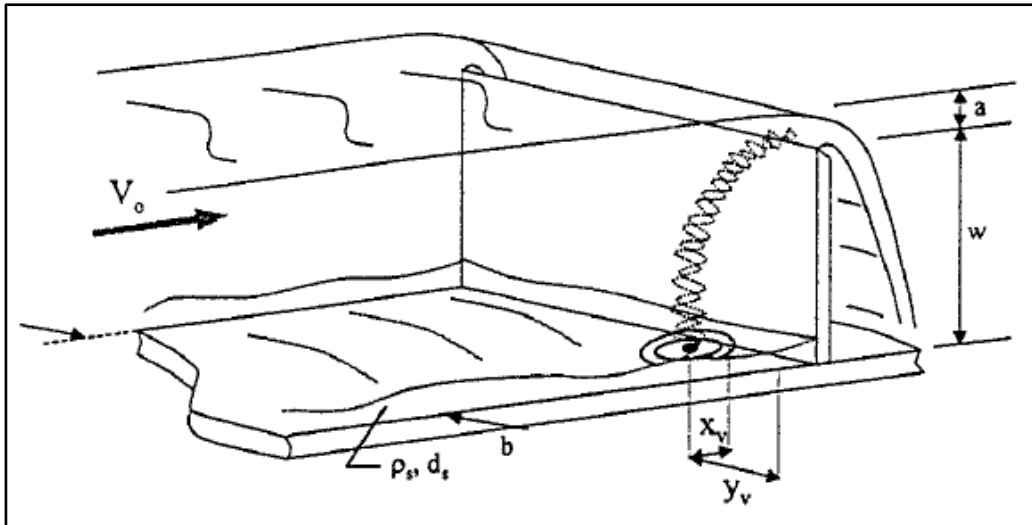


Figura 2.10. Diagrama de aparición de vórtices en la entrada del vertedero

Fuente: Baud & Hager, 2000

Otro aspecto importante, es la geometría del canal en planta. Lo ideal sería tener un canal de aproximación recto para tener patrones de flujo más uniformes. Sin embargo, de acuerdo a la topografía y geología sobre la cual se asienta cada presa en específico, no siempre se puede presentar esta condición. En caso de tener un canal de aproximación curvo en planta, el patrón de flujo cambia en términos al perfil de velocidades, generándose velocidades más elevadas en la parte exterior o convexa del conducto. Esta situación, en la medida de lo posible es mejor evitarla ya que puede generar capacidades de descarga insatisfactorias en el vertedero, así como consideraciones estructurales adicionales en el diseño estructural del canal de aproximación.

2.1.6 Formas alternativas de descarga

Evidentemente, hay una gran cantidad de formas de aliviaderos que se adaptan a contextos muy característicos y permiten lograr descargar los excedentes de la manera más óptima posible. Por ejemplo, en la figura 2.11 se muestra una variedad de formas estructurales de vertedero (columna A), así como formas de regulación (columna B), la rápida (columna C) y la salida del vertedero (columna D).

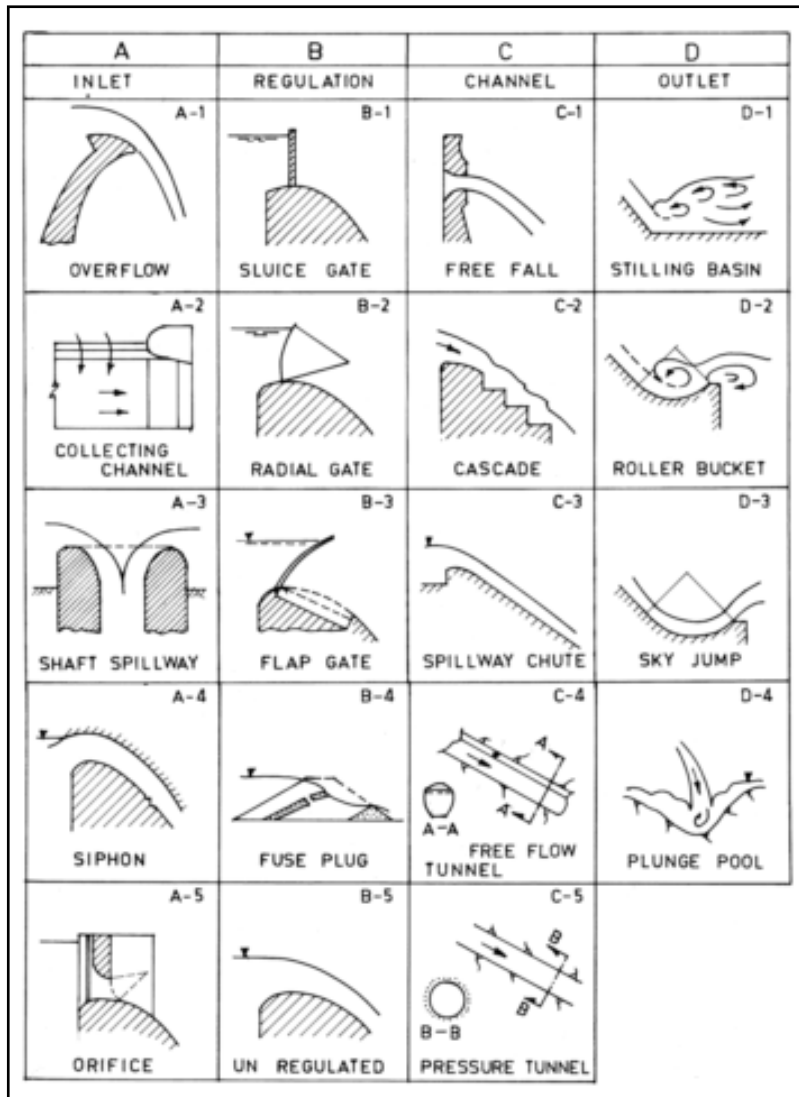


Figura 2.11. Variedad de formas estructurales para el funcionamiento de un aliviadero

Fuente: Khatsuria, 2005

En general, la elección del tipo de aliviadero se realiza de acuerdo al contexto de la represa en la cual se va a ubicar e inciden muchos factores. En el presente estudio se va a utilizar un vertedero de flujo superficial con una compuerta radial como regulación, con rápida de vertedero y un salto de ski como salida.

2.1.7 Ecuaciones alternativas de descarga

Comúnmente, para el diseño de la mayoría de vertederos-aliviaderos, se considera la ecuación general de descarga expresada anteriormente (ecuación 2) como la que rige el diseño. Como se mencionó en su momento, dicha ecuación es relativamente la más

adecuada y simple para el cálculo de capacidad de descarga ya que solo depende del coeficiente de descarga que es obtenido experimentalmente. Sin embargo, las condiciones de descarga pueden cambiar y verse sometidas a diversos tipos de comportamiento asociados a aspectos como por ejemplo el tipo de vertedero utilizado para descargar. De esta forma, es importante tener en cuenta ecuaciones de descarga alternativas.

En las ecuaciones mostradas a continuación, hay que considerar que las mismas fueron generadas de acuerdo a análisis realizados sobre canales controlados con compuertas verticales, lo cual representa ciertas diferencias en términos de descarga, pero se parte del hecho que cumplen los mismos principios fundamentales para la aplicación de controlar un vertedero. Además, en general se ha despreciado la carga de velocidad.

2.1.7.1 Fórmula de Swamee (1992)

La capacidad de descarga expresada por K. Swamee viene dada de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Q = C_d a b \sqrt{2 g h_o} \quad (4)$$

Donde:

C_d : coeficiente de descarga adimensional

a : abertura de la compuerta (m)

b : ancho de la compuerta (m)

h_o : la carga aguas arriba de la compuerta (m)

g : aceleración gravitacional (m/s^2)

Dicha ecuación puede ser aplicada a vertederos en presas que sean semejantes a la combinación de las características de A-5 y B-1 de la figura 8, con un tipo de rápida (columna C) a escoger. Este tipo de vertederos, han sido de gran aplicación en presas a nivel mundial.

Se hace la separación de las condiciones de flujo aguas abajo, entre flujo libre y sumergido. En nuestro caso, al considerarse la operación de un vertedero, solo interesa la condición de flujo libre ya que no se van a presentar condiciones de flujo sumergido aguas abajo.

El coeficiente de descarga se expresa de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$C_d = 0,611 \left(\frac{h_o - a}{h_o + 15 a} \right)^{0,072} \quad (5)$$

2.1.7.2 Fórmula de Rajaratnam & Subramanya (2015)

La fórmula de descarga de Rajaratnam & Subramanya, es similar a la expresada por Swamee y está asociada a la siguiente ecuación:

$$q = a C_d \sqrt{2 g (H_1 - 0,61 a)} \quad (6)$$

Donde:

q: descarga por unidad de ancho (m)

C_d: coeficiente de descarga adimensional

g: aceleración gravitacional (m/s²)

H₁: carga aguas arriba de la compuerta (m)

a: abertura de la compuerta (m)

2.1.7.3 Fórmula de T. Rehbock (1929)

La fórmula de descarga de Rehbock está dada de acuerdo a la expresión:

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} L H^{3/2} \quad (7)$$

$$C_d = \left[0,605 + \frac{H}{12 P} \right] \quad (8)$$

Donde:

L: longitud de vertedero (m)

H: carga de operación (m)

P: altura paramento (m)

C_d: coeficiente de descarga adimensional

2.2 Vertederos con compuertas de control

Evaluando el tipo de operación que se desea generar en una presa específica, se pueden colocar compuertas de control en los aliviaderos para de esta forma aprovechar las posibles condiciones que se puedan presentar referentes al nivel de agua en el embalse dependiendo del contexto. Una aplicación de las mismas puede ser por ejemplo, al estar en época lluviosa se pueden tener las compuertas cerradas para de esta forma generar un excedente de agua en el embalse que puede ser aprovechado en época seca.

Dichas estructuras pueden estar asociadas a vertederos de servicio, auxiliares o de emergencia en una presa dada. Entre las principales consideraciones que se deben tener en su aplicación se encuentra tener una buena fundación de presa (preferiblemente roca con alta resistencia), contar con un buen plan de operación de las mismas para generar alta fiabilidad, contemplar un filtro para limitar la entrada de escombros al aliviadero, evaluar los posibles impactos aguas abajo del aliviadero, y un aspecto fundamental, examinar los costos económicos asociados.

En general, el control por compuertas acarrea beneficios y riesgos, por lo cual su aplicación es debatible y cae enteramente en el criterio ingenieril. Por ejemplo, su aplicación puede ser considerada incompatible con el concepto de seguridad ya que está regida por la correcta operación de las mismas y este hecho puede generar un efecto en cadena que produzca inclusive una falla de la presa, restringiendo la operación del embalse; en contraparte, un aliviadero sin control elimina cualquier posibilidad de falla operacional.

De acuerdo a la información planteada para los vertederos de flujo libre, análogamente se presentan las condiciones referentes a las capacidades de descarga y sus coeficientes de descarga asociados para distintos tipos de aliviaderos con compuertas de control. Los tipos de compuerta estudiados son: radial, vertical y tambor.

2.2.1 Compuertas radiales

Representan el tipo de compuertas más utilizadas cuando se controla un vertedero. En general no requieren ranuras en las pilas para ser fijadas por lo que se generan menos distorsiones en el flujo a través del orificio y por tanto se dan mejores coeficientes de descarga. Se pueden tener dos tipos de compuertas radiales: las que están apoyadas

directamente sobre la cresta y tienen superficie libre de agua arriba, y las que funcionan por medio de un orificio generado en conjunto con una pared.

Las radiales que se posan sobre la cresta han sido construidas con áreas bastante grandes, ya que requieren menos capacidad para ser movidas, con anchos de hasta 56,5 metros y alturas de hasta 22,5 metros. En la figura 2.12 se muestra un diagrama representativo de una compuerta radial de este tipo.

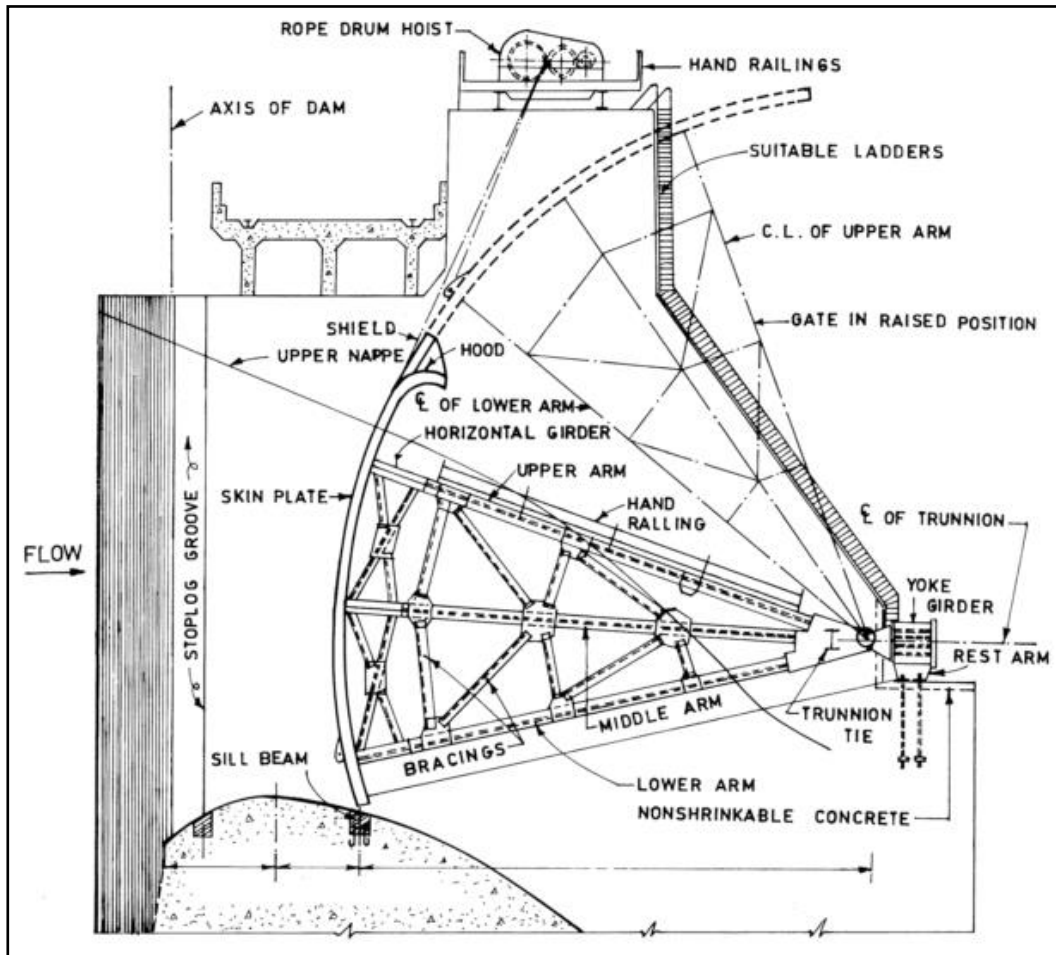


Figura 2.12. Compuerta radial apoyada sobre la cresta y con superficie libre

Fuente: Khatsuria, 2005

Por otro lado, las que funcionan con orificio son comúnmente de menor medida ya que adquieren condiciones especiales para la operación. En este caso, se han construido con dimensiones de hasta 12,8 metros de ancho y 9,5 metros de altura. En la figura 2.13 se muestra un diagrama de una compuerta radial funcionando por medio de orificio.

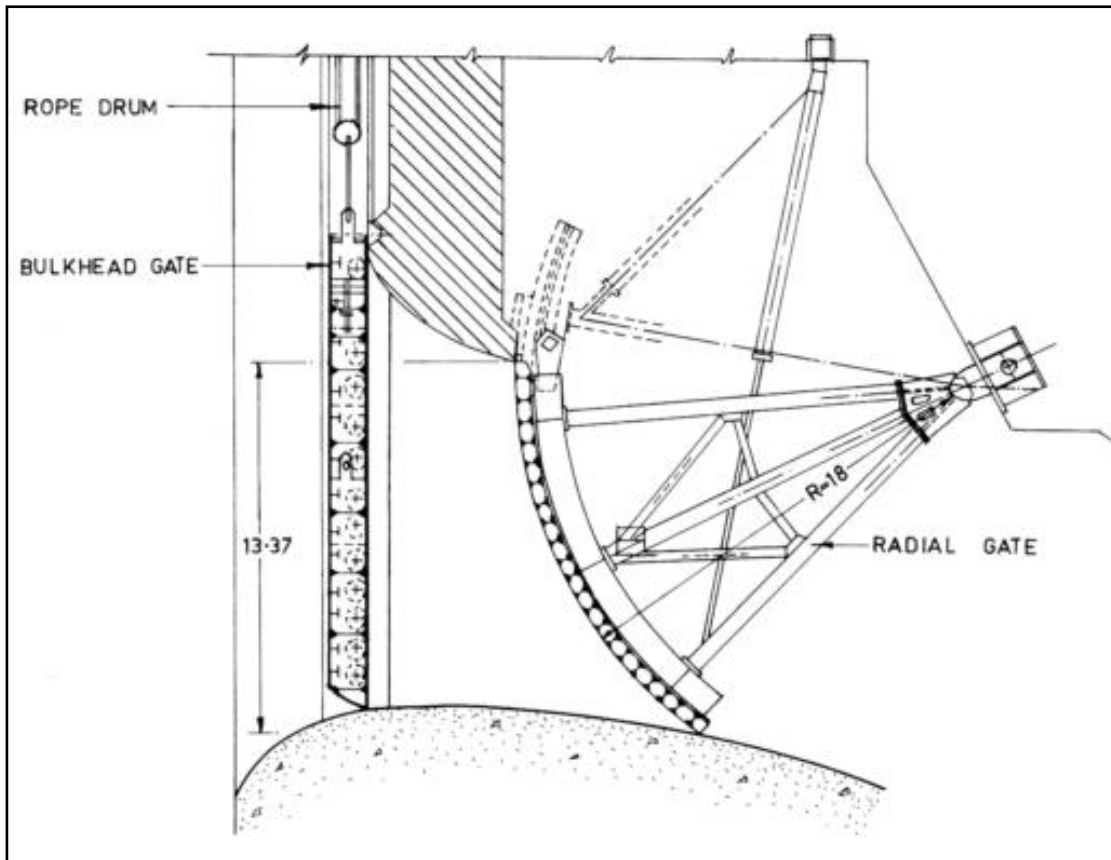


Figura 2.13. Compuerta radial en conjunto con orificio

Fuente: Khatsuria, 2005

En cuanto a la descarga asociada a este tipo de compuertas, esta es producida por debajo de ellas a través del orificio que se forma, el cual es de altura variable. La ecuación para el cálculo de la capacidad de descarga puede ser obtenida considerando las cargas presentes al fondo del orificio y en el labio inferior de la compuerta.

En este caso el coeficiente de descarga "c" depende de varios factores entre los cuales se pueden destacar: las características de las líneas de flujo, el arreglo vertedero-compuerta (forma y posición de la compuerta), la profundidad del canal de acceso y de la elevación de la superficie libre aguas abajo. En la figura 2.14 se pueden observar variables de interés para el cálculo de la capacidad de descarga en los vertederos controlados por medio de compuertas radiales, de acuerdo al método expresado por Sotelo.

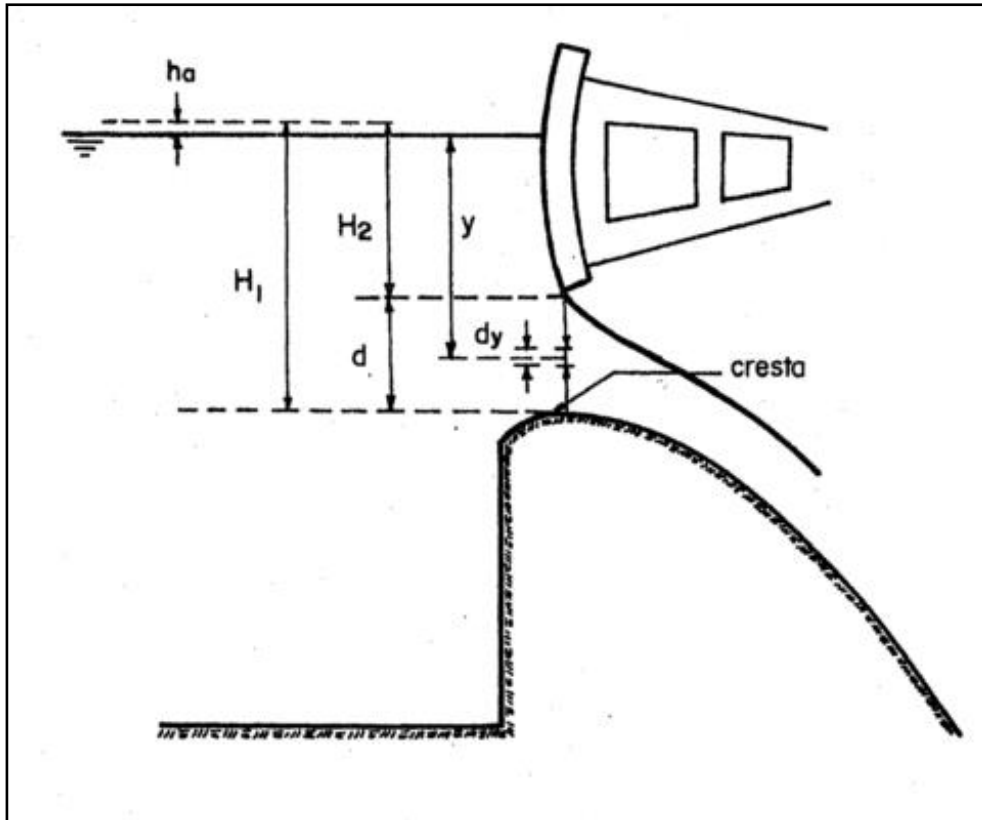


Figura 2.14. Variables de interés para el cálculo de la descarga con una compuerta radial

Fuente: Sotelo, 1994

De forma que se tiene que la descarga está dada por la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} c L_e (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (9)$$

Dónde:

c: coeficiente de descarga adimensional

L_e : ancho efectivo del orificio igual a la longitud de la cresta efectiva (m)

H_1 : carga al fondo del orificio (m)

H_2 : carga al nivel del labio inferior de la compuerta (m).

En la figura 2.15 se pueden observar distintas aproximaciones del coeficiente de descarga en función de la abertura de la compuerta radial, la cual es suficientemente precisa para determinar la descarga en estructuras vertedoras pequeñas.

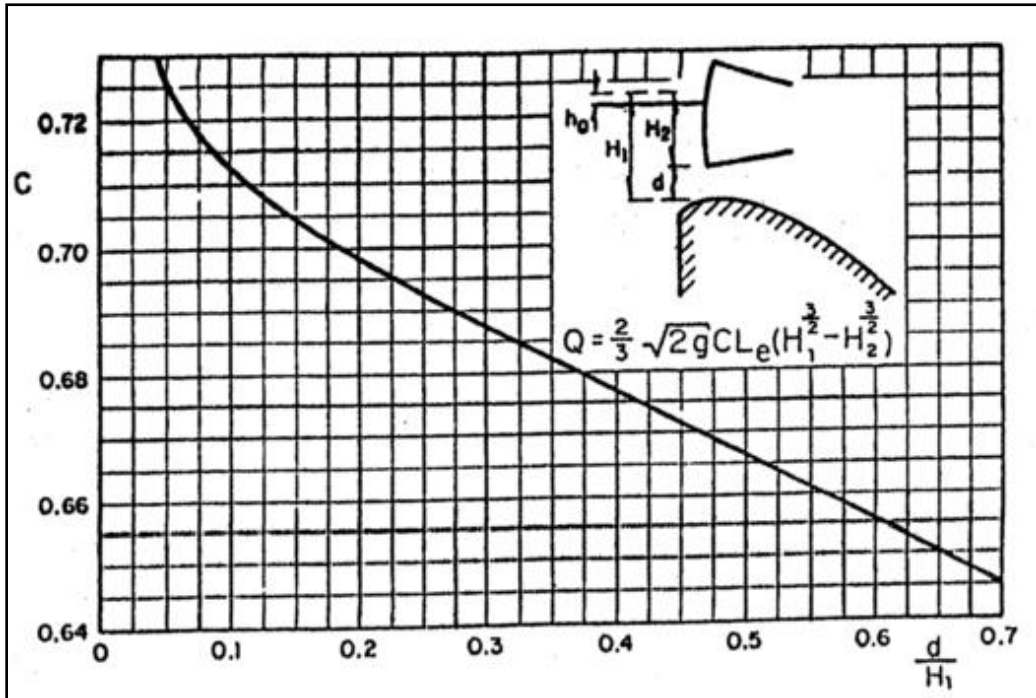


Figura 2.15. Variación del coeficiente de descarga de acuerdo a la apertura de la compuerta radial

Fuente: Sotelo, 1994

Tanto la ecuación 9, como las figuras 2.14 y 2.15 mostradas en la referencia de (Sotelo, 1994), se basan en las primeras ediciones del "Design of Small Dams" por lo cual representan primeras aproximaciones no tan acertadas. Teniendo este hecho en cuenta, en el "Hydraulic Design Criteria" se presenta una ecuación de descarga para vertederos controlados con compuertas radiales más aceptada y general, de la forma:

$$Q = c_D(G_o B)\sqrt{2g h_G} \quad (10)$$

Dónde:

c_D : coeficiente de descarga adimensional

G_o : abertura de la compuerta radial en relación a la cresta del vertedero (m)

B : ancho efectivo de la sección vertedora (m)

h_G : carga al centro de la abertura sin considerar carga de velocidad (m).

Por otro lado, en la figura 2.16 se presentan distintas aproximaciones del coeficiente de descarga adimensional en función del ángulo que forma la posición del labio inferior de la compuerta con la cresta del vertedero (en la sección 4.3.2 se explica dicha geometría con más claridad).

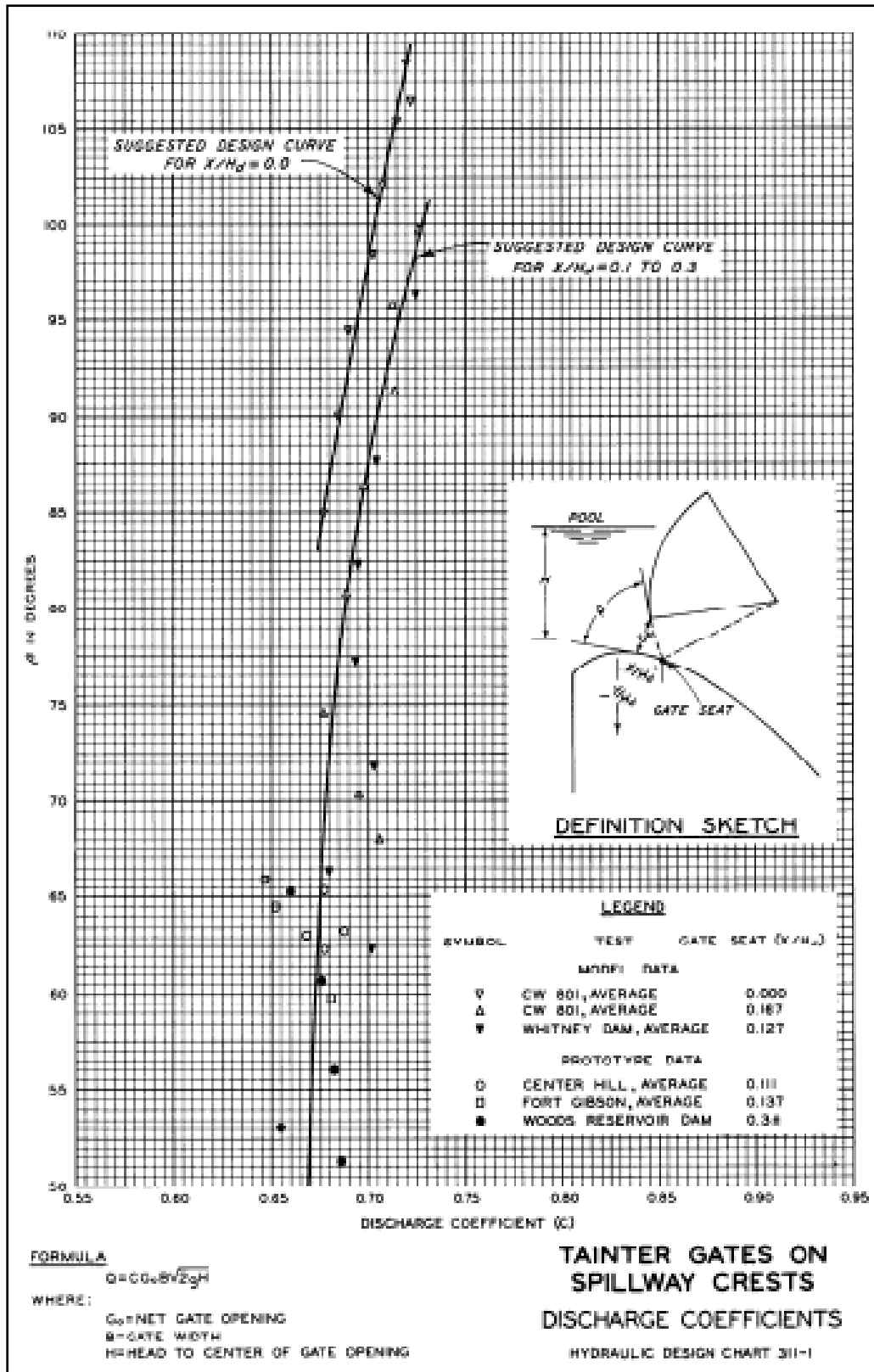


Figura 2.16. Variación del coeficiente de descarga en función del ángulo de abertura

Fuente: U.S. Corps of Engineers, Hydraulic Design Criteria, 1952

2.2.2 Compuertas Verticales

Las compuertas verticales, son en términos más generales, más simples de construir e instalar y no requieren ensamblajes que las movilicen que estén embebidos en las pilas adyacentes (como es el caso de las radiales). Sin embargo, requieren una superestructura encima de ellas donde se pueda retraer totalmente la compuerta y donde se ubique el sistema de alzado.

Estas se movilizan verticalmente sobre su propio plano por medio de ranuras que las guían ubicadas en las pilas. Comúnmente tienen un sistema para deslizarse con ruedas que encajan en las ranuras guías para que puedan ser cerradas por gravedad. En la figura 2.17 se muestra un diagrama simplificado de una compuerta vertical.

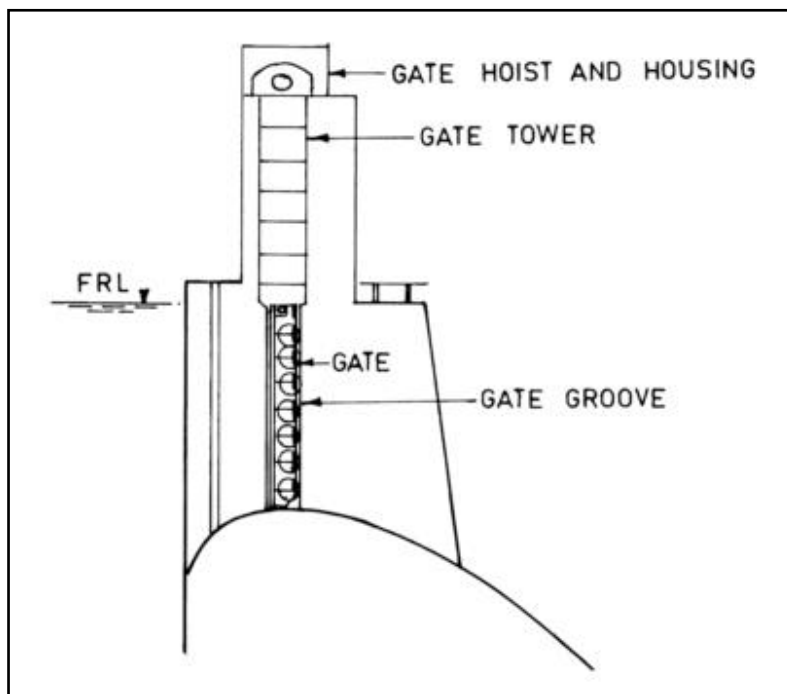


Figura 2.17. Diagrama de una compuerta vertical

Fuente: Khatsuria, 2005

Al igual que las compuertas radiales, la descarga se efectúa debida a la abertura que se forma al subir la compuerta por lo que su descarga es dependiente del área efectiva que se forma al variar la altura. A continuación, se presenta una imagen donde se muestran

las principales variables que determinan la capacidad de descarga para un control con compuerta vertical.

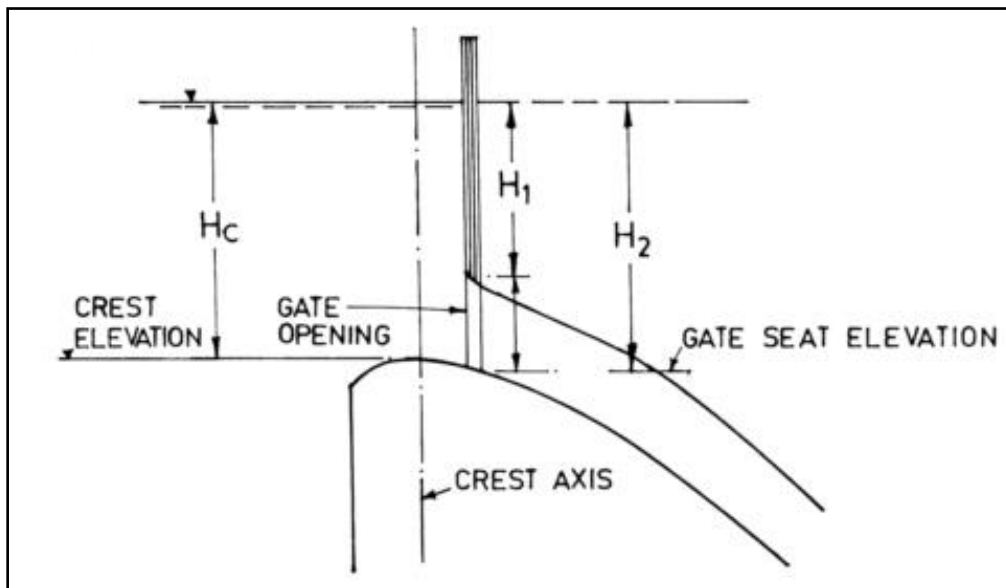


Figura 2.18. Cargas para el cálculo de descarga para una compuerta vertical

Fuente: Khatsuria, 2005

El cálculo de capacidad de descarga se calcula de acuerdo a la ecuación planteada por el U.S. Corps of Engineers, la cual está dada por:

$$\frac{Q_g}{Q} = \frac{C_g}{C_d} \left[\frac{H_2^{3/2} - H_1^{3/2}}{H_c^{3/2}} \right] \quad (11)$$

Donde:

Q_g : descarga debida a la apertura parcial de la compuerta

Q : descarga correspondiente al flujo libre

C_d : coeficiente de descarga asociado a flujo libre

C_g : coeficiente con apertura parcial de compuerta

H_1 , H_2 y H_c : cargas mostradas en la figura 2.15 (m).

En la figura 2.19, se pueden observar relaciones que existen entre las variables de caudal y carga que se plantean en la ecuación anterior, generadas de acuerdo a diversas pruebas experimentales con modelos y prototipos. Dicha figura sirve como guía para despejar los coeficientes de descarga para vertederos controlados con compuerta vertical.

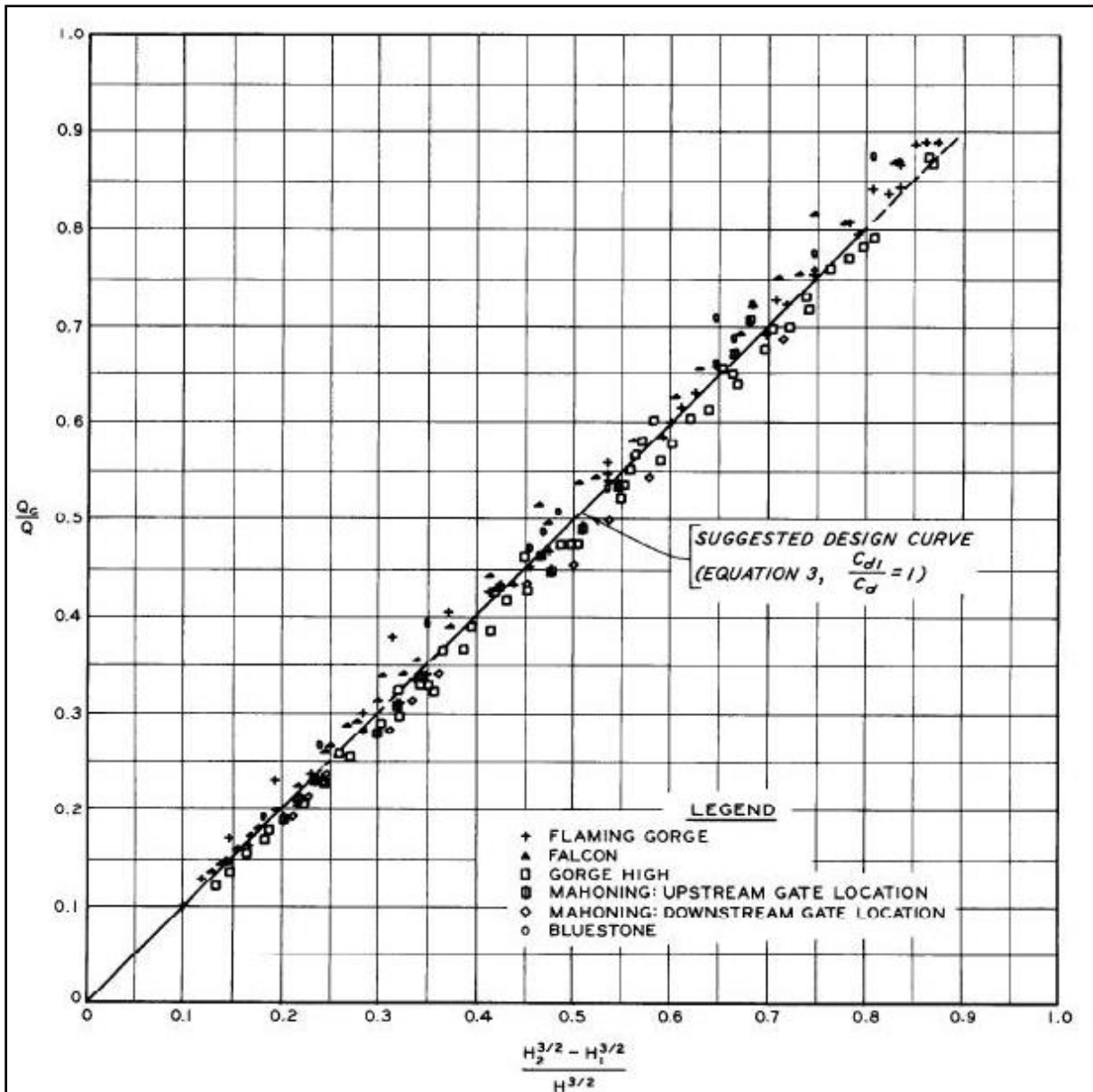


Figura 2.19. Razones para el cálculo de coeficiente de descarga en vertederos con compuerta vertical

Fuente: U.S. Corps of Engineers, Hydraulic Design Criteria, 1952

2.2.3 Compuertas de Tambor

Las compuertas de tambor, a diferencia de las pasadas, pueden ser construidas sin tener necesariamente una estructura que las soporte, lo cual puede generar compuertas con longitudes efectivas grandes. Sin embargo, para realizar la apertura, se requieren altas fuerzas de empuje ya que se debe sobreponer la reacción del peso de la compuerta y el cuerpo de agua sobre ella, lo cual puede presentar una desventaja de operación.

Una ventaja que presentan, es su alto coeficiente de descarga cuando la compuerta está totalmente cerrada, el cual es similar al de flujo libre. La posición del labio inferior de la compuerta es influyente, ya que el ángulo que forma una tangente de este punto con la horizontal determina las características de descarga.

Por otro lado, una desventaja que acarrear es que son difíciles de instalar y requieren constante mantenimiento. A continuación, se muestra un diagrama de algunos tipos de compuerta de tambor.

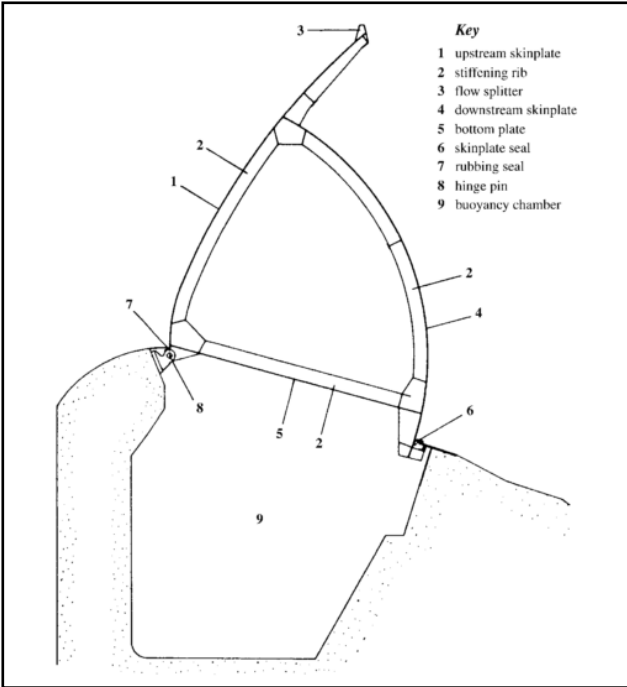


Figura 2.20. Diagrama típico de una compuerta de tambor

Fuente: Novak, 2007

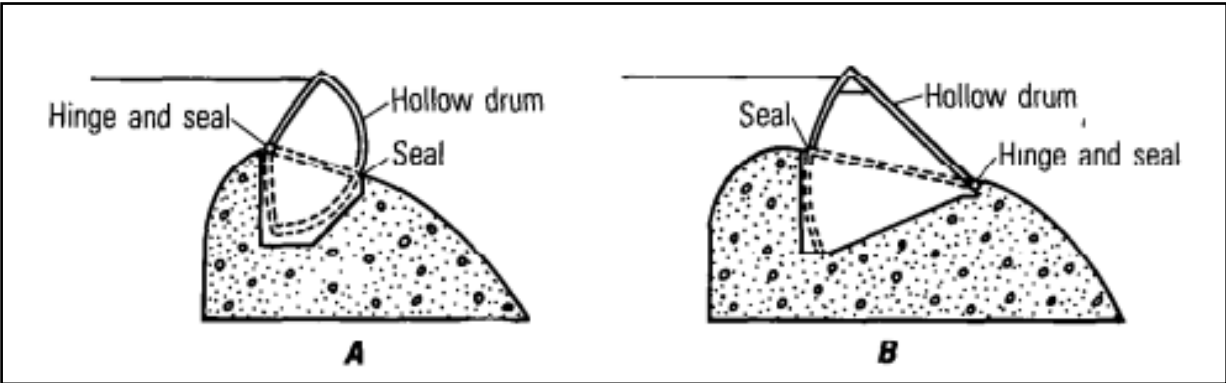


Figura 2.21. Diagrama de dos tipos de compuertas de tambor

Fuente: Novak, 2007

En este caso la ecuación de descarga, es equivalente a la ecuación (2), la que se refiere a descarga con flujo libre. Sin embargo, el ángulo en que se posiciona la compuerta, su radio de giro y la carga presente son factores que influyen en el coeficiente de descarga como se puede observar en la siguiente figura.

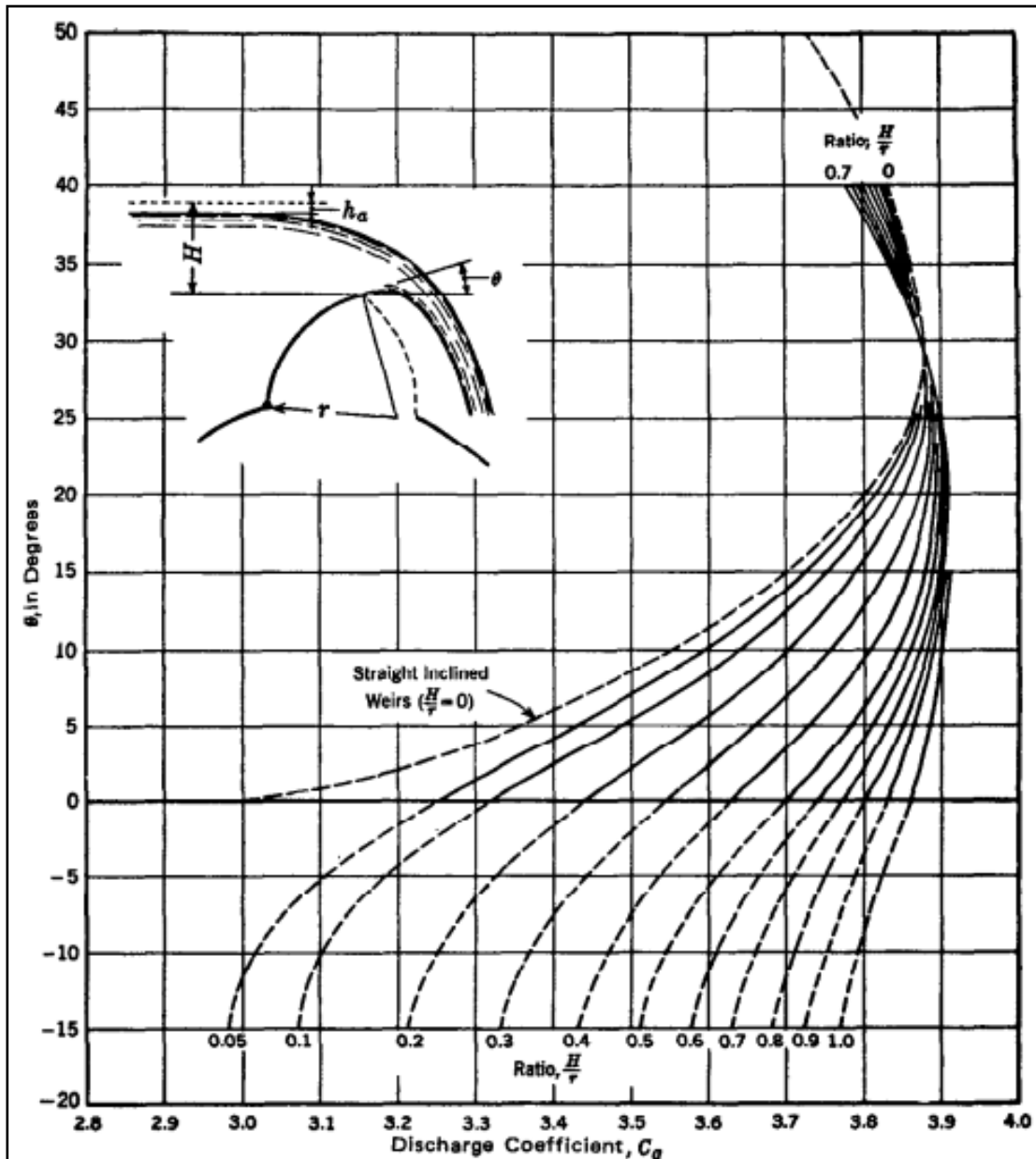


Figura 2.22. Coeficientes de descarga para compuertas de tambor

Fuente: U.S Bureau of Reclamation, Design of Small Dams, 1987

Capítulo 3. Modelado hidráulico del vertedero controlado

3.1 Generalidades

El proceso de modelación se puede explicar cómo la simulación de un fenómeno real, conceptualizando y esquematizando, para de esta forma simplificarlo en mayor o menor medida posibilitando la descripción y predicción cuantitativa de los efectos que se puedan presentar sobre una estructura, todo esto por medio de la implementación de un modelo.

De acuerdo a lo anterior, el elemento semejante reducido o simplificado se conoce como modelo; por otro lado el elemento real es el prototipo.

El modelaje se debe utilizar para tener una representación que asemeje lo más posible las condiciones que se presentan en el prototipo con las del modelo. Para lograr obtener satisfactoriamente dicha característica se debe realizar un proceso por medio de teorías de similitud hidráulica, y se deben definir de antemano ciertos criterios que se deben considerar en el momento de realizar el modelaje.

3.1.1 Similitud Hidráulica

La similitud hidráulica dicta que las características asociadas (dimensiones, velocidades, fuerzas) son similares entre el modelo y el prototipo. Por lo tanto, las similitudes entre los modelos y prototipos se clasifican en:

- Similares geoméricamente: las relaciones referentes a las dimensiones entre el modelo y el prototipo son iguales.
- Similares en cinemática: las relaciones asociadas a los flujos, velocidades y aceleraciones son iguales.
- Similares en dinámica: las relaciones de fuerzas correspondientes son iguales.

3.1.2 Números adimensionales

Proveen una base para diseñar los modelos o bien realizar la interpretación de la información proveniente del modelo. De esta forma, las relaciones de las fuerzas correspondientes que forman números adimensionales se consideran importantes. Por ejemplo para el número de Froude se tiene una relación entre la gravedad y la inercia, y

en general está regido por las fuerzas gravitacionales, por lo cual va a determinar el tipo de similitud hidráulica que se va a aplicar, como se muestra más adelante.

En situaciones especiales, como flujo superficial libre, los números adimensionales son de importancia (Número de Euler, Número de Reynolds, Número de Webber, Número de Cauchy). Para el caso de compuertas y aliviaderos, se considera el número adimensional de Froude para el modelaje y se considera que es equivalente al número de Froude del prototipo.

3.2 Modelos Físicos

En general, existen diversos tipos de modelos que se pueden generar para evaluar un fenómeno real. Se tienen además de los modelos físicos, los modelos analógicos y los modelos matemáticos, entre otros. De acuerdo a la naturaleza del presente estudio, se aplicara únicamente moderación física, por lo cual son los tipos de modelos que se describen.

Se refieren a modelos que parecen en condiciones reales y se refieren a la reproducción de la estructura original pero en versión escalada. Se pueden realizar modelos físicos de aliviaderos, presas, estuarios, entre otros. Posibilitan observar elementos y controlarlos con facilidad, habilitando la optimización y la determinación de posibles efectos colaterales perjudiciales que deben ser considerados en la operación del prototipo.

Se pueden clasificar de acuerdo a la semejanza geométrica con el prototipo en:

- Geométricamente similares: en este caso las dimensiones del modelo son de la misma escala en relación al prototipo. De forma que, se conserva la semejanza de todas las variables geométricas y existe un único factor de reducción (escala) que aplica a todas las magnitudes geométricas y las que se derivan de ellas.
- Distorsionados: se conserva la semejanza con el prototipo pero se emplean diferentes relaciones de escala, lo que quiere decir que las relaciones de escalas asociadas a diferentes magnitudes geométricas pueden ser diferentes. Es común que las dimensiones horizontales tengan una escala distinta a las dimensiones verticales.
- Disimil: estos modelos no consideran relación de semejanza física alguna entre el modelo y prototipo.

3.2.1 Principios de similitud en modelos físicos

Para asegurar que se dé una representación fidedigna de los fenómenos que se van a presentar en el prototipo en el modelo, es necesario que estos sean mecánicamente similares entre ellos, o sea, que exista similitud geométrica, cinemática y dinámica.

3.2.1.1 Similitud geométrica:

Contempla únicamente la similitud en forma y es independiente de las características del movimiento. Como se definió anteriormente, la relación de cualquier magnitud con entre el modelo y el prototipo es igual y se conoce como factor de escala. De forma que:

$$L_r = L_M / L_P \quad (12)$$

Donde:

L_r : factor de escala

L_M : dimensión lineal asociada al modelo

L_P : dimensión lineal asociada al prototipo

La similitud geométrica perfecta generalmente es difícil de obtener ya que se deben considerar además de la similitud de la forma general del modelo, la similitud (y por lo tanto la reducción) de inevitables rugosidades de la superficie (acabados) de acuerdo al factor de escala. Dicho efecto es prácticamente imposible de modelar.

En caso de que el factor de escala no sea igual en todas partes, se tendrá un modelo distorsionado como se mencionó previamente. El nivel hasta el cual se debe buscar la similitud geométrica perfecta depende del fenómeno que se esté evaluando y de la precisión requerida de la solución.

3.2.1.2 Similitud cinemática:

Este caso implica que se debe presentar una similitud en el movimiento, o sea una similitud de longitud además de similitud de tiempo. Como las longitudes correspondientes se encuentran con una relación existente, entonces las velocidades deben estar en una relación de magnitudes de tiempos correspondiente. Sea L_r la relación de longitudes y T_r la

relación de tiempos correspondiente, entonces las velocidades correspondientes están en una relación como la expresada a continuación:

$$V_r = L_r / T_r \quad (13)$$

Esto implica que cuando los fluidos son cinemáticamente similares los patrones que forman las líneas de flujo son geoméricamente similares en los intervalos de tiempo correspondientes.

3.2.1.3 Similitud dinámica:

La similitud dinámica entre dos sistemas geoméricamente y cinemáticamente similares requiere que la razón de las fuerzas que actúan también lo sea. Aplicando la segunda ley de Newton se tiene que:

$$\sum F = F_p + F_g + F_v + F_t + F_e = M * a$$

Donde:

F_p : fuerza de presión

F_g : fuerza debida a la gravedad

F_v : fuerza de corte asociada a la viscosidad del fluido

F_t : fuerza asociada a la tensión superficial

F_e : fuerza producida por compresión elástica del fluido

Ahora relacionando el producto de $M*a$ del modelo con el prototipo se tiene que:

$$\frac{M_M * a_M}{M_P * a_P} = \frac{(F_p + F_g + F_v + F_t + F_e)_M}{(F_p + F_g + F_v + F_t + F_e)_P}$$

Además para que la similitud sea perfecta se debe cumplir que:

$$\frac{M_M * a_M}{M_P * a_P} = \frac{(F_p)_M}{(F_p)_P} = \frac{(F_g)_M}{(F_g)_P} = \frac{(F_v)_M}{(F_v)_P} = \frac{(F_t)_M}{(F_t)_P} = \frac{(F_e)_M}{(F_e)_P} \quad (14)$$

Sin embargo, en la practica el movimiento del fluido puede ser asemejado buscando en el modelo la similitud de solo una fuerza de la ecuación 14, ya que en general se tiene una

fuerza actuante que predomina en el fluido dependiendo de la condición que se esté evaluando. Comúnmente los problemas de hidráulica, y el asociado al interés de este trabajo, son gobernados por las fuerzas de gravedad. De acuerdo a esto, y a lo determinado en la sección 3.1.2 de este capítulo, se aplica el criterio de similitud de Froude. La expresión del número de Froude para un fluido está dada por la expresión:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (15)$$

Donde:

V: velocidad media del fluido (m/s)

L: longitud característica (m)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

La semejanza dinámica se da cuando el número de Froude es equivalente entre el modelo y el prototipo. Además considerando que la gravedad es la misma para los dos sistemas se tiene que la relación de escala para las velocidades se puede deducir de la forma:

$$V_r = \frac{V_M}{V_P} = \frac{\sqrt{L_M}}{\sqrt{L_P}} = L_r^{1/2} \quad (16)$$

Análogamente, considerando el caso de caudales se tiene que:

$$Q_r = V_r * A_r = L_r^{1/2} * \left(\frac{L_M}{L_P}\right)^2 = L_r^{1/2} * L_r^2 = L_r^{5/2} \quad (17)$$

De esta forma se tiene una escala o factor de reducción tanto para velocidades como para caudales que está en términos de la escala de longitud definida, ya que dichas escalas estarán regidas por la relación que se planteó para la semejanza dinámica, o sea con el número de Froude equivalente.

En términos de escala natural, la similitud dinámica existe únicamente cuando la escala de longitud es igual a la unidad. Al plantear la similitud hidráulica de acuerdo al número de Froude se introducen errores o desviaciones que se deben tener en cuenta en la reproducción del fenómeno en estudio, conocidos como efectos de escala.

No obstante, es importante tener en cuenta que se pueden reducir los efectos de escala generados cuando los números adimensionales de Reynolds y Webber superan ciertos valores mínimos asociados al tipo de fenómeno que se esté estudiando.

3.2.2 Efectos de escala

Como se mencionó en la sección anterior, en general no se dan las condiciones que requiere la total semejanza mecánica en los modelos generados. Existen fuerzas que llegan a ser significativas al pasar de una escala a otra (esencialmente las moleculares) ya que en el prototipo son irrelevantes pero a nivel del modelo se hacen relevantes.

Específicamente, las fuerzas descritas en el párrafo anterior están asociadas a las fuerzas capilares derivadas de la tensión superficial y las fuerzas viscosas derivadas de la viscosidad del fluido. De esta forma, se deben considerar ciertos límites al realizar un modelo con la similitud hidráulica de Froude los cuales permitan determinar los datos obtenidos del modelo que son representativos y pueden ser traducirlos a términos de prototipo.

Los fenómenos tanto de tensión superficial como de la viscosidad, generalmente se eliminan si los números de Reynolds y Webber son lo suficientemente grandes. Existen diversos estudios del tema; sin embargo al abarcar un rango tan amplio, no se encontró ninguno aplicado estrictamente a las condiciones bajo las cuales se realizan las pruebas de este trabajo. No obstante se pueden derivar relaciones similares que puedan llegar a aplicar y ser una referencia en la evaluación de los efectos de escala preliminares.

Por ejemplo, para descarga regulada de compuertas, de acuerdo a (Nago, 1984), los efectos de escala se pueden despreciar cuando $Re > 1,5 \times 10^5$ y $We > 2 \times 10^3$.

En lo que respecta a descarga libre, de acuerdo a (Ranga-Raju & Asawa, 1977), los efectos de escala descritos desaparecen cuando el producto de $Re^{1/5} * We^{3/5} > 900$.

De igual forma, estudios similares proponen valores de carga mínima que pueden llegar a ser traducidos números de Reynolds o Webber. En general, para despreciar los efectos de escala en vertederos con descarga libre se tienen valores de carga mínima dentro del rango de $h_{Min} = 0,04-0,06$ m.

3.3 Modelación del vertedero regulado

3.3.1 Selección de escala

De acuerdo a las consideraciones de los apartados anteriores, se va a utilizar un modelo físico del vertedero regulado determinado por medio de los criterios de similitud por el número de Froude. A continuación se presentan las definiciones de los números adimensionales que desempeñan un papel relevante.

Número de Froude (ecuación 15)

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Número de Reynolds

$$Re = \frac{V * L}{\nu} \quad (18)$$

Número de Webber

$$We = \frac{\rho * V^2 * L}{\sigma} \quad (19)$$

Donde:

V: velocidad media del fluido (m/s)

L: longitud característica (m)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

v: viscosidad cinemática (m²/s)

ρ: densidad (kg/m³)

σ: tensión superficial (N/m)

Análogamente a como se obtuvieron las ecuaciones 16 y 17 se pueden encontrar otras relaciones importantes en términos de la escala de longitud. En el cuadro 3.1 se presentan las principales relaciones de escala generadas de acuerdo a la similitud hidráulica de Froude.

Cuadro 3.1. Escalas de acuerdo a la similitud hidráulica de Froude

Relación/Escala	Expresión matemática
Longitud	$E_L = L_P/L_M$
Velocidad	$E_V = V_P/V_M = E_L^{1/2}$
Tiempo	$E_T = E_L^{1/2}$
Caudal	$E_Q = Q_P/Q_M = E_L^{5/2}$
Número de Froude	$E_{FR} = F_{R-P}/F_{R-M} = 1$
Número de Reynolds	$E_{RE} = R_{E-P}/R_{E-M} = E_L^{3/2}$
Número de Webber	$E_{WE} = W_{E-P}/W_{E-M} = E_L^2$

Una forma sencilla de obtener el factor de escala es seleccionar una de estas relaciones y despejar el valor de escala de ella. Por ejemplo para la relación de caudales, si se sabe el caudal de la creciente de diseño del vertedero, además del caudal que se puede generar en la condición modelada, se puede derivar la escala modificando la ecuación planteada en el cuadro 3.1, de la forma:

$$\frac{Q_P}{Q_M} = E_L^{5/2} \rightarrow E_L = \left(\frac{Q_P}{Q_M}\right)^{2/5} \quad (20)$$

En el caso de este trabajo, el modelo utilizado ya existe con una escala seleccionada por lo cual este valor va a condicionar los resultados experimentales obtenidos. La escala de longitud es $E_L = 100$. Considerando además, que las instalaciones de laboratorio cuentan con una capacidad de descarga de caudales máximos del orden de $Q_M = 0,130 \text{ m}^3/\text{s}$ se puede determinar el valor límite de caudales en prototipo Q_P los cuales pueden ser evaluados bajo dichas condiciones. De forma que

$$\frac{Q_P}{Q_M} = E_L^{5/2} \rightarrow Q_P = E_L^{5/2} * Q_M \quad (21)$$

Reemplazando los datos en la ecuación 21 se tiene que:

$$Q_P = 100^{5/2} * 0,130 \text{ m}^3/\text{s} = 13\,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

De esta forma se pueden evaluar caudales de hasta 13 000 m³/s prototipo con el modelo propuesto, en las condiciones del laboratorio existentes.

Evidentemente cada nuevo modelo debe ser generado acorde a las características de su prototipo, teniendo en cuenta además, las facilidades o condiciones que se dispongan en el laboratorio donde se va a poner a prueba.

Como para efectos prácticos es realmente difícil la construcción de diversos modelos, los resultados obtenidos con la escala existente se visualizan como un estudio del cual se puedan observar características o comportamientos que se puedan desarrollar en arreglos similares.

Capítulo 4. Descarga del vertedero de excedencias

4.1 Consideraciones generales del arreglo

El vertedero utilizado para la realización de todas las pruebas experimentales se trata del modelo físico del proyecto hidroeléctrico Reventazón, manufacturado y localizado en el laboratorio de hidráulica del ICE con escala 1:100. A continuación se presentan algunas consideraciones generales relacionadas al modelo.

4.1.1 Canal de aproximación

Dentro del alcance del presente proyecto, se tuvo que utilizar un modelo físico de un vertedero tipo WES para la evaluación de las capacidades de descarga controladas.

De acuerdo a los criterios previamente definidos para estructuras de esta naturaleza, idealmente, la velocidad de aproximación debe de despreciarse. Sin embargo, (Chow, 1994) indica que dicho efecto solo se puede despreciar cuando la altura del vertedero P es mayor que $1,33 \cdot h_o$.

En el modelo del vertedero utilizado no se puede despreciar la carga de velocidad de aproximación ya que dicha condición no se cumple. De esta forma, el canal de aproximación consiste de un canal trapecial, de fondo fijo, con una curvatura en planta antes de la entrada al vertedero (con radio de curvatura $R_c = 65 \text{ cm}$) y con velocidad supuesta uniformemente distribuida.

El cambio de dirección del flujo del agua generado por este tipo de aproximación genera una fuerza centrífuga, que provoca a su vez, un peralte en la superficie del agua, con un aumento en el nivel de la parte externa de la curva y una disminución en la parte interna. El fondo del canal utilizado cuenta con un peralte propio para contrarrestar este efecto y tener una variación del nivel del agua en la entrada del vertedero no muy significativa.

Por otro lado, la variación mencionada en el párrafo anterior implica que el perfil de velocidades no sea del todo uniforme, ya que en teoría se presenta un aumento de velocidad en la parte interna de la curva y una disminución en la parte externa. Sin embargo, al no presentar variación importante en el nivel de agua (como se muestra en el anexo A), la velocidad se puede suponer uniformemente distribuida en la entrada del

vertedero, y se utiliza un valor de velocidad media para obtener las cargas de velocidad donde se requiera.

Las siguientes figuras tienen fines ilustrativos de lo expuesto anteriormente. En dichas fotografías se observa el arreglo vertedero-compuerta existente utilizado regulando la descarga.

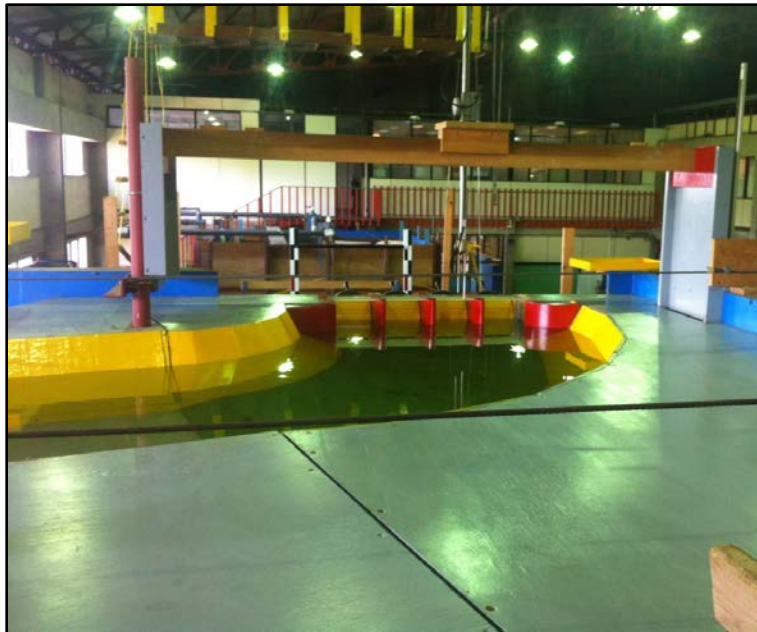


Figura 4.1. Canal de aproximación del modelo utilizado



Figura 4.2. Segunda perspectiva de canal de aproximación del modelo utilizado

4.1.2 Perfil del vertedero

El perfil es similar a los estudiados en el capítulo 2, o sea un perfil tipo WES. Más específicamente, se trata del vertedero ubicado en la esquina superior derecha de la figura 2.1; el paramento aguas arriba cuenta con una pendiente de 2:3 y su cresta está definida por la ecuación:

$$x^{1,81} = -1,939 * (16,71 \text{ cm})^{0,81}y \quad (22)$$

Siendo el valor de $H_d = h_o = 16,71 \text{ cm}$ la carga de diseño, y los valores de 1,81 y 1,939 los valores de n y k respectivamente, obtenidos de acuerdo al cuadro 2.1.

A continuación, se muestra un diagrama de la configuración del modelo utilizado. Se muestran el perfil de la cresta obtenido de acuerdo a la ecuación anterior además de la altura del paramento ($P = 11,5 \text{ cm}$), el radio de salida de la rápida, las coordenadas del punto pivote de la compuerta, y otras dimensiones de interés. Todas las cotas se muestran en centímetros.

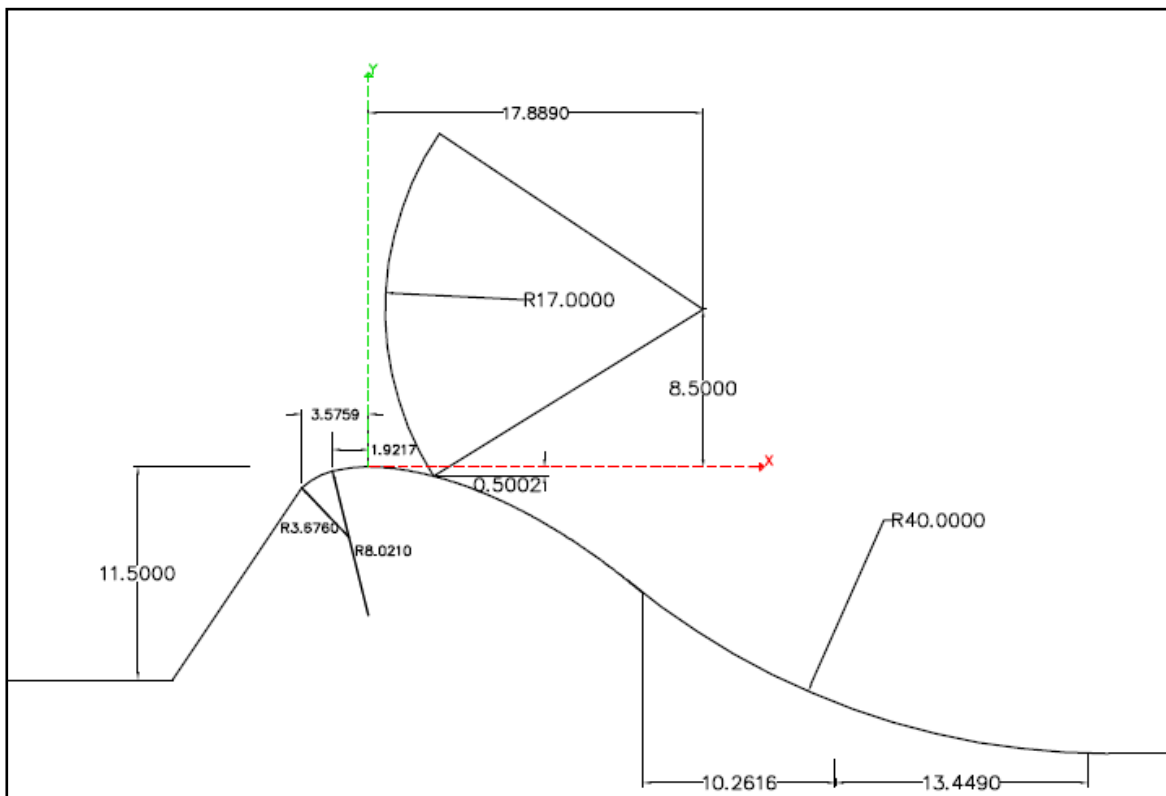


Figura 4.3. Diagrama del modelo del vertedero controlado utilizado en pruebas

4.1.3 Compuerta radial

La compuerta radial utilizada tiene un radio de $R = 17$ cm. Como se puede observar de la figura 4.3, el asiento de la compuerta se ubica en la coordenada (3.4668, -0.5) cm considerando que el origen de coordenadas se encuentra sobre el punto más alto de la cresta.

Por otro lado, las coordenadas del punto pivote son (17.889, 8.5) cm. Como se puede observar de las figuras 4.1 y 4.2 se cuenta con tres pilares y dos estribos en la configuración del modelo. De esta forma se tienen cuatro compuertas similares las cuales tienen un ancho de $B = 13,15$ cm y una altura de $H = 18,5$ cm.

Es importante anotar que de acuerdo a las ecuaciones de descarga, se debe utilizar un L que se refiere al ancho de la compuerta. En este caso este L debe ser equivalente al ancho de cresta neto L_N que es equivalente a la longitud bruta menos el ancho de 3 pilares. El cálculo de este valor se muestra en la sección 4.2.2.

4.1.4 Instrumentos de medición

En las pruebas implementadas sobre el vertedero anteriormente descrito se utilizaron diversos instrumentos de medición para la determinación de los niveles de agua y caudales.

Para medir los niveles de agua se utilizó un limnómetro A.OTT-KEMPTEN de doble punta el cual se acopló para poder medir los niveles de agua transversalmente al flujo del agua. En la figura 4.4 se muestra dicho instrumento sobre la regla utilizada para la determinación de los puntos de medición.



Figura 4.4. Limnómetro utilizado para la medición de niveles en la entrada al vertedero

Además, se utilizaron dos piezómetros para complementar las lecturas obtenidas. El piezómetro de la izquierda en la figura 4.5 mide el nivel piezométrico promedio en el canal de aproximación, de diámetro 25 mm para anular el efecto de capilaridad. El piezómetro de la derecha mide el nivel piezométrico del embalse mediante un limnómetro A.OTT-KEMPTEN de punta sencilla, de diámetro nominal de 75 mm.



Figura 4.5. Piezómetros de medición complementarios

La medición del caudal se realizó de dos formas; para caudales de 0 a 0,025 m³/s se utilizó un orificio de diámetro nominal de 80 mm acoplado en una tubería de diámetro de 100 mm, el cual se calibró para utilizar un manómetro diferencial en conjunto y derivar el caudal.

Para caudales de hasta 0,065 m³/s se utilizó un medidor digital de caudales, el cual se encuentra acoplado con un transductor de presión diferencial SMAR, el cual a su vez, se encuentra acoplado a una tobera FISHER & PORTER de 150 mm de diámetro nominal. Esta tobera tiene la capacidad de medir caudales con errores menores o iguales al 3% para caudales superiores a 0,020 m³/s. De esta forma la medición de datos en la tobera se realizó para un rango de caudales de 0,020 m³/s a 0,065 m³/s. En la figura 4.6 se muestra el medidor de caudal digital mencionado.



Figura 4.6. Medidor de caudal digital acoplado a tobera de 150 mm

4.1.5 Puntos de medición

Para ambos casos de descarga, tanto libre como regulada, las medidas de carga se tomaron a $Y = 35$ cm aguas arriba de la cresta del vertedero. En la figura 4.4 se puede observar la regla sobre la cual se acopló el limnómetro de doble punta para de esta forma tomar las medidas de carga de margen a margen variando cada 5 cm el punto, siendo $X = 0$ cm el centro de la longitud de la cresta bruta.

4.2 Capacidad de descarga libre

4.2.1 Distribución de niveles de agua

La distribución de niveles de agua se obtuvo de acuerdo a las medidas obtenidas para distintos caudales, las cuales se pueden apreciar en el anexo A. A continuación, se presentan diversos gráficos que representan la distribución transversal del nivel de agua para distintos caudales.

La figura 4.7 muestra la diferencia de nivel entre cada punto registrado con respecto al nivel registrado en el centro de la cresta para caudales nominales de 0,005 m³/s a 0,25 m³/s medidos con el orificio mencionado en el apartado anterior.

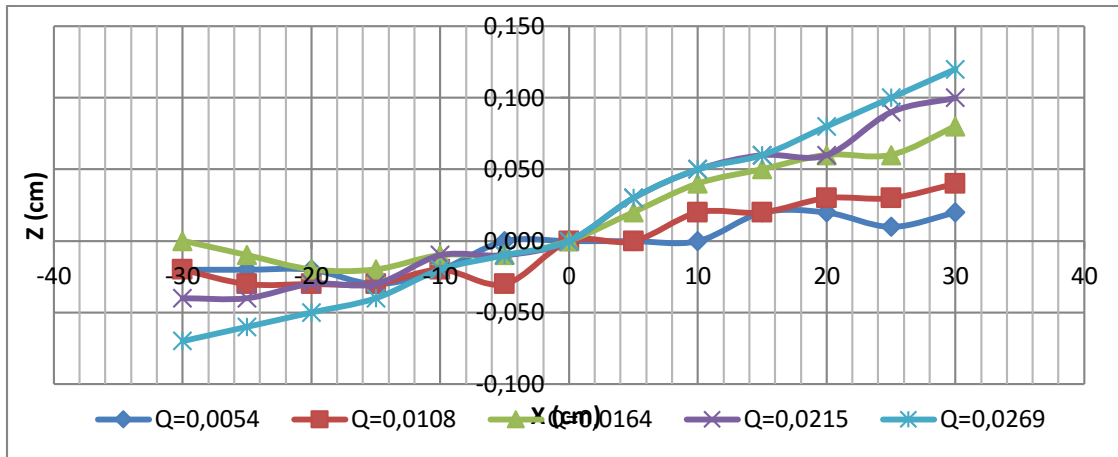


Figura 4.7. Variación del nivel de agua con respecto a la medida central a Y = 35 cm aguas arriba de la cresta con caudales medidos en orificio

La figura 4.8 muestra datos similares a los de la figura 4.7, pero para caudales nominales de 0,02 m³/s a 0,065 m³/s medidos con la tobera mencionada en el apartado anterior.

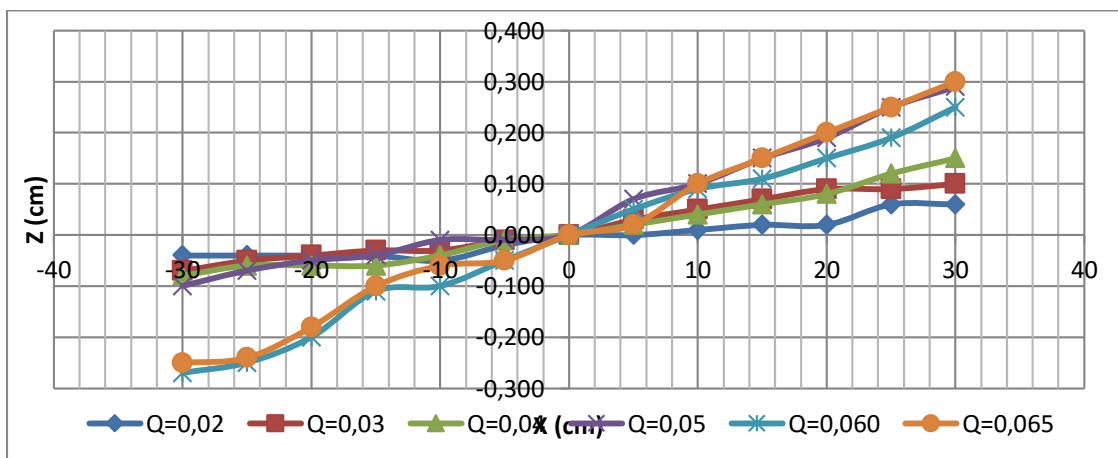


Figura 4.8. Variación del nivel de agua con respecto a la medida central a Y = 35 cm aguas arriba de la cresta con caudales medidos en tobera

En el caso de la figura 4.7 se observa que los valores de caudales mostrados en las series se diferencian ligeramente en relación a los caudales nominales premeditados, los cuales se van incrementando en magnitudes de 0,005 m³/s; este hecho se debe principalmente a la variación en las medidas del manómetro diferencial. Sin embargo, los datos son de igual forma representativos para intervalos de 0,005 m³/s de diferencia.

Ambos casos muestran ligeramente la característica mencionada en la sección 4.1.1 donde se da un aumento en el nivel de agua en la parte externa de la curva, la cual se traduce en una diferencia positiva al lado derecho del eje de las abscisas y una diferencia negativa al lado izquierdo. Esto quiere decir que los valores al lado izquierdo del centro de la cresta presentan valores superiores, confirmando la aseveración.

Como es de esperarse, conforme aumenta el caudal nominal dichas diferencias tienden a hacerse más notorias. No obstante, el valor máximo de diferencia entre márgenes es de 0,3 cm que va acorde con el caudal más elevado. Dicha diferencia es relativamente significativa en el prototipo, ya que con la escala determinada llega esta diferencia a ser de 0,3 m.

4.2.2 Curva de descarga libre

Para obtener la curva de descarga sin control se deben tener en cuenta las consideraciones de la sección 2.1.2.2, 2.1.4 y otra serie de ecuaciones obtenidas del texto **del U.S. Bureau of Reclamation "Design of Small Dams"**.

Teniendo en cuenta las siguientes ecuaciones se puede determinar la curva de descarga libre del vertedero en estudio.

Ecuación de descarga libre:

$$Q = C_d L_N H^{3/2} \quad (23)$$

Longitud de cresta neta:

$$L_N = L_B - N T_P \quad (24)$$

Carga sobre la cresta con carga de velocidad de aproximación:

$$H = h + h_A \quad (25)$$

Carga de velocidad de aproximación (CVA):

$$h_A = \frac{V_A^2}{2g} \quad (26)$$

Donde:

h: carga sobre la cresta sin velocidad de aproximación (m)

h_A : carga de velocidad de aproximación sobre la cresta (m)

V_A : velocidad media de aproximación (m/s)

L_B : Longitud de cresta bruta (m)

N : Número de pilares

T_P : Espesor de cada pilar (m)

g : aceleración por la gravedad (m/s^2)

De acuerdo a lo anterior, para todos los casos la longitud de cresta neta es equivalente. El modelo presenta 3 pilares con espesor de 0,04 m por lo tanto la longitud de cresta neta es:

$$L_N = 0,646 m - 3 * 0,04m = 0,526 m \quad (27)$$

De igual forma es importante hacer la anotación que para cada caudal, se calcula el coeficiente de descarga de acuerdo a la carga promedio generada a partir de la serie de datos de carga asociados.

El cuadro 4.1 muestra los principales resultados obtenidos para el vertedero descargando sin control con caudales nominales de 0,005 m^3/s hasta 0,065 m^3/s .

Cuadro 4.1. Resultados de coeficiente de descarga adimensionales para descarga libre

Q (m^3/s)	h (m)	Velocidad media (m/s)	h_A (CVA) (m)	H (m)	C_d sin CVA(adim)	C_d con CVA (adim)
0,00538	0,03803	0,04601	0,00011	0,03814	0,46729	0,46531
0,01083	0,05022	0,08510	0,00037	0,05058	0,61991	0,61314
0,01642	0,06222	0,11933	0,00073	0,06294	0,68134	0,66959
0,02001	0,06805	0,14024	0,00100	0,06905	0,72577	0,71002
0,02149	0,07232	0,14676	0,00110	0,07342	0,71131	0,69542
0,02696	0,08225	0,17377	0,00154	0,08379	0,73587	0,71569
0,02999	0,08835	0,18676	0,00178	0,09012	0,73528	0,71363
0,03997	0,10628	0,22618	0,00261	0,10888	0,74273	0,71621
0,04998	0,12191	0,26160	0,00349	0,12540	0,75597	0,72465
0,06011	0,13661	0,29356	0,00439	0,14100	0,76646	0,73093
0,06469	0,14289	0,30705	0,00481	0,14770	0,77105	0,73373

En el cuadro 4.1, se presentan dos coeficientes de descarga; el primero se trata del coeficiente de descarga sin carga de velocidad de aproximación (CVA) y el segundo incluyendo dicha carga, o sea calculados con h y H respectivamente.

En la figura 4.9 mostrada a continuación se observa la variación del coeficiente de descarga con respecto al caudal experimental.

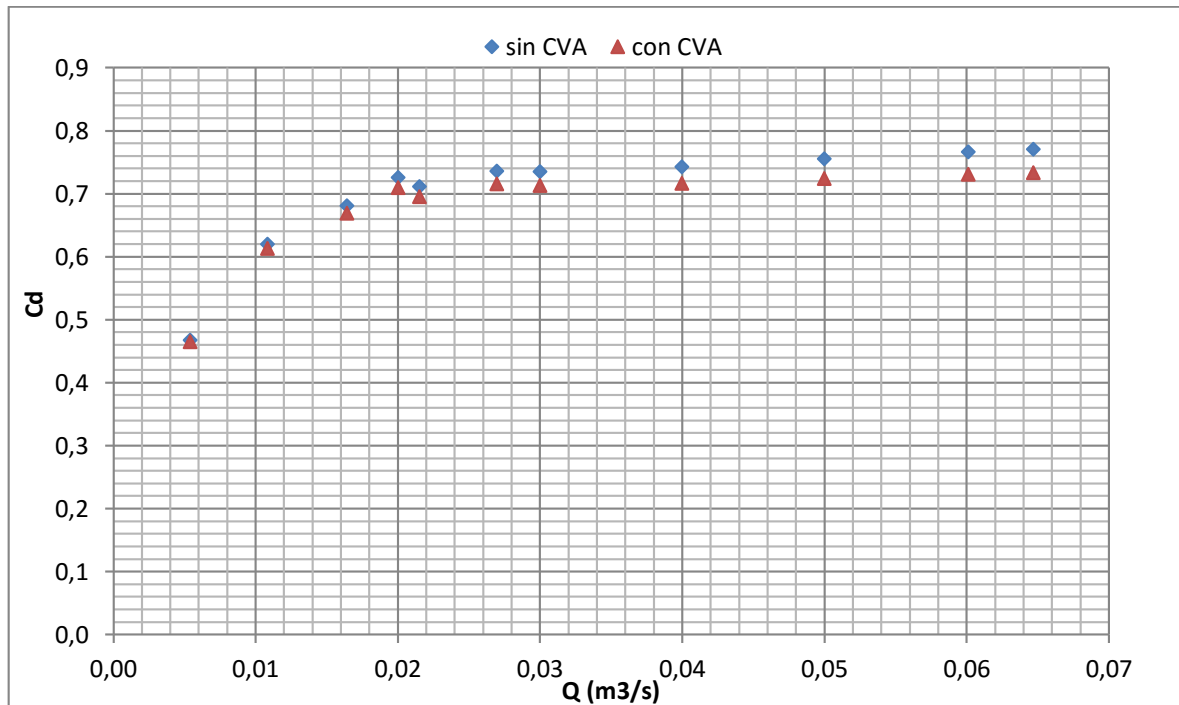


Figura 4.9. Variación del coeficiente de descarga experimental

De acuerdo a la figura anterior, se obtiene la impresión de que el coeficiente de descarga experimental presenta una estabilización para caudales superiores a los $0,02 \text{ m}^3/\text{s}$. Esto se puede deber a la presencia de efectos de escala para caudales menores a este valor considerando la configuración en la que se realizaron las pruebas experimentales. Esta aseveración se analiza con más detenimiento más adelante.

La ecuación de descarga libre expresada en términos de caudal unitario, o sea dividiendo el caudal entre la longitud, se expresa de la siguiente forma:

$$q = \frac{Q}{L_N} = C_d H^{3/2} \quad (28)$$

La ecuación anterior tiene forma potencial, y la misma se puede ver transformada a una ecuación lineal si se aplican logaritmos a ambos lados de la ecuación de forma que:

$$Y = a * X + b$$

$$Y = \log q$$

$$X = \log H$$

$$a = 3/2$$

$$b = \log Cd$$

A continuación se muestran los datos experimentales modificados obtenidos para realizar el ajuste

Cuadro 4.2. Datos de descarga libre modificados para realizar ajuste potencial

q (m ² /s)	H (m)	Y = log (q)	X = log (H)
0,01023	0,0381	-1,989953112	-1,418634423
0,02060	0,0506	-1,686156872	-1,295982327
0,03122	0,0629	-1,505532103	-1,201065259
0,03804	0,0690	-1,419738656	-1,160845777
0,04085	0,0734	-1,388764849	-1,13418044
0,05126	0,0838	-1,290205001	-1,07679241
0,05702	0,0901	-1,244009278	-1,045159676
0,07599	0,1089	-1,119251596	-0,963034909
0,09502	0,1254	-1,022189492	-0,901717392
0,11428	0,1410	-0,942039016	-0,850780439
0,12298	0,1477	-0,910148593	-0,830626827

La figura siguiente muestra el ajuste realizado sobre los datos en términos logarítmicos, considerando que solo se tomaron en cuenta los caudales superiores a 0,02 m³/s debido a la estabilización del coeficiente mencionada anteriormente. De esta forma, para realizar el ajuste se omitieron las primeras tres filas del cuadro anterior.

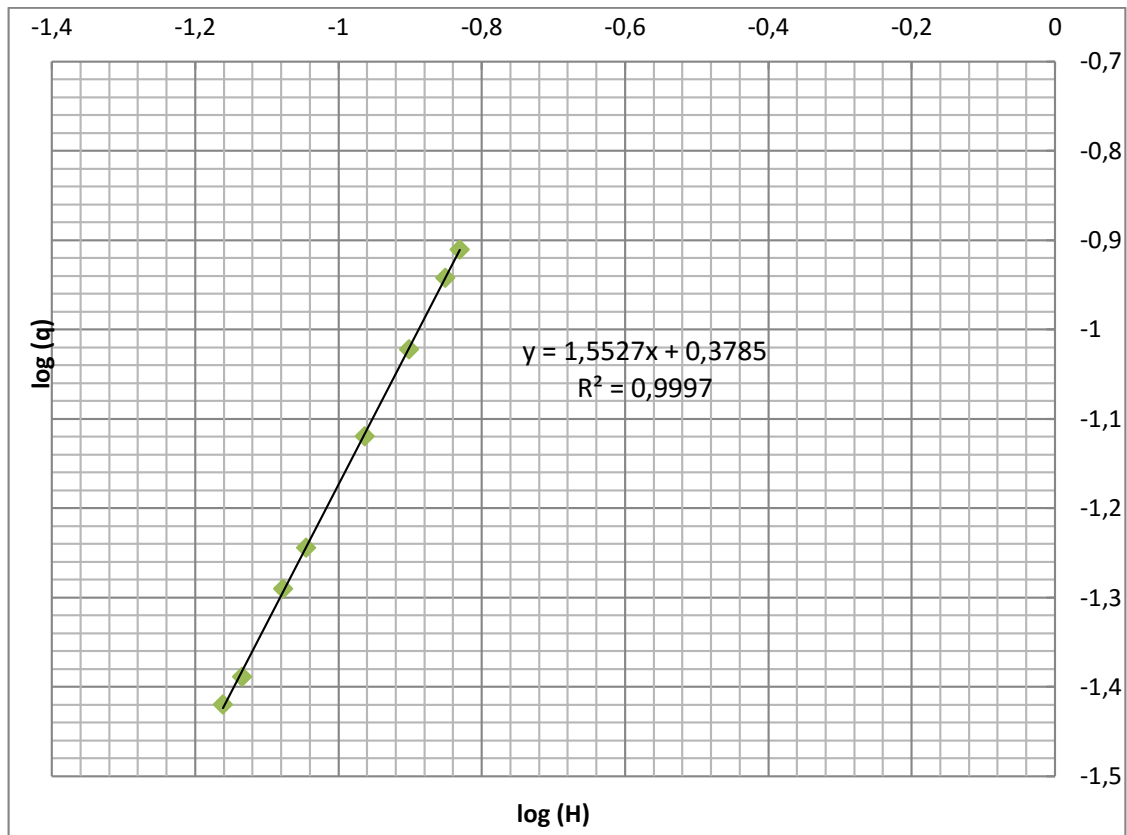


Figura 4.10. Ecuación de descarga libre lineal

De acuerdo a las deducciones anteriores, el valor de a es bastante cercano a los $3/2$ que en teoría deberían de ser; además el coeficiente de correlación es prácticamente la unidad por lo que el ajuste es totalmente confiable. Para obtener el valor de C_d estimado constante se debe expresar b en términos exponenciales de forma que:

$$C_d = 10^b = 10^{0,3785} = 2,3905 \text{ m}^{1/2}/s$$

Con base en las deducciones realizadas se puede expresar el caudal estimado como:

$$Q_{est} = 2,3905 \text{ m}^{1/2}/s * L_N * H^{1,5527} \tag{29}$$

Realizando la anotación que dicha ecuación aplica para caudales mayores a $0,02 \text{ m}^3/s$ en el modelo. Por simplicidad, se puede presentar una forma análoga de derivar dicha ecuación; esta por medio de un ajuste potencial a los datos en términos normales, o sea las primeras dos columnas del cuadro 4.2; el gráfico resultante con su debido ajuste se muestra en la figura 4.11.

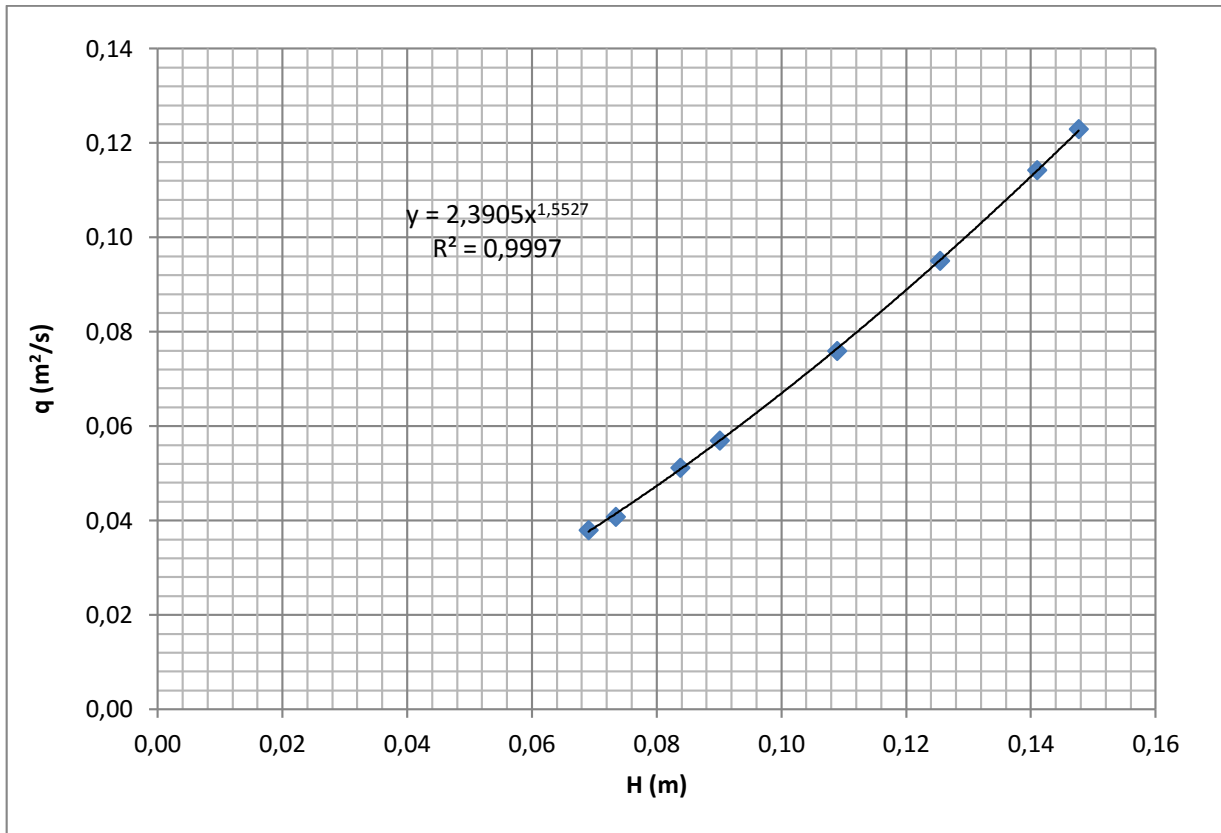


Figura 4.11. Ecuación de descarga libre potencial

Se observa cómo se determina la misma ecuación y confianza del ajuste. Comparando los resultados obtenidos con los que se presentan en el gráfico de la figura 2.3, la cual presenta una curva de descarga con un ajuste similar al realizado para obtener la ecuación 29, se observa como el exponente al que se eleva la relación de carga es de $n = 1,60$ que es similar al resultante en el caso en análisis, el cual tiene un valor de $n = 1,5527$. Hay que anotar que a pesar de que ambas son curvas de descarga, tiene en un principio formas distintas.

A continuación se presenta una reproducción del gráfico 111-3 de la referencia *Hydraulic Design Criteria* (1952) el cual se observa en su forma original en la figura 2.2. Se graficaron los datos experimentales obtenidos, transformados a magnitudes adimensionales correspondientes, para revisar que tan cerca se encontraban del ajuste propuesto por la referencia; los resultados se observan en la figura 4.12.

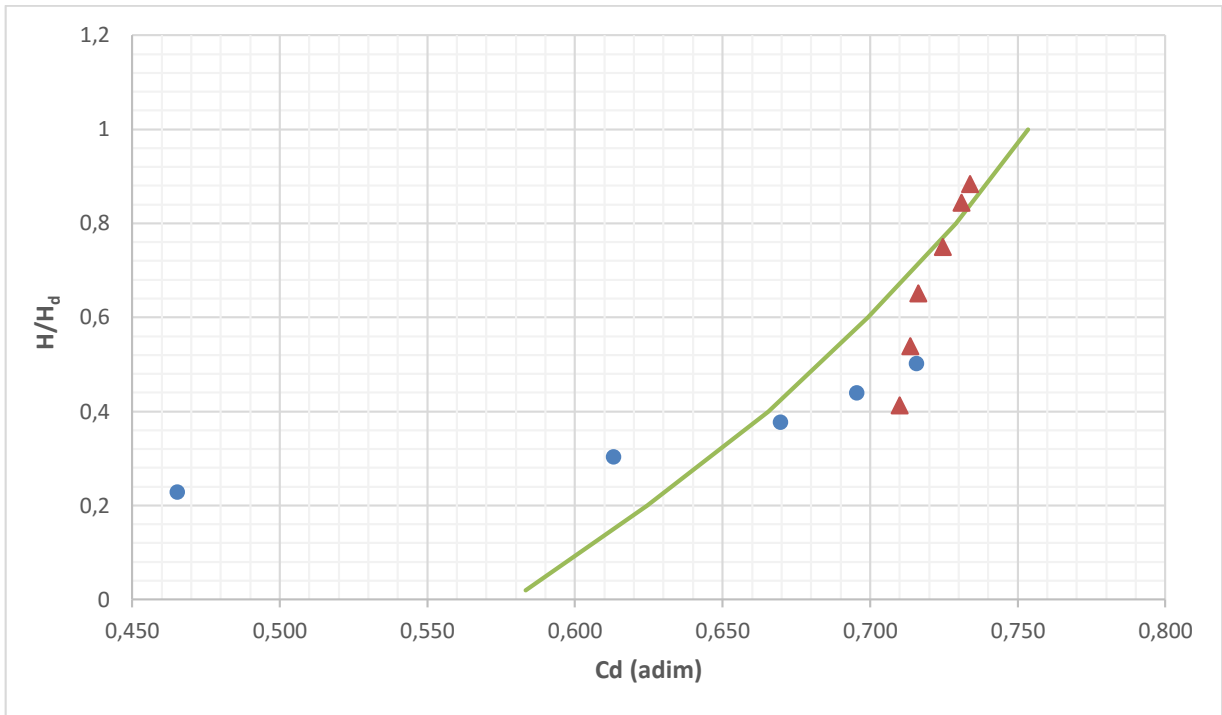


Figura 4.12. Datos experimentales graficados con ajuste de HDC 111-3 como referencia

Como se aprecia algunos de los valores se ajustan bastante bien al propuesto por la teoría, sin embargo hay zonas características donde se da gran dispersión. Se observa que el valor de caudal nominal de 0,005 m³/s y su respectivo coeficiente se alejan bastante de la curva de ajuste. Por otro lado, los datos experimentales se ajustan bastante bien para caudales nominales mayores a 0,04 m³/s y sus respectivos coeficientes.

4.3 Capacidad de descarga regulada

4.3.1 Distribución de niveles de agua

La distribución de niveles de agua con descarga regulada se obtuvo de acuerdo a las medidas obtenidas para distintos caudales para determinada abertura de compuerta, las cuales se pueden apreciar en el anexo B.

La toma de mediciones transversales se realizó de margen a margen, de igual forma que para el caso de descarga libre, en un rango de -30 cm a 30 cm, siendo el 0 el centro del canal de aproximación, que coincide con el centro de la longitud de cresta bruta del vertedero. La medición se realizó a 35 cm aguas arriba de la cresta.

La figura 4.13 muestra un mosaico que ilustra la descarga regulada a través del vertedero para determinada abertura de compuerta.



Figura 4.13. Descarga regulada a través del vertedero con una abertura dada

La figura 4.14 muestra la distribución de niveles de agua para caudales nominales de 0,005 a 0,15 m³/s descargando a través de la primera abertura correspondiente a un nivel de labio inferior de compuerta de $Z_L = 13$ cm, o bien 1,5 cm sobre el nivel de cresta.

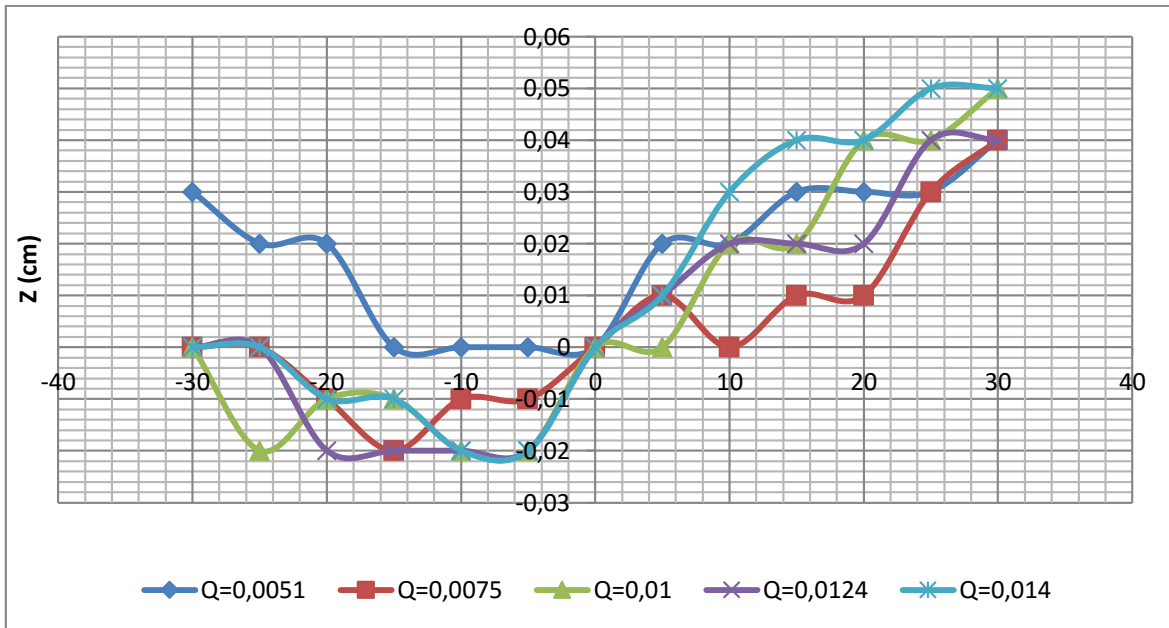


Figura 4.14. Variación del nivel de agua con respecto a la medida central a $Y = 35$ cm aguas arriba de la cresta; descarga regulada

Para los casos de descarga regulada y caudales bajos, la variación en el nivel de agua es poco significativa ya que al realizar el control con compuertas, en términos prácticos casi que se neutraliza la carga de velocidad y no se dan variaciones tan grandes entre márgenes. Dicha situación se puede ver reflejada en el gráfico presentado en la figura 4.14 donde se ve que la diferencia entre los niveles de agua con respecto al nivel central no supera el 0,1 cm. No obstante, con caudales elevados se observan diferencias de nivel entre márgenes mayores pero no se llega a superar el valor de 1 cm. En términos de prototipo las diferencias serian entonces, menores a 1 m.

En el anexo C se pueden observar gráficos similares al de la figura 4.14 para las consiguientes aberturas de compuerta probadas.

Las variaciones del caudal para cada determinada abertura se realizaron de acuerdo a intervalos convenientes para la máxima obtención de datos, sin sobrepasar el límite de encauce del canal de aproximación. De esta forma, para determinadas aberturas hay más datos en comparación a las demás. Sin embargo, todas cuentan con al menos 5 datos experimentales lo cual brinda una relativa confianza sobre los ajustes realizados.

4.3.2 Consideraciones de geometría

Es importante contar con las definiciones geométricas del arreglo compuerta vertedero para poder determinar las variables de interés que son utilizadas en el cálculo de la descarga regulada tanto por el U.S. Corps of Engineers como por Hager. La presente sección está orientada específicamente a la explicación y obtención de dichos datos.

La figura 4.15 muestra un extracto del *Hydraulic Design Criteria* (HDC) que determina claramente cómo se mide la abertura de compuerta radial (G_o). Muestra además, las coordenadas del punto pivote de la compuerta (X_T, Y_T), las coordenadas del labio inferior de la compuerta en un determinado momento (X_L, Y_L) y las coordenadas que determinan el punto de abertura de la compuerta (X_C, Y_C) en el cual se mide la abertura mínima perpendicular a una recta tangente a este punto (M_C). De igual forma, se muestran las coordenadas del radio de curvatura (X_R, Y_R) de la cresta en el punto de abertura. El ángulo de abertura (β) es derivado de relaciones geométricas entre todas estas variables.

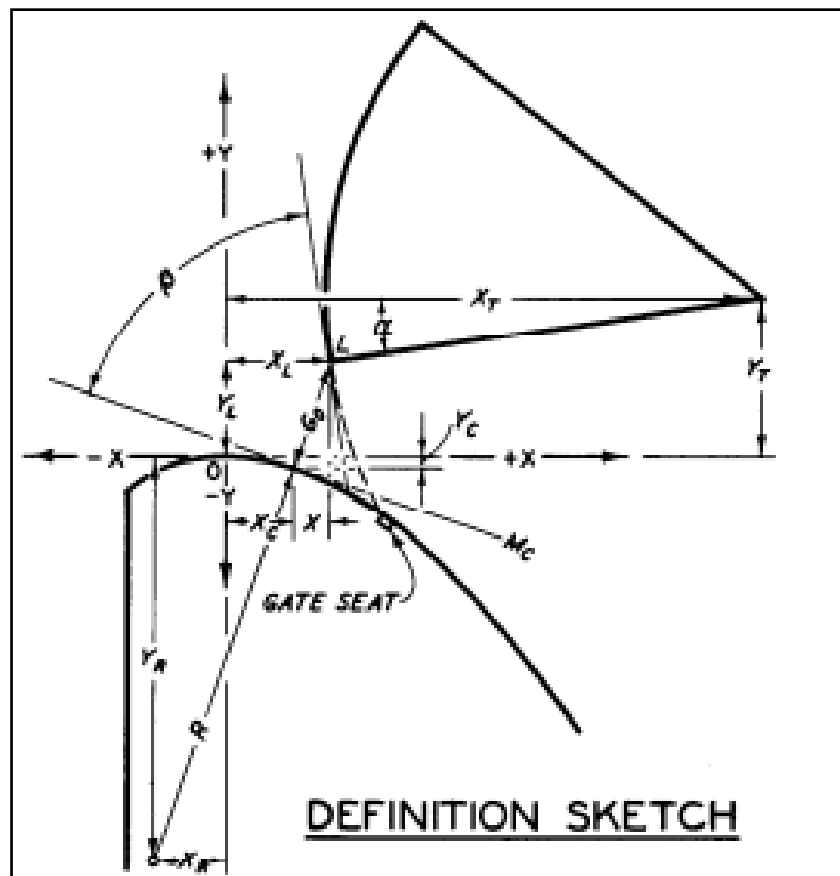


Figura 4.15. Diagrama de variables de interés en configuración vertedero - compuerta radial
Fuente: U.S. Corps of Engineers, 1952

Los gráficos 311-2, 311-3, 311-4 del HDC son una referencia como método gráfico para determinar las variables recién mencionadas, específicamente para derivar los valores de G_o y β . Sin embargo, estos gráficos son útiles para vertederos con paramento vertical, lo cual modifica la ecuación que define la cresta.

El procedimiento seguido entonces fue, utilizar este método gráfico para derivar una primera iteración, y modificar el cálculo del radio de curvatura con la ecuación de la cresta de paramento inclinado que se define en la ecuación 4.1, lo cual modifica a su vez los valores de X_R y Y_R que determinan finalmente la abertura de compuerta y el ángulo. Se realizaron iteraciones hasta que los valores llegaron a converger. Se varió la altura del labio inferior de la compuerta cada centímetro sobre la cresta, empezando desde el punto en el cual se encuentra totalmente cerrada, el cual se puede apreciar en la figura 4.3.

El cuadro 4.3 muestra el resumen los resultados obtenidos al variar dichas condiciones.

Cuadro 4.3. Variables geométricas de interés para el cálculo de descarga regulada

ZL (cm)	XL (cm)	YL (cm)	XC (cm)	YC (cm)	G_o (cm)	β (°)
11	3,4668	-0,5000	3,4668	-0,5001	0,00012	43,4014
12	2,8890	0,5000	2,7132	-0,3209	0,83954	49,8438
13	2,3971	1,5000	2,1009	-0,2020	1,72758	55,8124
14	1,9830	2,5000	1,6140	-0,1253	2,65116	61,3316
15	1,6409	3,5000	1,2359	-0,0773	3,60018	66,4354
16	1,3663	4,5000	0,9501	-0,0480	4,56704	71,1626
17	1,1558	5,5000	0,7417	-0,0307	5,54617	75,5537
18	1,0071	6,5000	0,5973	-0,0207	6,53360	79,6483
19	0,9184	7,5000	0,5058	-0,0153	7,52667	83,4847
20	0,8890	8,5000	0,4578	-0,0128	8,52373	87,1003
21	0,9184	9,5000	0,4463	-0,0122	9,52395	90,5312
22	1,0071	10,5000	0,4664	-0,0133	10,52714	93,8125
23	1,1558	11,5000	0,5145	-0,0158	11,53367	96,9771
24	1,3663	12,5000	0,5887	-0,0202	12,54432	100,0553
25	1,6409	13,5000	0,6880	-0,0268	13,56031	103,0748
26	1,9830	14,5000	0,8119	-0,0361	14,58324	106,0611

Las filas subrayadas representan las aberturas utilizadas en las pruebas experimentales realizadas. La posición de Z_L es medida a partir del piso de fondo del canal de

aproximación. A partir de un $Z_L = 23$ cm la configuración trabaja prácticamente libre por lo que cada abertura representa aproximadamente un 16,7% de abertura.

La figura 4.16 muestra la variación de la posición del labio inferior conforme se va aumentando el nivel de Z_L , empezando desde el punto de asiento de compuerta.

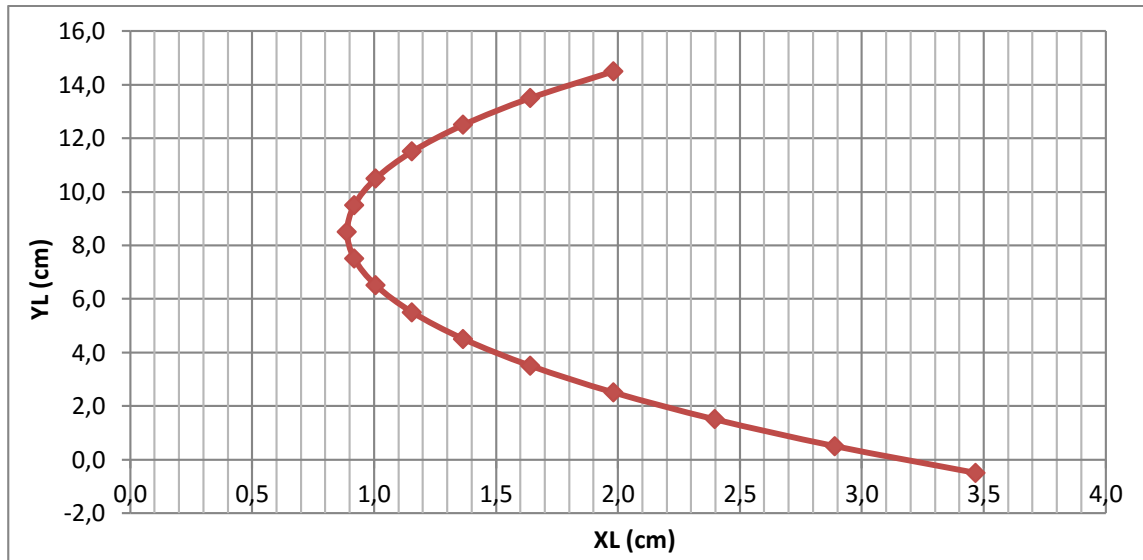


Figura 4.16. Variación de la posición del labio inferior de compuerta al aumentar la abertura

En la figura 4.17 se aprecia la variación del ángulo de abertura β conforme se aumenta la elevación del labio inferior Z_L de compuerta.

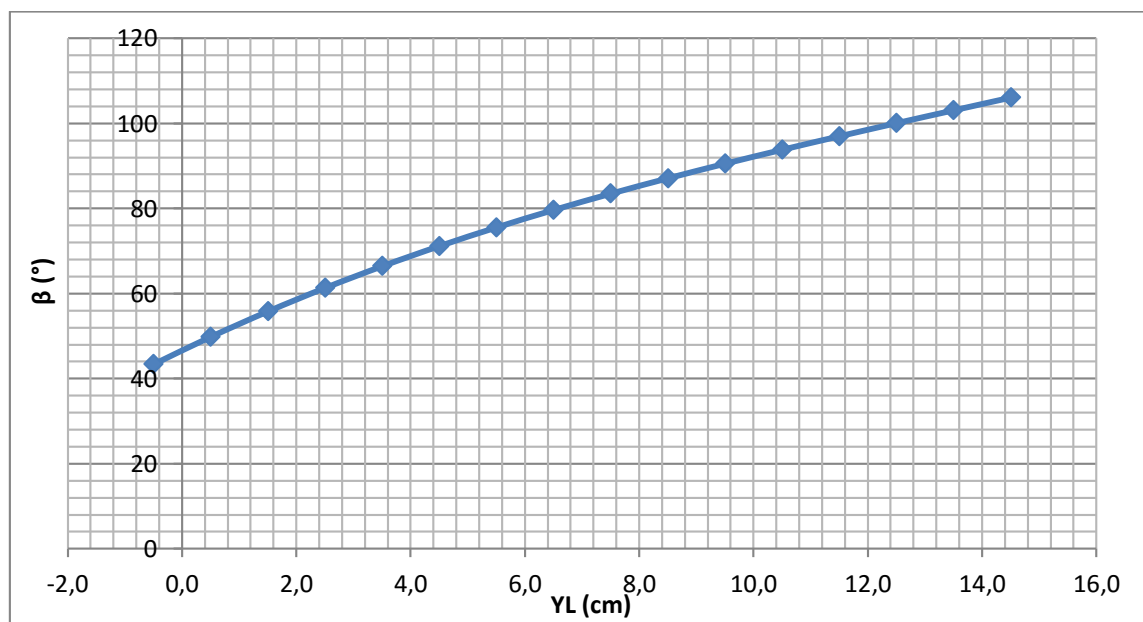


Figura 4.17. Variación del ángulo de abertura al aumentar la elevación del labio inferior

4.3.3 Definiciones de carga efectiva

La figura 4.18 es un extracto del gráfico de la figura 2.16 y ejemplifica la carga efectiva sobre la cresta del vertedero tipo WES para el caso del cálculo de coeficientes de descarga del HDC. En este caso $h_G = H$ medido en centímetros y se mide hasta el centro de la abertura. Nótese que no se considera la carga de velocidad en este caso.

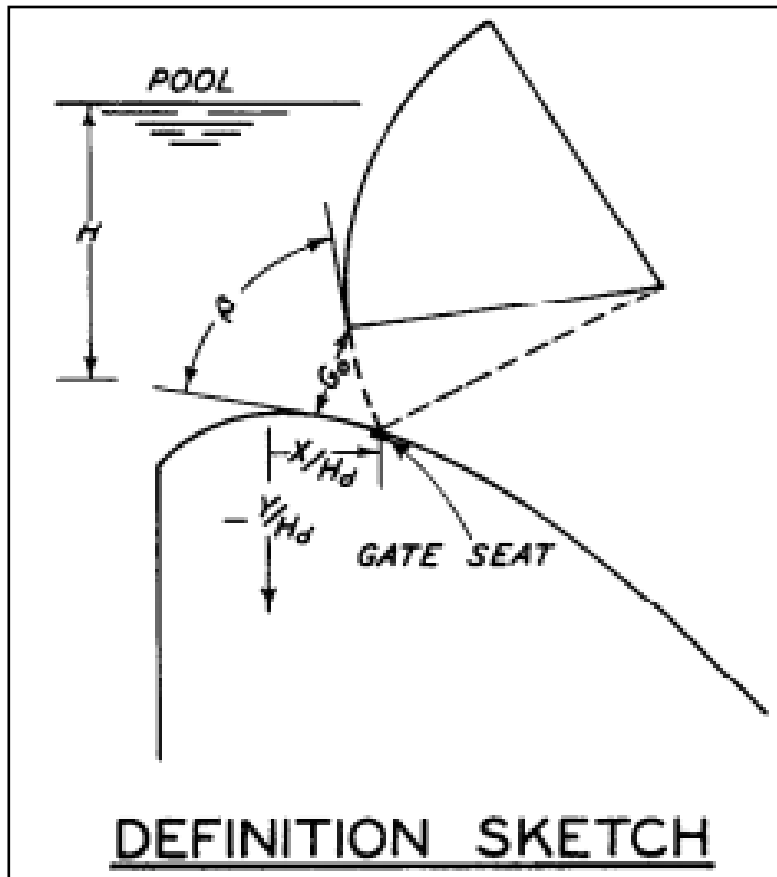


Figura 4.18. Definición de carga efectiva ($H = h_G$) propuesta en HDC

Fuente: U.S. Corps of Engineers, 1952

En el caso del cálculo de coeficientes de descarga con la ecuación de Hager, la carga efectiva se mide desde el punto en que se interseca una vertical con la cresta saliendo desde el labio inferior de la compuerta en una abertura dada. Nuevamente en teoría no se considera la carga de velocidad inicialmente. Dicha definición se aprecia con claridad en la figura 4.19.

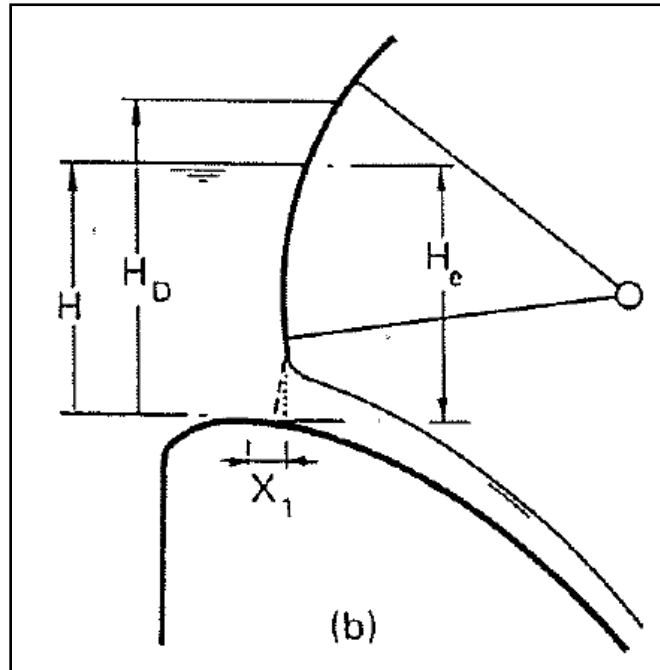


Figura 4.19. Definición de carga efectiva ($H = h_e$) propuesta por Hager

Fuente: Hager, 1988

4.3.4 Curva de descarga regulada

En esta sección se determinan las capacidades de descarga por medio de los coeficientes de descarga calculados tanto por las definiciones propuestas en HDC tanto como por Hager. Para este último caso, se contempla la obtención de coeficientes con y sin carga de velocidad para evaluar el impacto que se pueda generar al considerarla o no.

Primeramente, se determinan los coeficientes de descarga de acuerdo a las consideraciones del HDC. Considerando la explicación dada en la sección anterior y la figura 4.18, se puede expresar la carga efectiva en términos numéricos, la cual depende de la carga sobre la cresta y la geometría. A continuación se presentan las ecuaciones que definen la descarga y la carga efectiva respectivamente.

$$Q = C_d (G_o B) (2g h_G)^{1/2} \quad (30)$$

$$h_G = h - \frac{Y_C + Y_L}{2} \quad (31)$$

El cuadro 4.4 resume el cálculo de la carga efectiva, la relación entre carga y carga de diseño, y por último, el coeficiente de descarga en términos adimensionales. Las primeras tres columnas presentan valores tomados del cuadro 4.3.

Cuadro 4.4. Resumen de resultados obtenidos con propuesta de HDC

ZL (cm)	Go (m)	β (°)	Q (m ³ /s)	h (m)	h _G (m)	h/ho	C _D (adim)
13	0,01728	55,8124	0,005172	0,0300	0,0235	0,1796	0,8377
			0,007515	0,0599	0,0534	0,3582	0,8081
			0,010071	0,0989	0,0924	0,5920	0,8229
			0,012447	0,1455	0,1391	0,8710	0,8292
			0,014045	0,1818	0,1753	1,0878	0,8335
15 Orificio	0,03600	66,4354	0,012462	0,052	0,0346	0,3094	0,7988
			0,014992	0,073	0,0561	0,4383	0,7544
			0,017475	0,093	0,0755	0,5541	0,7584
			0,020031	0,116	0,0987	0,6930	0,7601
			0,022403	0,139	0,1221	0,8332	0,7643
			0,025035	0,167	0,1502	1,0015	0,7700
15 Tobera	0,03600	66,4354	0,01999	0,114	0,0970	0,6827	0,7653
			0,02256	0,143	0,1258	0,8554	0,7582
			0,02498	0,170	0,1529	1,0177	0,7615
17	0,05546	75,5537	0,01996	0,068	0,0411	0,4098	0,7616
			0,02389	0,077	0,0499	0,4623	0,8276
			0,02596	0,099	0,0716	0,5920	0,7510
			0,02804	0,112	0,0848	0,6710	0,7452
			0,03198	0,138	0,1106	0,8258	0,7440
			0,03605	0,169	0,1418	1,0124	0,7408
			0,04001	0,201	0,1738	1,2040	0,7426
19	0,07526666	83,4847	0,03482	0,098	0,0605	0,5858	0,8075
			0,03908	0,127	0,0898	0,7616	0,7435
			0,04121	0,139	0,1013	0,8299	0,7385
			0,04409	0,153	0,1157	0,9164	0,7391
			0,04708	0,171	0,1332	1,0209	0,7357
			0,05019	0,189	0,1518	1,1323	0,7346
21	0,09523946	90,53122	0,04904	0,121	0,0737	0,7250	0,8140
			0,05507	0,158	0,1103	0,9442	0,7472
			0,05710	0,167	0,1198	1,0006	0,7436
			0,06092	0,185	0,1372	1,1047	0,7413
			0,06435	0,201	0,1537	1,2036	0,7397

Para realizar una evaluación del ajuste realizado propuesto por HDC con los datos experimentales obtenidos para la configuración del modelo del vertedero compuerta utilizado, se realiza un procedimiento similar al efectuado para descarga libre. La figura 4.20 presenta una reproducción del gráfico 311-1 de HDC, el cual se puede apreciar en su forma original en la figura 2.16, en conjunto con los datos experimentales obtenidos para el coeficiente de descarga.

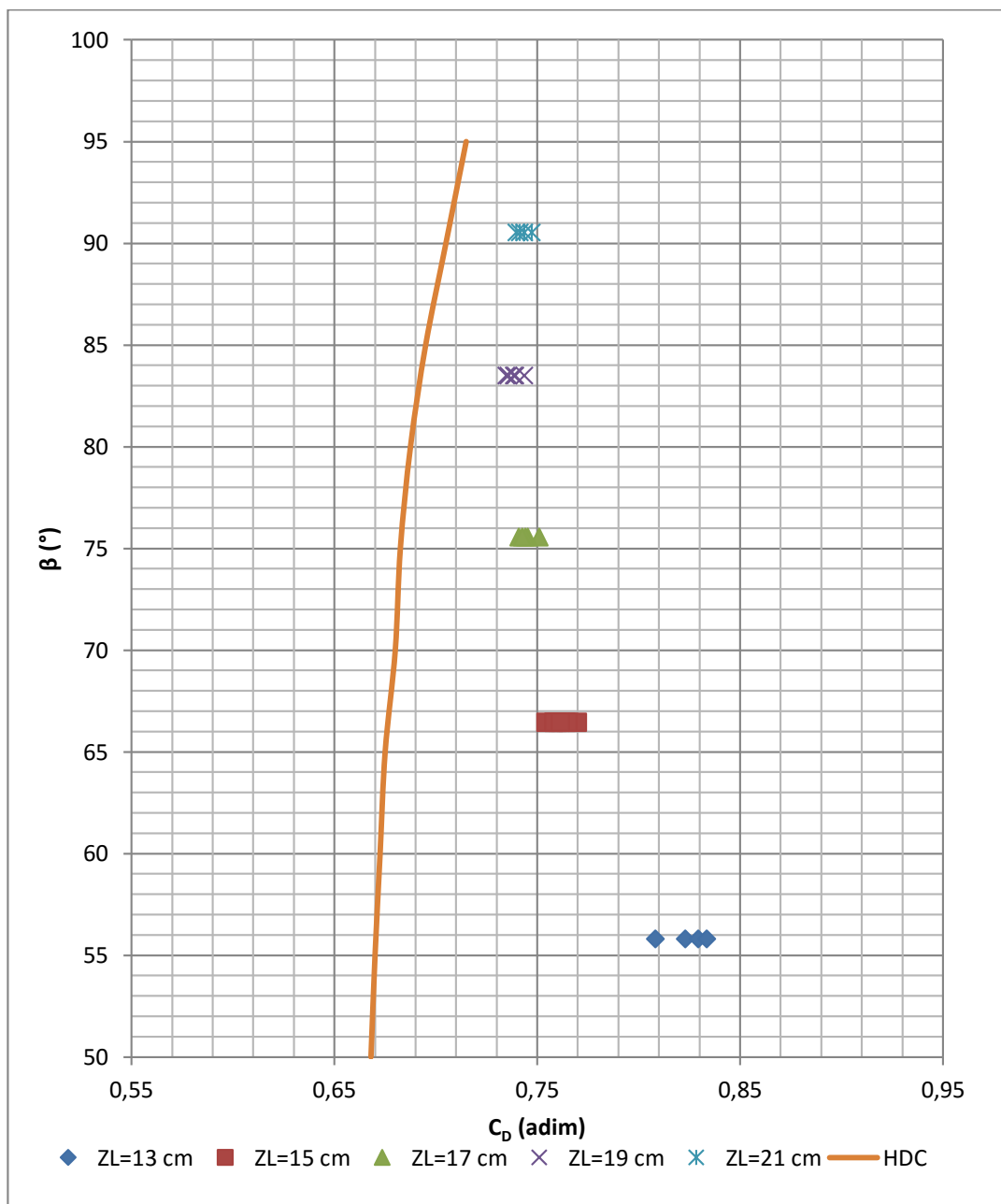


Figura 4.20. Datos experimentales graficados con ajuste de HDC 311-1 como referencia

A pesar que a partir de los datos asociados a la abertura de $Z_L = 17$ cm se puede apreciar un comportamiento similar a la curva de ajuste propuesta por HDC, se nota como todos los datos experimentales se encuentran desplazados hacia la derecha. Esto evidentemente quiere decir que en términos prácticos se obtuvieron coeficientes de descarga mayores que los propuestos teóricamente.

Se debe destacar que, en la figura 2.16 se puede apreciar una gran dispersión en los datos sobre los cuales se realizó el ajuste para ángulos de abertura menores a 75° , lo cual más o menos coincide con los datos experimentales inferiores a la abertura $Z_L = 17$ cm.

El hecho que experimentalmente se hayan obtenido coeficientes de descarga mayores puede deberse a que el coeficiente calculado contempla los efectos de los pilares y estribos presentes durante la realización de las pruebas, situación contraria presuntamente a la planteada por la referencia. Por otro lado, la situación en discusión también puede ser determinada por efectos de escala presentes en la configuración vertedero compuerta utilizada para aberturas pequeñas. Esta interrogante y su posible respuesta, se aborda posteriormente con más detenimiento.

Seguidamente se determinan los coeficientes de descarga de acuerdo a las consideraciones propuestas por Hager en la referencia *Discharge Characteristics of gated standard spillways*. De acuerdo la figura 4.19, se puede expresar la carga efectiva en términos numéricos, la cual depende de la carga sobre la cresta, la carga de diseño, la posición del labio inferior y los parámetros que definen la ecuación de la cresta. A continuación se presentan las ecuaciones que definen el caudal descargado, el coeficiente de descarga ajustado y la carga efectiva.

$$Q_{HAGER} = C_d (G_o B) (2 g h_E)^{1/2} \quad (32)$$

$$C_d = 0,908 \left(1 - \frac{\beta}{277}\right) \left(\frac{h}{h_o}\right)^{0,12} \quad (33)$$

$$h_E = h + \left(\frac{h_o}{K}\right) \left(\frac{X_L}{h_o}\right)^n \quad (34)$$

El cuadro 4.5 resume el cálculo de la carga efectiva (h_E), el coeficiente de descarga experimental (C_D), la carga relativa (h/h_o), el coeficiente de descarga ajustado (C_D Hager)

en términos adimensionales, y por último, el caudal calculado de acuerdo al coeficiente de descarga ajustado (Q Hager). Las primeras tres columnas presentan valores tomados del cuadro 4.3.

Cuadro 4.5. Resumen de resultados obtenidos con propuesta de Hager

ZL (cm)	Go (m)	β (°)	Q (m ³ /s)	h (m)	h _E (m)	C _D (adim)	h/ho	C _D Hager (adim)	Q Hager (m ³ /s)
13	0,01728	55,81	0,005172	0,0300	0,0326	0,7119	0,1796	0,5901	0,004287
			0,007515	0,0599	0,0624	0,7472	0,3582	0,6410	0,006447
			0,010071	0,0989	0,1015	0,7854	0,5920	0,6808	0,008731
			0,012447	0,1455	0,1481	0,8035	0,8710	0,7131	0,011047
			0,014045	0,1818	0,1843	0,8127	1,0878	0,7324	0,012657
15 Orificio	0,03600	66,44	0,012462	0,052	0,0530	0,6453	0,3094	0,5996	0,011579
			0,014992	0,073	0,0745	0,6547	0,4383	0,6252	0,014316
			0,017475	0,093	0,0939	0,6800	0,5541	0,6430	0,016526
			0,020031	0,116	0,1171	0,6978	0,6930	0,6605	0,018959
			0,022403	0,139	0,1405	0,7125	0,8332	0,6753	0,021233
			0,025035	0,167	0,1686	0,7268	1,0015	0,6904	0,023780
15 Tobera	0,03600	66,44	0,01999	0,114	0,1154	0,7016	0,6827	0,6593	0,018785
			0,02256	0,143	0,1442	0,7082	0,8554	0,6774	0,021579
			0,02498	0,170	0,1713	0,7194	1,0177	0,6917	0,024016
17	0,05546	75,55	0,01996	0,068	0,0692	0,5874	0,4098	0,5933	0,020162
			0,02389	0,077	0,0779	0,6623	0,4623	0,6019	0,021714
			0,02596	0,099	0,0996	0,6366	0,5920	0,6201	0,025287
			0,02804	0,112	0,1128	0,6460	0,6710	0,6295	0,027320
			0,03198	0,138	0,1387	0,6646	0,8258	0,6453	0,031054
			0,03605	0,169	0,1699	0,6769	1,0124	0,6613	0,035219
			0,04001	0,201	0,2019	0,6891	1,2040	0,6752	0,039202
19	0,07527	83,48	0,03482	0,098	0,0983	0,6332	0,5858	0,5949	0,032715
			0,03908	0,127	0,1277	0,6236	0,7616	0,6139	0,038477
			0,04121	0,139	0,1391	0,6300	0,8299	0,6203	0,040574
			0,04409	0,153	0,1536	0,6416	0,9164	0,6277	0,043140
			0,04708	0,171	0,1710	0,6492	1,0209	0,6359	0,046119
			0,05019	0,189	0,1897	0,6572	1,1323	0,6439	0,049172
21	0,09524	90,53	0,04904	0,121	0,1216	0,6338	0,7250	0,5881	0,045508
			0,05507	0,158	0,1582	0,6239	0,9442	0,6070	0,053580
			0,05710	0,167	0,1677	0,6285	1,0006	0,6113	0,055539
			0,06092	0,185	0,1850	0,6382	1,1047	0,6186	0,059046
			0,06435	0,201	0,2016	0,6459	1,2036	0,6250	0,062265

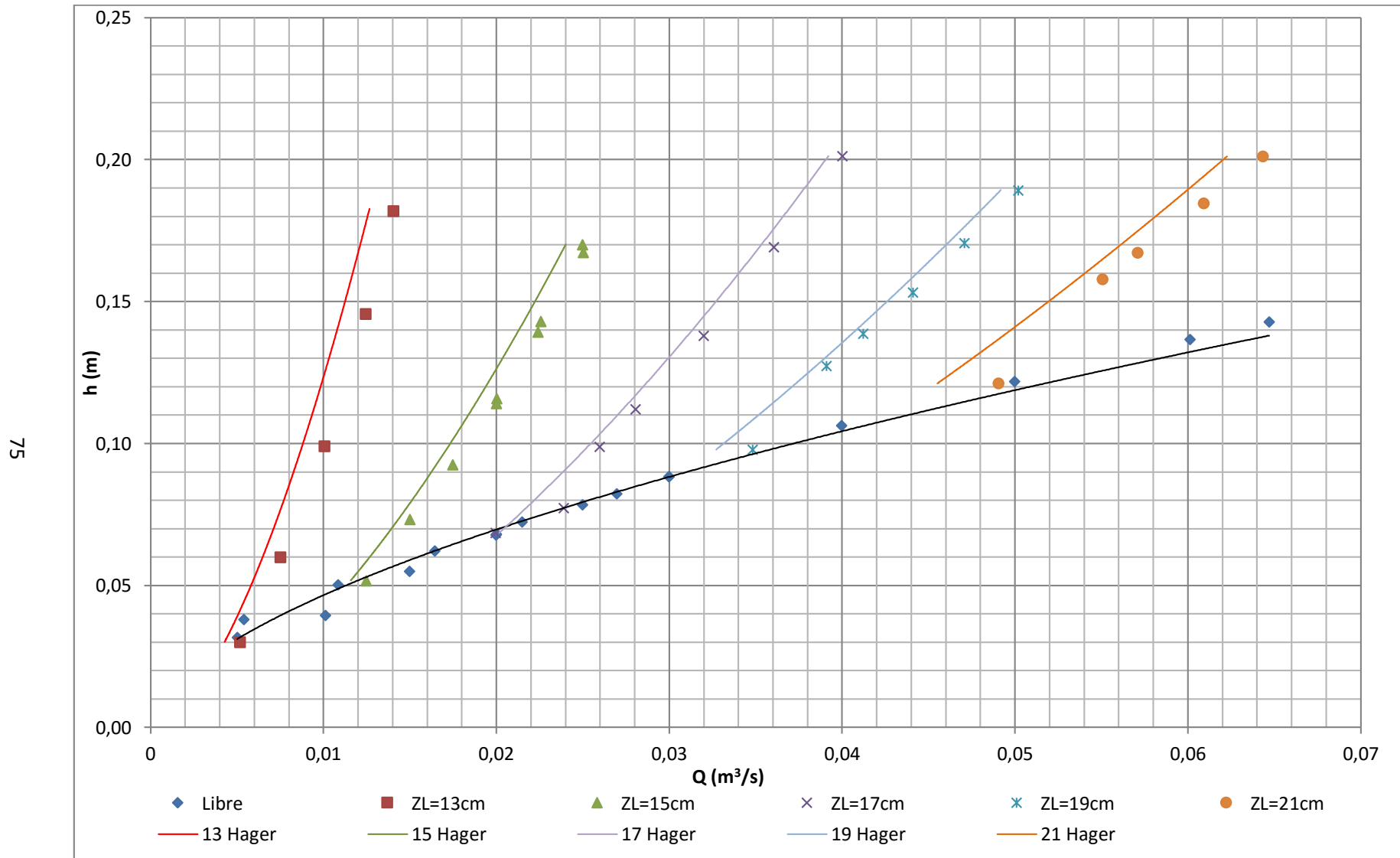


Figura 4.21. Curva de descarga regulada

La figura 4.21 muestra la curva de descarga regulada para el modelo del vertedero utilizado, elaborada de acuerdo a los resultados obtenidos que se resumen en el cuadro 4.5. Se observan cinco curvas que representan cada una de las cinco aberturas de compuerta probadas, además de una curva de descarga libre modificada.

Se habla de curva de descarga libre modificada ya que se recalculó sin considerar la carga de velocidad para que se pudiera ajustar a los datos obtenidos para descargas reguladas, los cuales en teoría no la consideran.

De esta forma, se observa en la figura 4.21 como las curvas de cada abertura parten de la curva de descarga libre; las líneas subrayadas en gris del cuadro 4.5, se traducen en los puntos de cada serie que se ajustan sobre la curva de descarga libre, o sea funcionan sin regulación.

Similarmente a la sección de descarga libre del vertedero, se pueden procesar los datos de caudal unitario y carga sobre la cresta sin carga de velocidad para obtener una ecuación de ajuste de descarga libre modificada, la cual representa la curva graficada en la figura 4.21.

Cuadro 4.6. Datos de descarga libre sin carga de velocidad

q (Q/Ln)	h (m)	Y (log q)	X (log h)
0,010234	0,038	-1,98995	-1,41986
0,020599	0,050	-1,68616	-1,29916
0,031223	0,062	-1,50553	-1,2061
0,040854	0,072	-1,38876	-1,14072
0,051262	0,082	-1,29021	-1,08484
0,009525	0,032	-2,02115	-1,49936
0,019221	0,039	-1,71623	-1,4045
0,028441	0,055	-1,54605	-1,26
0,037985	0,068	-1,42039	-1,16887
0,047471	0,078	-1,32357	-1,10573
0,057015	0,088	-1,24401	-1,05396
0,038042	0,068	-1,41974	-1,1672
0,057015	0,088	-1,24401	-1,05381
0,075989	0,106	-1,11925	-0,97356
0,095019	0,122	-1,02219	-0,91397
0,114278	0,137	-0,94204	-0,86452
0,122985	0,143	-0,91015	-0,84499

En esta ocasión se consideró todo el rango de caudales para realizar el ajuste potencial. La figura 4.22 muestra los datos y el ajuste respectivo.

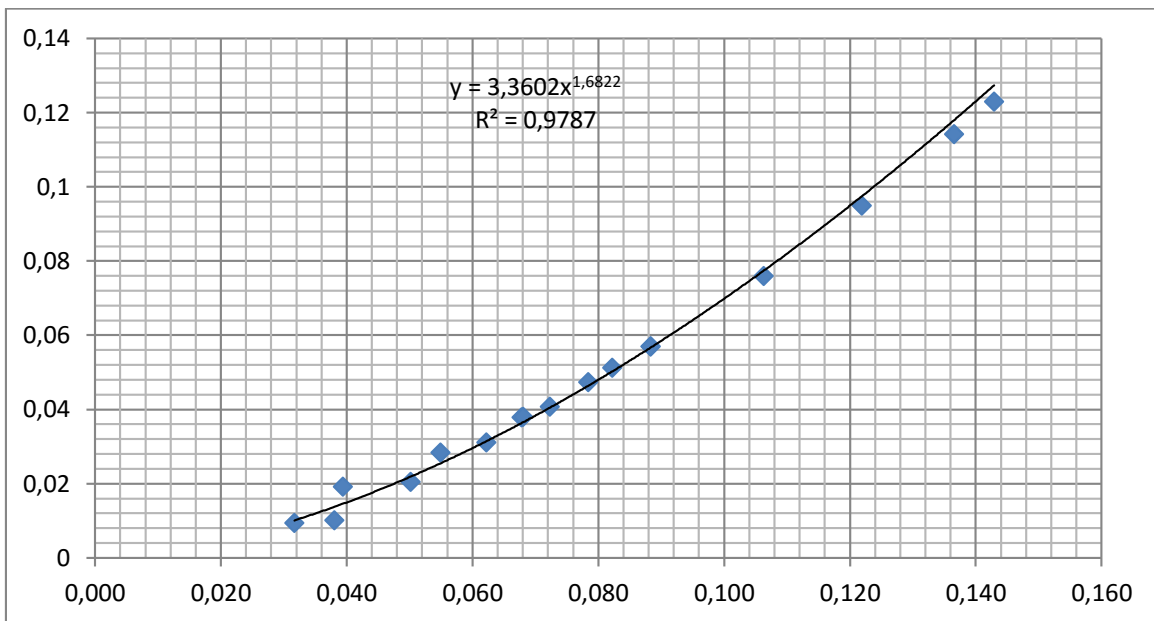


Figura 4.22. Ajuste de curva de descarga libre modificada

Por lo tanto, la ecuación resultante del ajuste para la curva de descarga libre modificada es:

$$Q_{est} = 3,3602 \text{ m}^{1/2}/\text{s} * L_N * H^{1,6822} \quad (35)$$

Seguidamente, en la figura 4.21 los datos dispersos representan los obtenidos experimentalmente. Las curvas adyacentes en cada abertura representan los datos de caudal obtenidos teóricamente de acuerdo a la ecuación de ajuste propuesta por Hager. Considerando esto, se puede llegar a determinar que independientemente de la abertura, la diferencia entre el resultado experimental y el obtenido por medio del ajuste se mantiene relativamente constante al ir aumentando el caudal, y en general no es tan significativa. En contraste, como se mencionó previamente, el ajuste propuesto por HDC se encuentra mucho más distorsionado para aberturas menores a $Z_L = 17$ cm.

Lo discutido anteriormente, puede llegar a ser un indicador preliminar que permita plantear la afirmación de que el ajuste realizado por Hager es en términos generales, apreciablemente mejor al propuesto por el HDC para un mayor rango de aberturas. Sin

embargo, hay que tener en cuenta las consideraciones que se mencionaron en dicha sección de la investigación.

4.3.5 Coeficientes de descarga regulada experimentales

La figura 4.23 muestra los coeficientes de descarga experimentales resumidos en el cuadro 4.5 como función de la carga relativa para observar su comportamiento. Se ignoran las filas en gris, ya que para estos caudales la abertura probada funciona prácticamente como descarga libre.

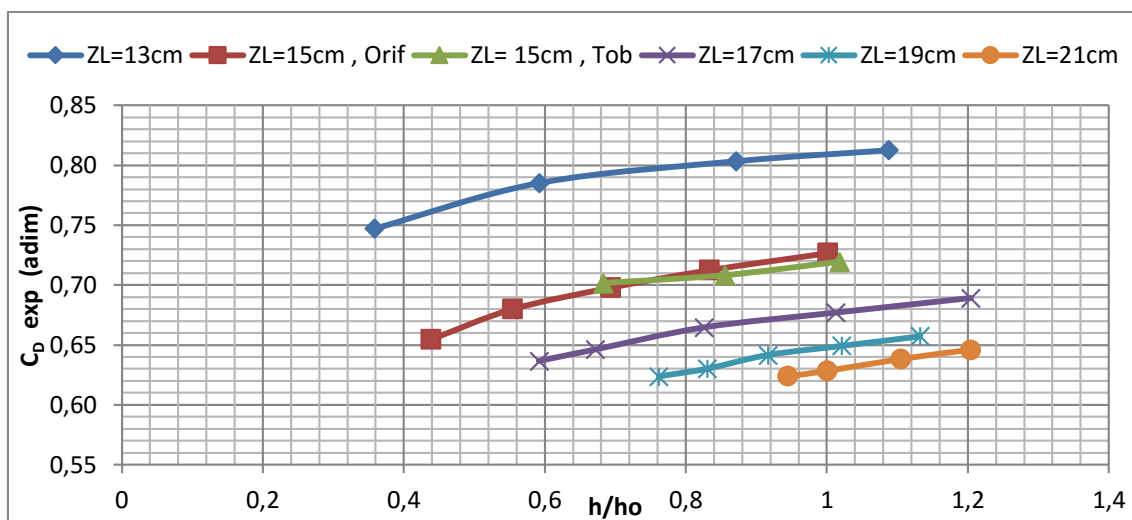


Figura 4.23. Coeficientes de descarga experimentales

La figura 4.24 es similar a la anterior, solo que muestra los coeficientes de descarga obtenidos de acuerdo a la ecuación de ajuste de Hager.

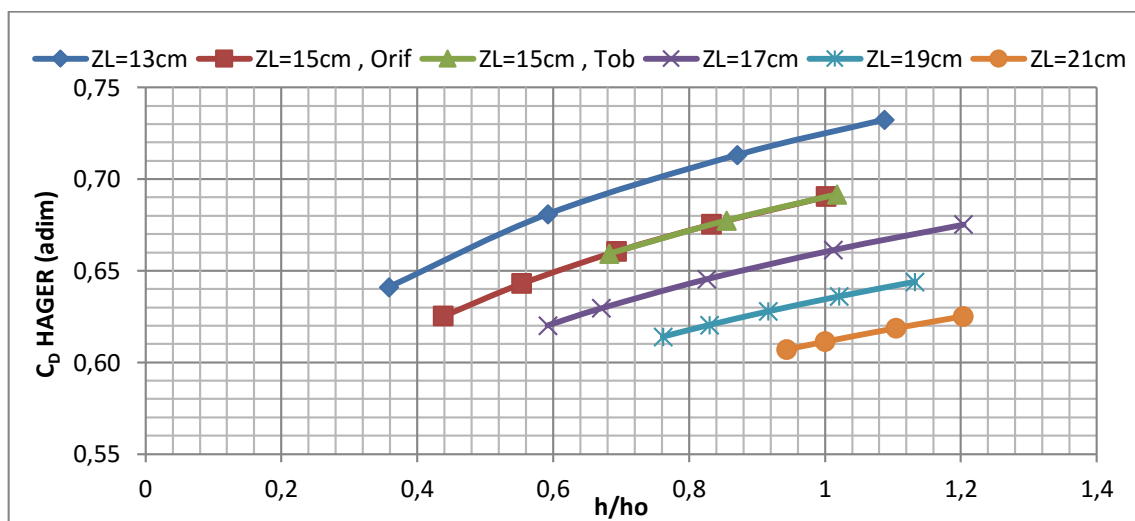


Figura 4.24. Coeficientes de descarga obtenidos con ajuste de Hager

Se observa un comportamiento muy evidente, en el cual los coeficientes obtenidos de acuerdo al ajuste de Hager tienden a aumentar más pronunciadamente conforme aumenta la carga relativa para cada abertura, por esto las curvas presentan una mayor inclinación en la figura 4.24. Dicha situación es más significativa para aberturas pequeñas y al parecer tiende a disminuir y estabilizarse en aberturas mayores. De esta forma, se presenta más variación entre los resultados experimentales con respecto a los obtenidos por ajuste en aberturas pequeñas. La figura 4.25 muestra precisamente este comportamiento.

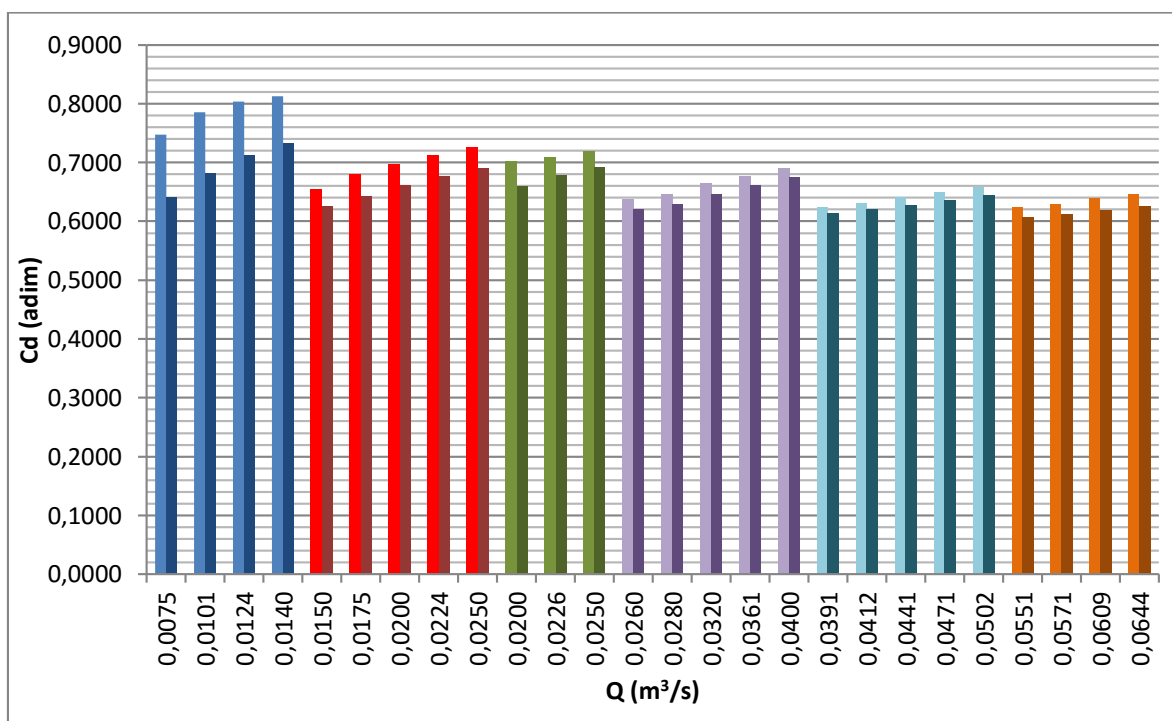


Figura 4.25. Variación entre el coeficiente de descarga experimental y el ajustado por Hager

En la figura 4.25, las barras en color claro representan los coeficientes de descarga obtenidos experimentalmente; análogamente, las barras más oscuras representan los coeficientes de descarga obtenidos por el ajuste propuesto por Hager.

La ecuación de ajuste propuesta por Hager (ecuación 33) implica la disminución lineal del coeficiente de descarga regulado (C_d) **conforme se aumenta el ángulo de la abertura (β)**, y el aumento del coeficiente cuando aumenta potencialmente la carga relativa sin carga de velocidad (h/h_0).

Sin embargo, de acuerdo a la figura 4.23, para un valor dado de carga relativa, el coeficiente de descarga disminuye conforme aumenta el ángulo de abertura pero no de forma lineal como se expresa en el ajuste de Hager. Por su parte, para un valor de abertura constante, el coeficiente de descarga efectivamente aumenta conforme la carga relativa siguiendo la forma de una ecuación potencial.

De acuerdo a las consideraciones planteadas en el párrafo anterior, se puede realizar una regresión múltiple con los resultados obtenidos para determinar una ecuación de ajuste con una forma similar a la de Hager pero que se aplique de mejor forma a los datos experimentales. Se tiene entonces, una ecuación de dos variables independientes, siendo la primera la abertura de la compuerta (β) y la segunda la carga relativa (h/h_0), con una variable dependiente, la cual es el coeficiente de descarga experimental (C_d).

La ecuación de regresión múltiple propuesta tiene la siguiente forma:

$$C_D = a * (b + \beta)^c * \left(\frac{h}{h_0}\right)^d \quad (36)$$

El cuadro 4.7 muestra los principales datos utilizados para la realización de la regresión múltiple (columnas 2 a 4). Incluye además, el valor del coeficiente de descarga estimado calculado de acuerdo a la ecuación de regresión múltiple (columna 5). La última columna, se refiere al porcentaje de diferencia entre el coeficiente de descarga experimental y el estimado de acuerdo a la ecuación de regresión múltiple.

Los parámetros obtenidos de la regresión múltiple se muestran en el cuadro 4.8.

Cuadro 4.7. Datos experimentales para regresión múltiple

ZL (cm)	β (°)	h/ho (adim)	C_D (adim)	C_{D-Est} (adim)	% diferencia
13	55,81	0,3582	0,7472	0,7403	0,92
	55,81	0,5920	0,7854	0,7771	1,05
	55,81	0,8710	0,8035	0,8066	0,39
	55,81	1,0878	0,8127	0,8241	1,40
15	66,44	0,4383	0,6547	0,6651	1,60
	66,44	0,5541	0,6800	0,6804	0,06
	66,44	0,6930	0,6978	0,6952	0,38
	66,44	0,8332	0,7125	0,7077	0,67
	66,44	1,0015	0,7268	0,7204	0,88
	66,44	0,6827	0,7016	0,6942	1,05
	66,44	0,8554	0,7082	0,7095	0,18
	66,44	1,0177	0,7194	0,7215	0,29
17	75,55	0,5920	0,6366	0,6418	0,82
	75,55	0,6710	0,6460	0,6496	0,56
	75,55	0,8258	0,6646	0,6628	0,27
	75,55	1,0124	0,6769	0,6760	0,14
	75,55	1,2040	0,6891	0,6874	0,26
19	83,48	0,7616	0,6236	0,6306	1,13
	83,48	0,8299	0,6300	0,6359	0,93
	83,48	0,9164	0,6416	0,6420	0,07
	83,48	1,0209	0,6492	0,6487	0,07
	83,48	1,1323	0,6572	0,6552	0,30
21	90,53	0,9442	0,6239	0,6245	0,09
	90,53	1,0006	0,6285	0,6280	0,07
	90,53	1,1047	0,6382	0,6341	0,65
	90,53	1,2036	0,6459	0,6393	1,02

Cuadro 4.8. Parámetros de regresión múltiple

Parámetro	Valor
Constante a	a = 1,2431
Exponente b	b = -45,4537
Constante c	c = -0,1793
Exponente d	d = 0,09655
Coefficiente de correlación	r = 0,9954

Por tanto que el ajuste propuesto de acuerdo a los datos experimentales obtenidos tiene la forma:

La ecuación de regresión múltiple propuesta tiene la siguiente forma:

$$C_{D-Est} = 1,2431 * (-45,4537 + \beta)^{-0,1793} * \left(\frac{h}{h_o}\right)^{0,09655} \quad (37)$$

Como se observa del cuadro 4.7 la diferencia entre el coeficiente de descarga experimental y el coeficiente de descarga estimado de acuerdo a la ecuación anterior es significativamente baja, con una diferencia máxima de 1,6%. Por su parte, el coeficiente de correlación mostrado en el cuadro 4.8 permite verificar la calidad del ajuste, ya que su valor es casi la unidad.

4.3.6 Variación considerando la carga de velocidad

En esta sección se realiza un procedimiento similar a la sección 4.3.4 solo que para el cálculo de carga efectiva se considera la carga de velocidad, lo que genera una influencia en la determinación del coeficiente de descarga. Básicamente, lo que se busca establecer es que tan significativa es esta influencia. En el cuadro 4.9 se muestran resultados similares a los expuestos anteriormente solo que se añade el valor de la velocidad de aproximación V_A para cada serie de datos de caudal - carga obtenidos, la cual a su vez determina el valor de carga de velocidad (no se muestra pero se encuentra incluida en el valor de h_E). Análogamente, se derivan los coeficientes de descarga experimentales y ajustados de acuerdo a los valores de carga efectiva obtenidos.

Cuadro 4.9. Resumen de resultados obtenidos por propuesta de Hager considerando la carga de velocidad.

ZL (cm)	Go (m)	β (°)	Q (m ³ /s)	h (m)	V _A (m/s)	h _E ' (m)	C _D (adim)	h''/ho	C _D Hager (adim)	Q Hager (m ³ /s)
13	0,0173	55,8	0,00517	0,0300	0,0469	0,0327	0,7107	0,1803	0,5903	0,00430
			0,00751	0,0599	0,0554	0,0626	0,7463	0,3592	0,6412	0,00646
			0,01007	0,0989	0,0592	0,1017	0,7847	0,5931	0,6810	0,00874
			0,01245	0,1455	0,0584	0,1483	0,8030	0,8721	0,7132	0,01105
			0,01405	0,1818	0,0566	0,1845	0,8124	1,0888	0,7325	0,01266
15 Orificio	0,0360	66,4	0,01246	0,052	0,0969	0,0548	0,6349	0,3123	0,6003	0,01178
			0,01499	0,073	0,1018	0,0763	0,6469	0,4415	0,6257	0,01450
			0,01748	0,093	0,1063	0,0957	0,6734	0,5575	0,6435	0,01670
			0,02003	0,116	0,1080	0,1190	0,6923	0,6966	0,6609	0,01912
			0,02240	0,139	0,1081	0,1424	0,7078	0,8368	0,6756	0,02138
			0,02503	0,167	0,1069	0,1705	0,7228	1,0050	0,6906	0,02392
15 Tobera	0,0360	66,4	0,01999	0,114	0,1087	0,1173	0,6960	0,6863	0,6597	0,01895
			0,02256	0,143	0,1071	0,1461	0,7037	0,8589	0,6777	0,02173
			0,02498	0,170	0,1055	0,1732	0,7156	1,0211	0,6920	0,02415
17	0,0555	75,6	0,01996	0,068	0,1395	0,0720	0,5755	0,4157	0,5943	0,02061
			0,02389	0,077	0,1585	0,0811	0,6492	0,4699	0,6031	0,02219
			0,02596	0,099	0,1527	0,1027	0,6270	0,5991	0,6210	0,02571
			0,02804	0,112	0,1540	0,1159	0,6374	0,6783	0,6303	0,02773
			0,03198	0,138	0,1552	0,1418	0,6573	0,8332	0,6460	0,03143
			0,03605	0,169	0,1528	0,1729	0,6709	1,0195	0,6619	0,03557
			0,04001	0,201	0,1496	0,2049	0,6840	1,2108	0,6757	0,03952
19	0,0753	83,5	0,03482	0,098	0,2059	0,1026	0,6199	0,5987	0,5965	0,03351
			0,03908	0,127	0,1994	0,1319	0,6137	0,7738	0,6151	0,03917
			0,04121	0,139	0,1994	0,1433	0,6209	0,8420	0,6214	0,04125
			0,04409	0,153	0,2000	0,1577	0,6331	0,9286	0,6287	0,04379
			0,04708	0,171	0,1984	0,1752	0,6415	1,0329	0,6368	0,04674
			0,05019	0,189	0,1964	0,1937	0,6502	1,1441	0,6447	0,04976
21	0,0952	90,5	0,04904	0,121	0,2576	0,1271	0,6199	0,7453	0,5901	0,04668
			0,05507	0,158	0,2449	0,1634	0,6140	0,9625	0,6084	0,05457
			0,05710	0,167	0,2440	0,1728	0,6190	1,0188	0,6126	0,05651
			0,06092	0,185	0,2427	0,1902	0,6296	1,1226	0,6198	0,05997
			0,06435	0,201	0,2406	0,2066	0,6380	1,2213	0,6261	0,06315

Como se puede apreciar, el valor de la velocidad no es muy significativo y en general, para una misma abertura se mantiene relativamente constante. Como es de esperar, al probar

caudales más elevados en las aberturas mayores, la velocidad tiende a aumentar pero sigue teniendo un valor relativamente bajo. Con la escala seleccionada, los valores de velocidad máximos obtenidos llegarían a alcanzar una velocidad de 2,4 m/s en prototipo.

La figura 4.26 muestra los resultados obtenidos al graficar los coeficientes de descarga ajustados por la ecuación de Hager considerando la carga de velocidad, incluyendo además, los coeficientes obtenidos sin la carga de velocidad para tener una referencia y poder evaluar la variación que se genera.

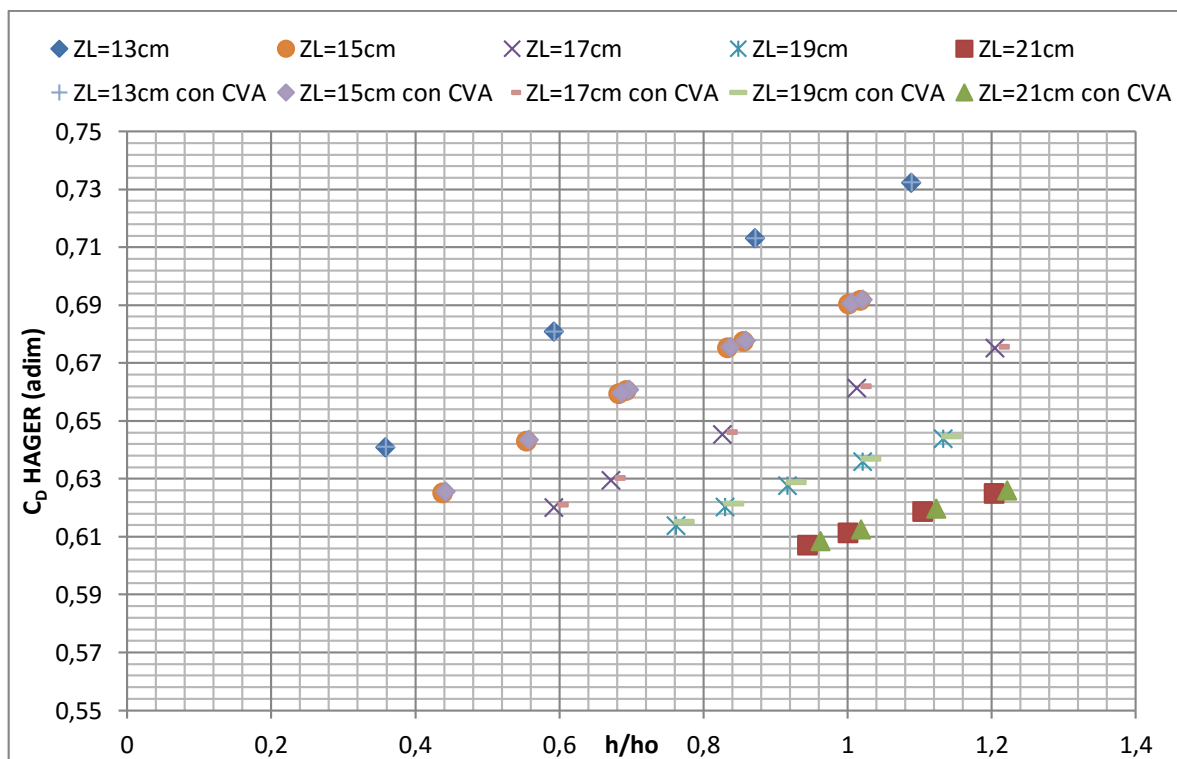


Figura 4.26. Variación del coeficiente Cd Hager al considerar la CVA

Se aprecia como para aberturas pequeñas, la consideración de la carga de velocidad realmente no representa un efecto significativo en el coeficiente de descarga ajustado. Dicha dispersión va aumentando conforme se va incrementando la abertura, y por consiguiente, el caudal y la velocidad, lo cual representa un comportamiento predecible. Se nota como las curvas tienden a correrse hacia la derecha para los casos con CVA ya que a su vez, la carga relativa aumenta. A pesar de esto, la variación del coeficiente de descarga es relativamente pequeña y apreciable en el tercer decimal en los casos de mayor dispersión, por lo cual se puede determinar que la consideración de la carga de velocidad es irrelevante.

Capítulo 5. Análisis de relaciones adimensionales

5.1 Descarga Libre

5.1.1 Números de Reynolds y Webber para descarga libre

En la presente sección se busca por medio del cálculo de los números de Reynolds y Webber, determinar los valores límite bajo los cuales el coeficiente de descarga libre deja de presentar efectos de escala y tiende, por así decirlo, a estabilizarse para las condiciones experimentales planteadas.

Generalmente, las relaciones adimensionales de los modelos tienden a presentar el mismo comportamiento independientemente de la escala con la que se trabaje, y los datos derivados generalmente se agrupan sobre una curva que es representativa para cualquier familia. El aporte de este tipo de análisis, permite generar conclusiones o al menos hipótesis que puedan ser utilizadas para modelos posteriores de vertederos de excedencias similares al probado, regulando la descarga por medio de compuertas radiales.

De esta forma, es posible realizar una evaluación preliminar de los resultados obtenidos experimentalmente, considerando además, los límites propuestos en la sección 3.2.2 del presente trabajo. En el caso de descarga libre, los números de Reynolds y Webber se calcularon de acuerdo a las siguientes ecuaciones.

Número de Reynolds

$$Re = \frac{\sqrt{g h} h}{\nu} = \frac{g^{1/2} h^{3/2}}{\nu} \quad (38)$$

Número de Webber

$$We = \frac{\rho g h h}{\sigma} = \frac{\rho g h^2}{\sigma} \quad (39)$$

Donde:

h: carga sobre el umbral de la compuerta (m)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

v: viscosidad cinemática (m²/s)

ρ: densidad (kg/m³)

σ: tensión superficial (N/m)

Los valores de las constantes utilizadas fueron los de agua a 20°C o bien $v = 1 \times 10^{-6}$ m²/s, $\rho = 1000$ kg/m³, $\sigma = 73,1 \times 10^{-3}$ N/m.

El cuadro 5.1 muestra los números de Reynolds y Webber calculados para cada serie de datos experimentales obtenidos descargando libremente. Además se obtiene el producto de $Re^{(1/5)} * We^{(3/5)}$.

Cuadro 5.1. Números de Reynolds y Webber para cada serie de datos caudal-carga

Q (m ³ /s)	Carga sobre cresta sin CVA (m)	Reynolds	Reynolds ^(1/5)	Webber	Webber ^(3/5)	Re ^{1/5} * We ^{3/5}	C _D (adim)
0,00538	0,0380	23229,4	7,5	194,1	23,6	176,2	0,4653
0,01083	0,0502	35244,4	8,1	338,4	32,9	267,3	0,6131
0,01522	0,0610	47187,7	8,6	499,4	41,6	357,9	0,6408
0,01642	0,0622	48605,0	8,7	519,5	42,6	368,7	0,6696
0,02001	0,0680	55595,5	8,9	621,4	47,4	421,7	0,7100
0,02149	0,0723	60918,6	9,1	701,9	51,0	462,1	0,6954
0,02696	0,0823	73887,1	9,4	908,0	59,5	560,5	0,7157
0,02999	0,0883	82246,2	9,6	1047,4	64,9	623,9	0,7136
0,03997	0,1063	108515,8	10,2	1515,8	81,0	823,1	0,7162
0,04998	0,1219	133315,7	10,6	1994,4	95,5	1011,3	0,7247
0,06011	0,1366	158142,0	11,0	2504,4	109,5	1199,6	0,7309
0,06469	0,1429	169179,5	11,1	2740,1	115,5	1283,3	0,7337

La ecuación 2 se refiere a la descarga para un vertedero rectangular, sin embargo ésta considera el coeficiente de descarga en términos dimensionales. En su forma más general, la ecuación está dada por la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} C_D B \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (40)$$

Según (Rouse, 1946), para vertederos rectangulares el coeficiente de descarga adimensional se puede redefinir en una ecuación empírica que está en función de la relación de carga y la altura del paramento, de forma que:

$$C_D = \left(0,611 + \frac{0,075 h}{P}\right) \quad (41)$$

Combinando ambas ecuaciones se tiene que:

$$Q = \left(0,611 + \frac{0,075 h}{P}\right) \frac{2}{3} B \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (42)$$

La ecuación planteada anteriormente es meramente teórica y no toma en cuenta los posibles efectos de escala en la descarga del vertedero. Dicha ecuación se puede redefinir para tener un coeficiente que sirva como indicador de que tanto afectan.

$$Q = \left[\left(0,611 + \frac{0,075 h}{P}\right) \frac{2}{3} B \sqrt{2g} h^{3/2}\right] k \quad (43)$$

Donde k representa un factor de corrección que considere en la práctica el efecto de la viscosidad y la tensión superficial del fluido, definido como la relación de la descarga real con la descarga teórica. Para consideraciones dimensionales:

$$k = f(Re, We)$$

El cuadro 5.2 muestra una serie de resultados obtenidos de despejar el k de cada serie de datos experimentales de caudal-carga.

Cuadro 5.2. Coeficiente de corrección k

Q (m ³ /s)	Carga sobre cresta sin CVA (m)	K
0,00538	0,0380	0,735
0,01083	0,0502	0,963
0,01522	0,0610	1,000
0,01642	0,0622	1,046
0,02001	0,0680	1,107
0,02149	0,0723	1,081
0,02696	0,0823	1,107
0,02999	0,0883	1,100
0,03997	0,1063	1,092
0,04998	0,1219	1,095
0,06011	0,1366	1,095
0,06469	0,1429	1,095

A partir de un caudal de aproximadamente $0,015 \text{ m}^3/\text{s}$, con una carga correspondiente de $0,061 \text{ m}$, el valor del coeficiente K empieza a tender al valor de la unidad lo que indica que los efectos de la viscosidad y tensión superficial se eliminan para caudales superiores a este valor. La figura 5.1 permite apreciar la variación de coeficiente k gráficamente contra el producto de $\text{Re}^{(1/5)} * \text{We}^{(3/5)}$.

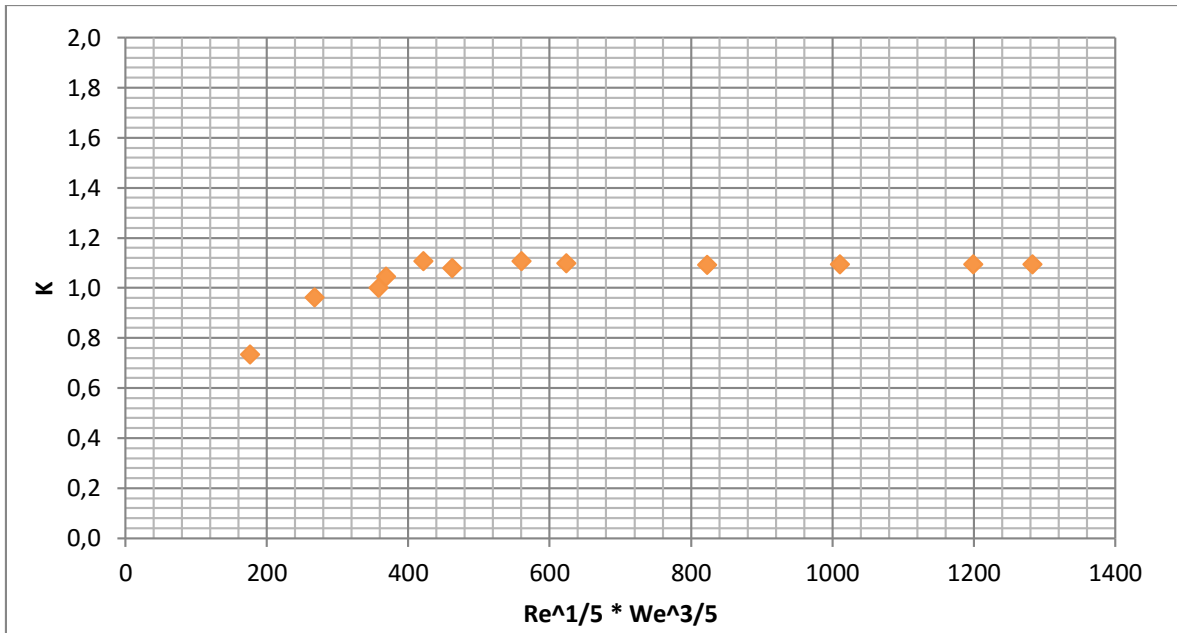


Figura 5.1. Variación del coeficiente K de viscosidad y tensión superficial

El valor para el cual el coeficiente k es equivalente a la unidad es aproximadamente $\text{Re}^{(1/5)} * \text{We}^{(3/5)} = 357,5$. Se puede apreciar en el cuadro 5.1 y análogamente en la figura 5.1. De esta forma, se puede plantear la hipótesis de que en vertederos de condiciones similares (tipo WES con paramento 3:2), independientemente de la escala, el valor del coeficiente k va a tender a la unidad para valores de $\text{Re}^{(1/5)} * \text{We}^{(3/5)} > 360$ lo cual elimina los efectos de escala asociados a viscosidad y tensión superficial.

Teóricamente, (Raju & Asawa, 1977) proponen valores de $\text{Re}^{(1/5)} * \text{We}^{(3/5)} > 900$ para los cuales el coeficiente de corrección k tienda a la unidad. La variación entre este límite y el obtenido en el presente trabajo es considerable y puede deberse a la diferencia de las condiciones de las pruebas, ya que en su estudio, Raju & Asawa consideran vertederos rectangulares de cresta delgada. Dicho valor de $\text{Re}^{(1/5)} * \text{We}^{(3/5)} = 900$ corresponde a una carga sobre la cresta de aproximadamente $h = 0,113 \text{ m}$ con un caudal correspondiente de $Q = 0,045 \text{ m}^3/\text{s}$, lo cual limitaría en gran medida los resultados

obtenidos experimentalmente en el sentido que gran parte de los datos estarían afectados por efectos de escala. No obstante, en la figura 5.1 se puede apreciar la clara estabilización del factor K para un límite menor a 900.

Por otro lado, existe amplia evidencia de diversos autores que respaldan los resultados obtenidos. Se pueden mencionar estudios que delimitan dichos efectos de escala para un vertedero de cresta gruesa por medio de una carga mínima sobre la cresta, variando entre valores de carga de $h_{\text{Min}} = 0,02 - 0,07$ m; por ejemplo, (Hager & Schwalt, 1994) dan un valor de carga mínima de 0,05 m lo cual corresponde a un valor bastante similar al obtenido de acuerdo a los resultados experimentales, o sea 0,061 m. Dicho valor se aprecia en el cuadro 5.2.

Graficando el coeficiente de descarga adimensional contra los números de Reynolds y Webber separadamente se puede observar un comportamiento prácticamente similar. Las figuras 5.2 y 5.3 muestran precisamente esto.

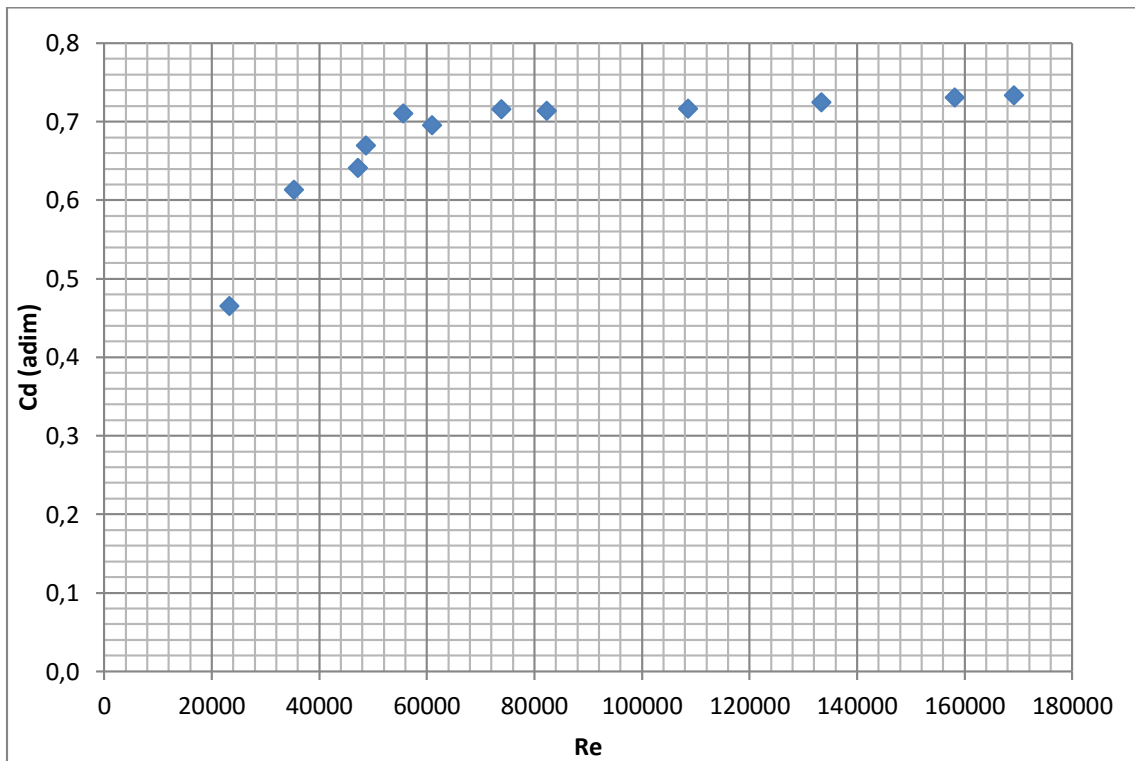


Figura 5.2. Coeficiente de descarga libre vs Reynolds

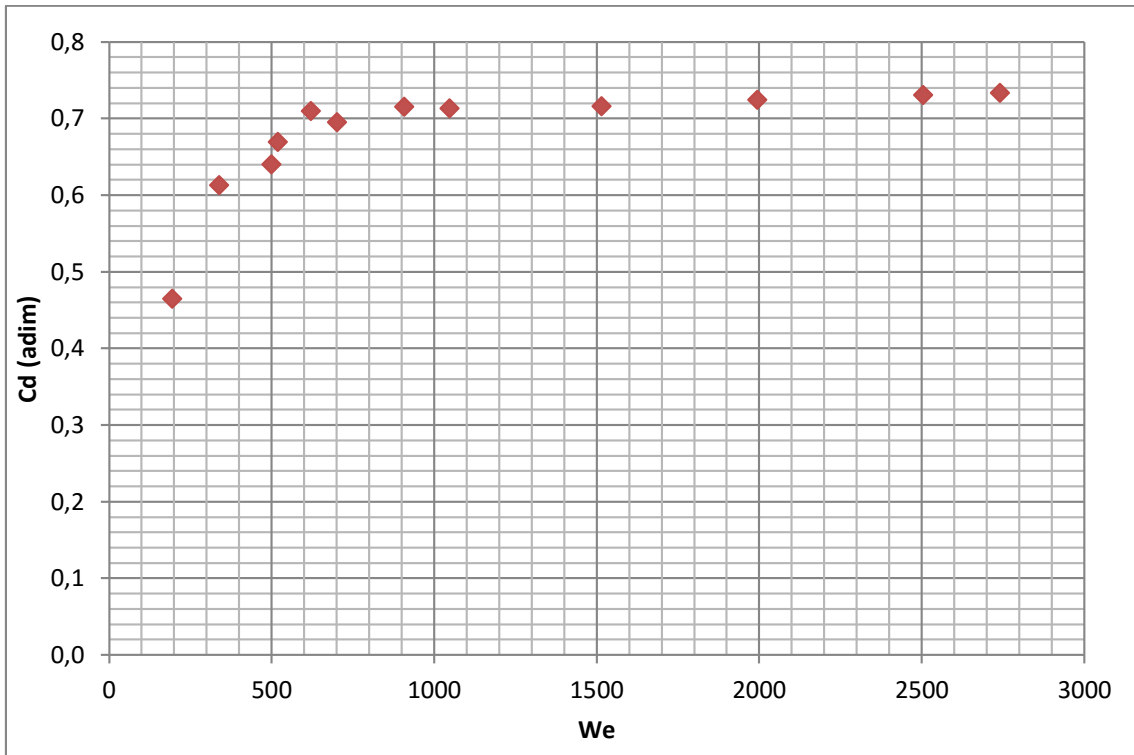


Figura 5.3. Coeficiente de descarga libre vs Webber

Análogamente, del cuadro 5.1 y las figuras 5.2 y 5.3 se puede plantear la hipótesis basada en los resultados experimentales, en la que los efectos de escala sobre el coeficiente de descarga por viscosidad y tensión superficial desaparecen para $Re > 48000$ y $We > 500$ respectivamente con una carga mínima asociada de 0,061 m.

5.2 Descarga Regulada

5.2.1 Números de Reynolds y Webber modificados para compuerta radial

Como en el presente trabajo interesa evaluar la capacidad de descarga con compuertas regulando, se deben tomar velocidades y longitudes características expresadas en función de la carga sobre el umbral de la compuerta (h) y de la abertura de la compuerta (a) respectivamente.

Como consecuencia de esto se define la velocidad y la longitud característica como:

$$V = \sqrt{g * h}$$

$$L = a$$

Esta consideración es la que da paso a la obtención de las relaciones adimensionales para el modelo de vertedero con descarga regulada ya que se redefinen los números de Reynolds y de Webber para considerar el caso particular en cuestión. De acuerdo lo anterior, se tiene que:

Número de Reynolds con descarga regulada

$$R_e = \left(\frac{\sqrt{g}}{\nu} \right) * \sqrt{h} * a \quad (44)$$

Número de Webber con descarga regulada

$$W_e = \frac{\rho * g}{\sigma} * h * a \quad (45)$$

Donde:

h : carga sobre el umbral de la compuerta (m)

a : abertura de la compuerta (m)

g : aceleración de la gravedad (m/s^2)

ν : viscosidad cinemática (m^2/s)

ρ : densidad (kg/m^3)

σ : tensión superficial (N/m)

Se debe tener en cuenta que las definiciones planteadas anteriormente son considerando una compuerta plana, pero en el caso de estudio se va a utilizar una compuerta radial. De esta forma, la carga sobre el umbral de la compuerta plana se toma como la carga efectiva sobre la cresta ($h=h_e$), y la abertura de la compuerta por la abertura de la compuerta radial ($a=G_o$).

Al contar con la claridad que de lo que representan las variables de relevancia, se pueden redefinir entonces los números adimensionales para tener en cuenta la presencia de compuertas radiales en vez de planas de acuerdo a las consideraciones anteriores.

Número de Reynolds con descarga regulada modificado para compuerta radial

$$R_e = \left(\frac{\sqrt{g}}{\nu} \right) * \sqrt{h_e} * G_o \quad (46)$$

Número de Webber con descarga regulada modificado para compuerta radial

$$W_e = \frac{\rho * g}{\sigma} * h_e * G_o \quad (47)$$

De igual forma que para la sección de descarga libre, con los resultados obtenidos en conjunto con las curvas de descarga regulada para distintas aberturas de compuerta, se pueden determinar los límites asociados al número de Reynolds y al número de Webber, para los cuales no se presentan efectos de escala indeseados en el modelo y de esta manera constatar la confianza de los datos experimentales que se obtengan del mismo para ser traducidos a prototipo como proponer hipótesis que sirvan para modelos similares futuros.

5.2.2 Coeficiente de descarga adimensional vs Reynolds, Webber

A pesar de que en el fondo se realiza un procedimiento y análisis similar, la complejidad de evaluar los números de Reynolds y Webber para descarga regulada es más elevada ya que se tienen varias familias de curvas que representan las distintas aberturas, y por lo tanto, es más difícil evaluar los valores en los cuales tiende a estabilizarse el comportamiento de los coeficientes de descarga.

El cuadro 5.3 resume los principales resultados obtenidos asociados a los números de Reynolds y Webber para cada serie de datos de caudal-carga.

Cuadro 5.3. Números de Reynolds y Webber para distintas aberturas de compuerta

ZL (cm)	Go (m)	β (°)	Q (m ³ /s)	h (m)	h _E (m)	C _D (adim)	Re	We
13	0,01728	55,8124	0,005172	0,0300	0,0326	0,7119	9767	76
			0,007515	0,0599	0,0624	0,7472	13519	145
			0,010071	0,0989	0,1015	0,7854	17238	235
			0,012447	0,1455	0,1481	0,8035	20824	343
			0,014045	0,1818	0,1843	0,8127	23232	427
15 Orificio	0,03600	66,4354	0,012462	0,052	0,0530	0,6453	25959	256
			0,014992	0,073	0,0745	0,6547	30784	360
			0,017475	0,093	0,0939	0,6800	34549	454
			0,020031	0,116	0,1171	0,6978	38587	566
			0,022403	0,139	0,1405	0,7125	42270	679
			0,025035	0,167	0,1686	0,7268	46307	815
15 Tobera	0,03600	66,4354	0,01999	0,114	0,1154	0,7016	38302	557
			0,02256	0,143	0,1442	0,7082	42823	697
			0,02498	0,170	0,1713	0,7194	46676	828
17	0,05546	75,5537	0,01996	0,068	0,0692	0,5874	45684	515
			0,02389	0,077	0,0779	0,6623	48493	580
			0,02596	0,099	0,0996	0,6366	54822	741
			0,02804	0,112	0,1128	0,6460	58346	840
			0,03198	0,138	0,1387	0,6646	64689	1032
			0,03605	0,169	0,1699	0,6769	71592	1264
			0,04001	0,201	0,2019	0,6891	78048	1503
19	0,075267	83,4847	0,03482	0,098	0,0983	0,6332	73926	993
			0,03908	0,127	0,1277	0,6236	84250	1290
			0,04121	0,139	0,1391	0,6300	87932	1405
			0,04409	0,153	0,1536	0,6416	92386	1551
			0,04708	0,171	0,1710	0,6492	97495	1728
			0,05019	0,189	0,1897	0,6572	102665	1916
21	0,095239	90,53122	0,04904	0,121	0,1216	0,6338	104023	1554
			0,05507	0,158	0,1582	0,6239	118654	2022
			0,05710	0,167	0,1677	0,6285	122139	2143
			0,06092	0,185	0,1850	0,6382	128318	2365
			0,06435	0,201	0,2016	0,6459	133927	2576

Nuevamente las filas subrayadas no se consideran en el análisis ya que trabajan prácticamente como descarga libre.

De acuerdo a los datos procesados del estudio de (Nago, 1984), los efectos de escala en descarga regulada se pueden despreciar cuando $Re > 1,5 \times 10^5$ y $We > 2 \times 10^3$. Evaluando los resultados obtenidos mostrados en el cuadro 5.3 se generan conclusiones poco alentadoras en este sentido. Si se tomasen estos límites como ciertos, todos los resultados obtenidos estarían afectados por efectos de escala de viscosidad ya que ningún número de Reynolds supera el valor de $1,5 \times 10^5$. Por otro lado, solo los resultados obtenidos para la abertura de compuerta con $Z_L = 21$ cm poseen números de Webber superiores a 2000 y serían los que se tomarían como libres de efectos de escala por tensión superficial.

La dificultad de generar una conclusión en base a estos resultados es que los valores límite propuestos por (Nago, 1984) se procesaron de un estudio que originalmente considera compuertas planas en un canal rectangular, por lo cual cambia las condiciones sobre las cuales actúan las fuerzas moleculares que generan los efectos de escala. Preliminarmente, se puede aceptar estos valores para tener un punto de referencia.

Las figuras 5.4 y 5.5 muestran el comportamiento de los coeficientes de descarga experimentales contra los números de Reynolds y Webber respectivamente. Además de esto, los coeficientes se muestran agrupados de acuerdo a cada abertura probada.

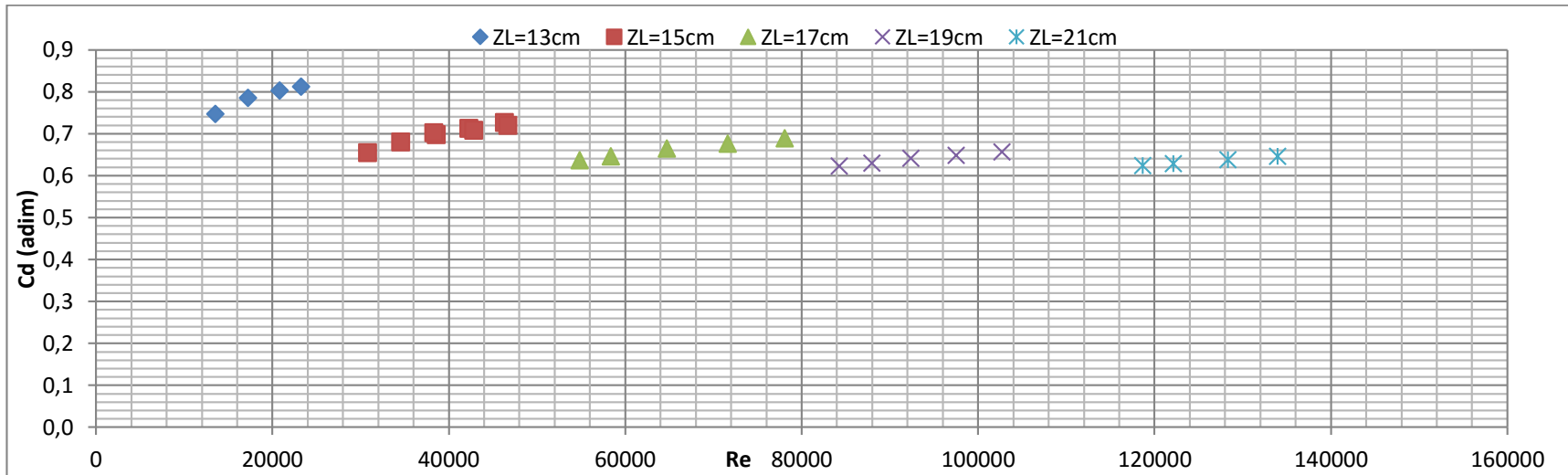


Figura 5.4. Coeficiente de descarga regulado vs número de Reynolds

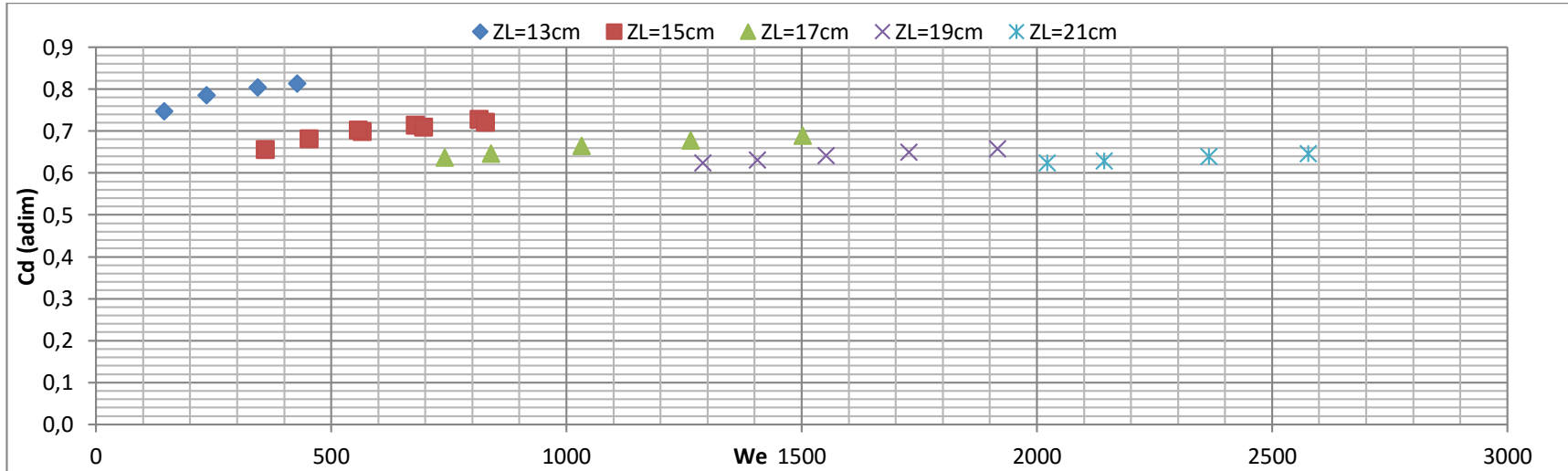


Figura 5.5. Coeficiente de descarga regulado vs número de Webber

De la evidencia experimental presentada en las figuras anteriores, se puede notar una especie de patrón en los datos. Por ejemplo en la figura 5.5 que muestra los coeficientes de descarga en función de la abertura y el número de Webber, se nota que conforme aumenta la abertura y por consiguiente el caudal, los coeficientes de descarga tienden a estabilizarse y a generar patrones relativamente asintóticos horizontalmente.

El criterio asociado al número de Reynolds, no muestra la tendencia a estabilización tan marcada, al menos para las aberturas más pequeñas. Pareciese entonces, que el criterio asociado al número de Webber es menos restrictivo en comparación. Los datos mostrados hacen la ilusión de que van a llegar a converger a una asíntota horizontal pero efectivamente, como predice el estudio de (Nago, 1984), para números de Reynolds elevados lo que condiciona bastante los datos por efectos de viscosidad.

Teniendo en consideración lo expuesto anteriormente, se deben de realizar más pruebas experimentales con modelos similares con distinta escala para observar el comportamiento del coeficiente de descarga en función de los números adimensionales, el cual debería ser similar al mostrado, pero podría no ser el caso. Entre más resultados experimentales se obtengan más fácil será determinar y calibrar los valores límites para los cuales se eliminan los efectos de escala.

Entonces, la forma de evaluar los resultados experimentales de las pruebas realizadas para este trabajo es encontrar una ecuación para el coeficiente de descarga que sea función de un número adimensional, sea Reynolds o Webber, y el ángulo de abertura medido en grados, la cual presente el comportamiento asintótico comentado anteriormente para poder proyectar las curvas y determinar en cual valor se empieza a estabilizar el coeficiente de descarga. Logrando dicha deducción, se puede proceder a proponer el valor proyectado límite por abertura.

Los datos proyectados para valores más elevados de Reynolds y Webber se muestran en las figuras 5.6 y 5.7 presentadas a continuación. Los datos se pueden observar con mayor detenimiento en el anexo D. La leyenda muestra claramente los datos experimentales obtenidos y su correspondiente proyección, **la cual esta denotada por el término "proy"**. Los datos experimentales son los mismos mostrados en las figuras 5.4 y 5.5.

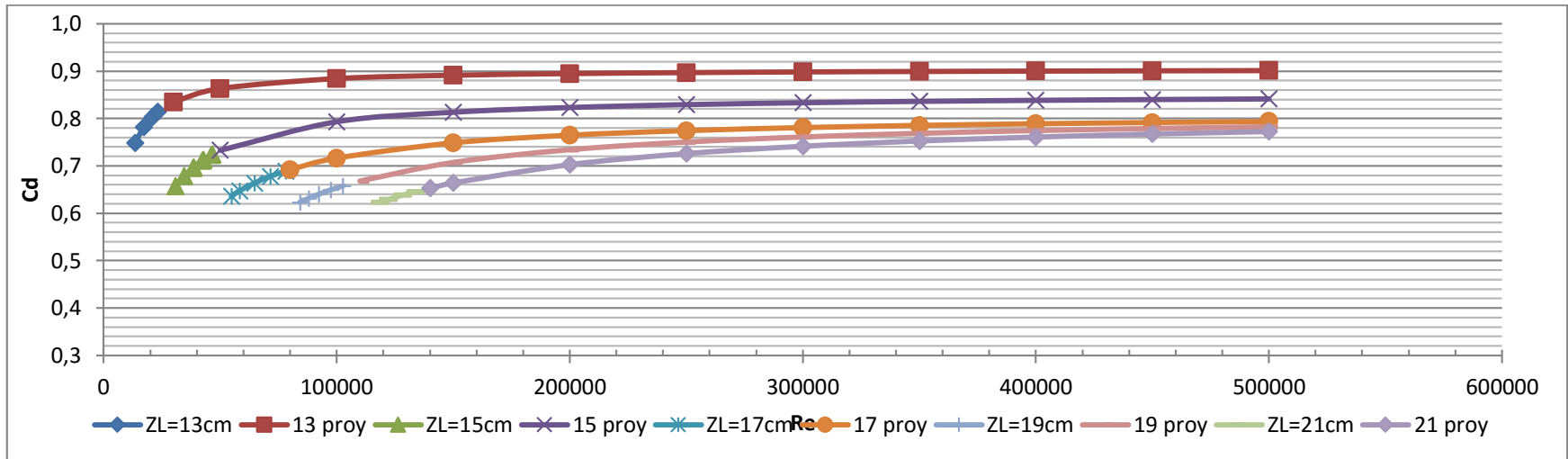


Figura 5.6. Coeficiente de descarga estimado proyectado con criterio de Reynolds

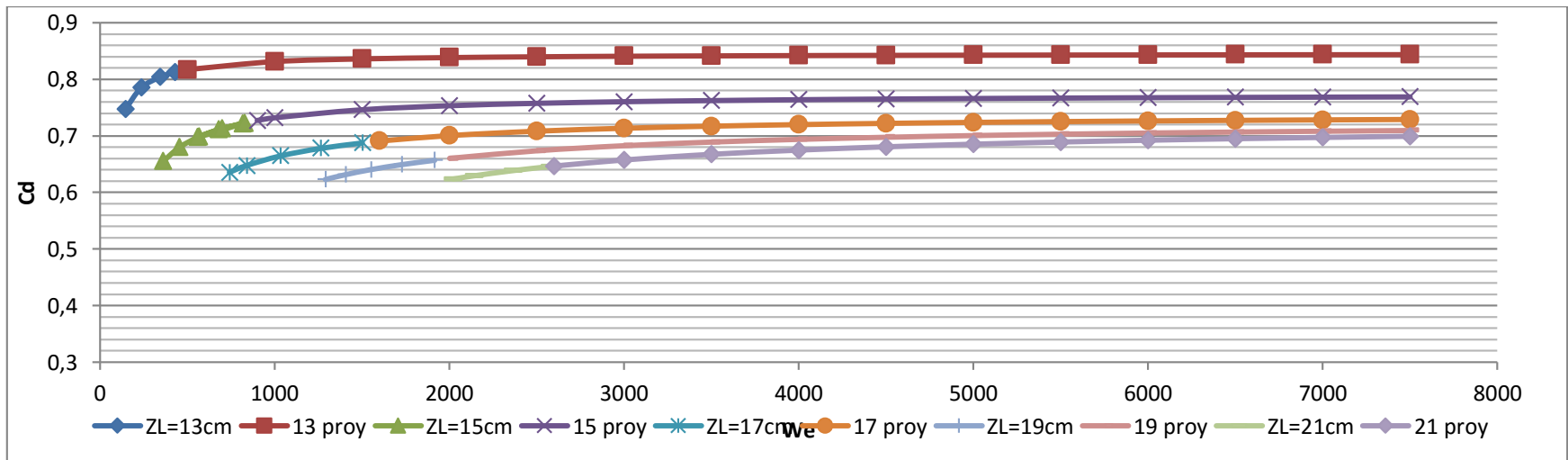


Figura 5.7. Coeficiente de descarga estimado proyectado con criterio de Webber

Utilizando los datos generados mostrados en las figuras anteriores, se realiza el ajuste que se comentó anteriormente. La ecuación seleccionada debe tener la condición que se aproxime a una asíntota horizontal. Con ayuda de software especializado en el procesamiento estadístico de datos se pudo encontrar una función que cumple dichas características, la cual tiene la forma:

$$y = \frac{a + b * x_1 + c * x_2}{1 + d * x_1 + e * x_2} \quad (48)$$

Donde:

y: variable dependiente

x1, x2: variables independientes

a,b,c,d,e: parámetros de la ecuación

En este caso, la variable dependiente es el coeficiente de descarga adimensional; las variables independientes son el número de Reynolds/Webber y el ángulo de abertura medido en grados. Ajustando la ecuación multivariable a los datos mostrados en las figuras 5.6 y 5.7 se generan las siguientes expresiones:

Ecuación de estimación de coeficiente de descarga por medio del criterio de Reynolds

$$C_d(Re, \beta) = \frac{9424847 + 87,2 * Re - 28077 * \beta}{1 + 95,7 * Re + 177457,6 * \beta} \quad (49)$$

Ecuación de estimación de coeficiente de descarga por medio del criterio de Webber

$$C_d(We, \beta) = \frac{1012869 + 382,6 * We + 4500,3 * \beta}{1 + 464,1 * We + 28452,4 * \beta} \quad (50)$$

Ambas ecuaciones representan un ajuste bastante confiable ya que presentan un coeficiente de correlación R de 0,977.

Nuevamente, utilizando los resultados experimentales en combinación con los proyectados se puede encontrar una relación lineal entre el número de Reynolds y la abertura que permita determinar el límite en el cual se estabiliza el coeficiente de descarga, indicando además, el punto en que se dejan de presentar los efectos de escala para dicha abertura. De esta forma, al despejar en las ecuaciones 49 y 50 para Re o We, utilizando el 95% del

valor de los coeficientes de descarga estabilizados por abertura se puede determinar dicha relación.

Por ejemplo, para los datos sintetizados con el criterio de Reynolds, al realizar el cálculo y despejar para el 95% del coeficiente de descarga estable se tienen los valores mostrados a continuación.

Cuadro 5.4. 95% del valor del coeficiente de descarga estable y su correspondiente Re

β (°)	95% Cd estable	Re
55,8	0,8556097	115782,2
66,4	0,7981702	170720,7
75,6	0,7599630	200064,7
83,5	0,7395716	236283,6
90,5	0,7289696	276741,8

Al graficar los resultados obtenidos y ajustar linealmente se obtiene la siguiente expresión:

$$Re = 4470,4 \beta - 132515 \quad (51)$$

Donde:

β : ángulo de abertura de compuerta (°)

Realizando un procedimiento similar para los datos sintetizados por el criterio de Webber.

Cuadro 5.5. 95% del valor del coeficiente de descarga estable y su correspondiente We

β (°)	95% Cd estable	We
55,8124	0,8008904	712,25601
66,43538	0,7257359	1309,7226
75,55372	0,6836999	1789,5766
83,4847	0,6592016	2311,967
90,53122	0,6408218	2703,848

$$We = 57,551 \beta - 2514,2 \quad (52)$$

Los resultados generados se pueden observar gráficamente con mayor facilidad, mostrando una especie de línea de partición, la cual se muestra a continuación.

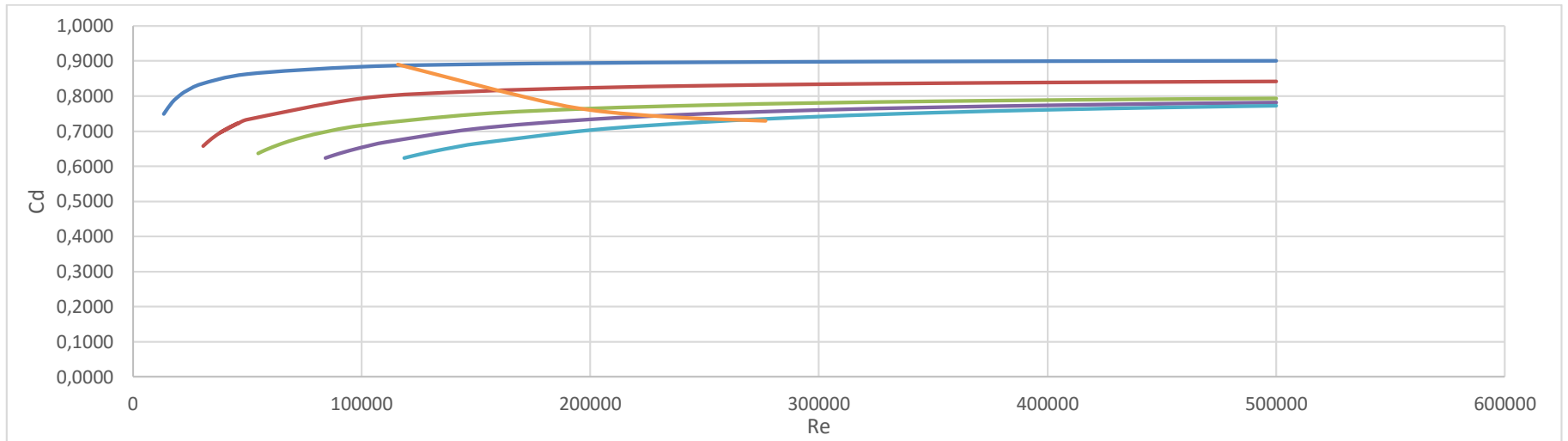


Figura 5.8. Límite propuesto dependiente del ángulo de abertura superspuestado sobre datos experimentales proyectados para Re

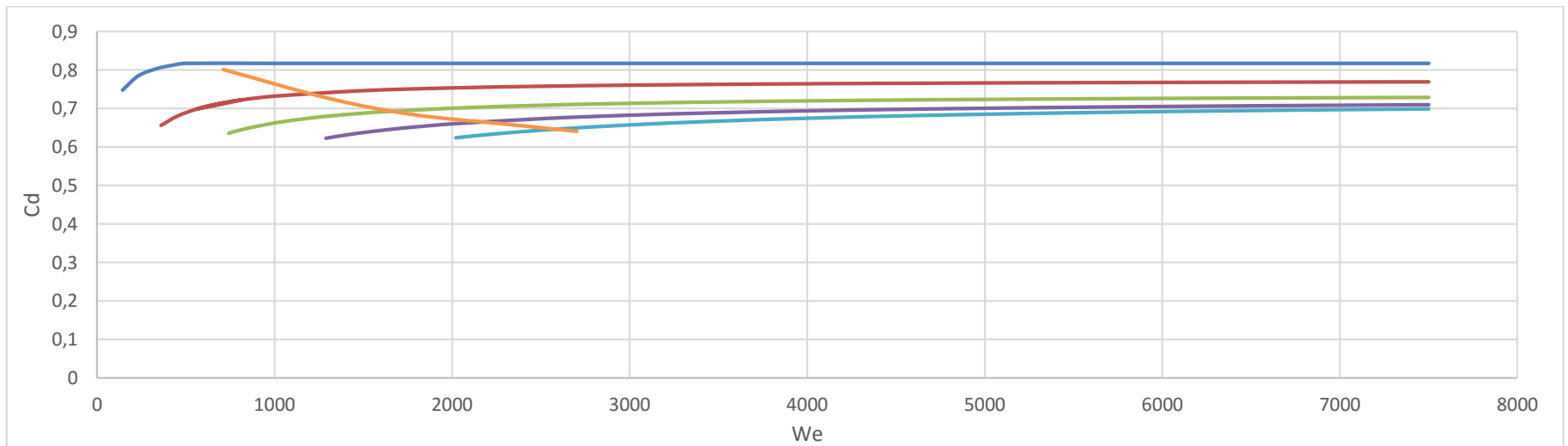


Figura 5.9. Límite propuesto dependiente del ángulo de abertura superspuestado sobre datos experimentales proyectados para We

Como se observa de las figuras 5.8 y 5.9 el criterio de We tiende a ser menos restrictivo ya que para aberturas menores se requieren números de We menores por la tendencia a mostrar una estabilidad más pronta, lo que genera un contraste con el comportamiento mostrado por el criterio de Re. Este hecho confirma la tendencia mostrada en el estudio de (Nago, 1984).

Aun así, los datos experimentales puros (sin proyectar), muestran que en efecto se requieren números de Reynolds y Webber mayores asociados a cada abertura para que se dejen de presentar los efectos de viscosidad y tensión superficial respectivamente.

El efecto de presentar dichos resultados, es para tener una referencia en posteriores modelaciones físicas de vertederos controlados con compuerta para seleccionar escalas adecuadas y rangos de descargas que puedan ser representativos, generando resultados de confianza a la hora de ser traducidos a prototipo.

Por otro lado, estrictamente relacionado a la presentación de las figuras, se podrían generar aún más curvas para por así decirlo expandir la capacidad que pueda representar dicho diagrama. Sin embargo, se cuenta con las ecuaciones determinadas para generar resultados de forma directa.

Capítulo 6. Conclusiones y Recomendaciones

6.1 Conclusiones

De acuerdo a los resultados obtenidos experimentalmente se puede estimar el caudal descargado de forma libre, con una precisión destacable, por medio de la ecuación 29. El coeficiente de descarga base tiene un valor de $C_d = 2,3905 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$. El exponente al cual se eleva la carga tiene un valor de $n = 1,55$ que es muy similar al valor teórico ($n = 1,5$). Dicha ecuación aplica para caudales superiores a los $Q = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$.

Comparando la ecuación de descarga libre con el gráfico 111-3/3 de HDC, la cual a su vez presenta un ajuste para la descarga generado a partir de datos de diversos modelos, el valor del exponente de la relación mostrada tiene un valor de $n = 1,60$ el cual es similar al valor obtenido experimentalmente $n = 1,55$.

Mostrando los datos experimentales en conjunto con el ajuste mostrado en el gráfico 111-3 de HDC, no todos los valores muestran un buen ajuste al propuesto teóricamente. Existen zonas características donde se da gran dispersión, especialmente para caudales bajos. Los datos experimentales para caudales superiores a los $Q = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$ con sus respectivos coeficientes presentan un ajuste relativamente aceptable en relación a la curva teórica.

Similarmente que para el caso libre, comparando los resultados experimentales obtenidos de coeficientes de descarga regulada por el método propuesto en HDC, específicamente en el gráfico 311-1, algunos de los valores tienden a mostrar el mismo comportamiento al que presenta el ajuste del gráfico. Más detalladamente, los datos generados con aberturas superiores a $Z_L = 17 \text{ cm}$ (aproximadamente el 50% de abertura) son los que presentan dicho comportamiento. Por otro lado, se genera mayor dispersión en los valores menores a la abertura correspondiente a este nivel de labio inferior, lo que coincide con la condición mostrada en el gráfico para valores menores a $\beta = 75^\circ$.

Se mostró una conducta general en los datos experimentales, de tener valores superiores a los propuestos en el gráfico 311-1, lo que indica que a pesar de que algunos tengan comportamiento similar, todos los valores se encuentran desplazados ligeramente a la derecha en relación a la curva de ajuste. Esta situación puede deberse a que el coeficiente calculado

contempla los efectos de los pilares y estribos presentes durante la realización de las pruebas, situación contraria presuntamente a la planteada por la referencia.

La curva de descarga libre modificada que no considera la carga de velocidad de aproximación, utilizada para generar la curva de descarga regulada, puede ser estimada en gran medida por medio de la ecuación 35. El coeficiente de descarga base tiene un valor de $C_d = 3,3602 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$. El exponente al cual se eleva la carga tiene un valor de $n = 1,68$.

La curva de descarga regulada muestra que independientemente de la abertura, los resultados generados a partir de los datos experimentales tienen una diferencia relativamente constante, y no tan significativa, con los resultados generados a partir del ajuste propuesto por Hager, esto al aumentar el caudal.

La comparación tanto de los resultados procesados con la propuesta de HDC como con la propuesta de Hager, permite determinar que en términos generales el ajuste de Hager es mucho más acertado para vertederos tipo WES controlados con compuertas radiales en un rango mayor de aberturas de compuerta.

En cuanto a los coeficientes, los obtenidos por el ajuste de Hager tienen valores inferiores a los tomados experimentalmente y tienden a presentar un comportamiento de crecimiento más pronunciado conforme aumenta la carga relativa para cada abertura. Dicha situación es más significativa para aberturas pequeñas y se estabiliza conforme aumenta la abertura.

La evidencia experimental indica que el coeficiente de descarga disminuye conforme aumenta el ángulo de abertura, pero no de forma lineal como se expresa en el ajuste de Hager. En contraparte, con una abertura constante, el coeficiente de descarga efectivamente aumenta conforme la carga relativa.

De acuerdo a la conclusión anterior, el coeficiente de descarga se puede estimar en base a los datos experimentales, con la ecuación 37. Dicha ecuación está basada en la misma forma de la ecuación de ajuste de Hager.

La ecuación modificada del coeficiente de descarga presenta estimaciones con diferencias significativamente bajas, con magnitudes menores al 2%, en comparación a los datos experimentales.

Los valores de velocidad presentados en el canal de aproximación de acuerdo a lo determinado experimentalmente, no son muy significativos en aberturas pequeñas. Su magnitud se ve aumentada conforme se aumenta la abertura debido al respectivo aumento de caudal. Para cada abertura se mantienen velocidades relativamente constantes.

La evaluación de la introducción de carga de velocidad en la descarga regulada indica que para aberturas pequeñas la diferencia es prácticamente inexistente. Al aumentar la abertura, y por consiguiente el caudal, la diferencia se incrementa pero sigue teniendo un efecto casi nulo, presentando diferencias en los valores apreciables en el tercer decimal. Todos estos hechos permiten determinar cómo el efecto de la consideración de la carga de velocidad de aproximación en descarga regulada es prácticamente irrelevante.

A partir de un caudal de aproximadamente $0,015 \text{ m}^3/\text{s}$, con una carga correspondiente de $0,061 \text{ m}$, el valor del coeficiente de corrección k empieza a tender al valor de la unidad lo que indica que los efectos de la viscosidad y tensión superficial se eliminan para caudales superiores a este valor en descarga libre.

Para vertederos de condiciones similares (tipo WES con paramento 3V:2H), independientemente de la escala, el valor del coeficiente k va a tender a la unidad para valores de $Re^{(1/5)} * We^{(3/5)} > 360$ lo cual elimina los efectos de escala asociados a viscosidad y tensión superficial en descarga libre.

Separadamente, los efectos de escala sobre el coeficiente de descarga libre por viscosidad y tensión superficial desaparecen para $Re > 48000$ y $We > 500$ respectivamente.

De acuerdo a los resultados experimentales procesados para el caso de descarga regulada, se nota que conforme se aumenta en ángulo de abertura, y por lo tanto el caudal, los coeficientes de descarga tienden a estabilizarse y a generar un patrón relativamente asintótico horizontalmente.

Se observa que el criterio asociado al número de Reynolds presenta mayor lentitud en cuanto a la aparición de la tendencia a estabilización. Caso contrario al comportamiento generado por medio del criterio del número de Webber, en el cual se genera una estabilización más pronta en

aberturas menores. Esto implica que, para una serie de datos dados, el criterio de Webber es menos restrictivo en comparación al de Reynolds.

La estimación de los coeficientes de descarga en función de los números adimensionales Reynolds y Webber, además del ángulo de abertura, se puede realizar por medio de las ecuaciones experimentales 49 y 50.

La estimación del número de Reynolds y Webber para el cual se logra estabilizar el comportamiento de los coeficientes de descarga en función del ángulo de abertura se puede realizar por medio de las ecuaciones 51 y 52 respectivamente. Dichas ecuaciones representan una especie de línea de partición que separa los datos perjudicados por los efectos de escala.

Se deben recaudar aún más datos experimentales para poder ampliar la validez de los resultados obtenidos para la descarga regulada. Dicho proceso se debe realizar con modelos en condiciones similares pero con distinta escala para poder procesar y analizar el comportamiento de los coeficientes de descarga en función de los números adimensionales. Básicamente, los resultados obtenidos en este proyecto son un primer punto de un proceso que se debe llevar a cabo para complementar la información que se tiene y de esta forma poder predecir con mayor certeza el comportamiento de los coeficientes de descarga en los modelos y prototipos de vertederos controlados.

6.2 Recomendaciones

Durante el proceso de construcción del modelo, tratar de utilizar materiales acrílicos con selladores que eviten la presencia de fugas, ya que si se generan muchas pérdidas entre el caudal medido y el realmente descargado los resultados pueden variar. En general para que se dé una variación significativa se deben presentar muchas pérdidas por fuga pero aun así es mejor evitarlas lo más que se pueda.

Durante la realización de las pruebas, se debe tratar de tener el modelo del vertedero lo más limpio posible para evitar que se den variaciones en el coeficiente de descarga debidas a irregularidades que pueda haber tanto en el canal de aproximación como en el mismo vertedero. A pesar de que no pudiese parecer tan relevante, el coeficiente de descarga se ve afectado por diversos factores y una obstrucción podría variar su valor.

En la medida de lo posible, para poder considerar lo más certeramente posible el valor de la velocidad de aproximación y la carga asociada a ella en descarga libre, se recomienda utilizar algún instrumento de medición que permita generar un correcto perfil de velocidades. Por ejemplo se puede utilizar un micro molinete y generar una cuadrícula donde se dé una toma de datos. Además, esta medición permite evaluar que tanto se distribuye la velocidad y el caudal por margen.

Una buena costumbre que se puede adaptar en cualquier laboratorio hidráulico es dar constante mantenimiento a los modelos de vertedero para asegurarse que todos sus componentes movibles, por ejemplo las compuertas y los instrumentos de medición, trabajen de la forma ideal y generar una toma de datos lo más sencilla y confiable posible. Todos estos factores pueden contribuir a disminuir el error de toma de datos experimental.

En un estudio que requiera un nivel más profundo de análisis, por ejemplo el estudio de un modelo de vertedero que realmente se vaya a construir, se recomienda evaluar el efecto independiente de los coeficientes de contracción por pilas y estribos, en vez de considerarlo como parte del coeficiente de descarga.

Capítulo 7. Referencias bibliográficas

- Baud, O., & Hager, W. (2000). Tornado Vortices in Settling Tanks. *ASCE - Journal of Environmental Engineering*, 189-191.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Gupta, V. L. (1975). *Modelos de Similitud Hidraulica*. Venezuela: Mérida.
- Hager, W. (1988). Discharge Characteristics of Gated Standard Spillways. *Water Power & Dam Construction*, 15-25.
- Hager, W. (1991). Experiments on Standard Spillway Flow. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 339-416.
- Hager, W., & Bremen, R. (1988). Plane Gate on Standard Spillway. *ASCE - Journal of Hydraulic Engineering*, Vol 114, 1390-1397.
- Hager, W., & Schwalt, M. (1994). Broad Crested Weir. *ASCE - Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol 120, 13-26.
- Khatsuria, R. M. (2005). *Hydraulics of Spillways and Energy Disipators*. New York: Marcel Decker.
- Nago, H. (1984). Scale Effects in Free Eflux from an Underflow Gate. *Symposium on Scale Effects in Modeling Hydraulic Structures* (págs. 2.15.1-2.15-9). Esslingen am Neckar, Germany: H. Kobus.
- Novak, P., Guinot, V., Jeffrey, A., & Reeve, D. E. (2010). *Hydraulic Modeling - an Introduction*. London: Spoon Press.
- Novak, P., Moffat, A., Nalluri, C., & Narayanan, R. (2007). *Hydraulic Structures*. New York : Taylor & Francis .
- Ranja Raju, K. (1984). Scale Effects in Analysis of Discharge Characteristics of Weirs and Sluice Gates. *Symposium on Scale Effects in Modeling Hydraulic Structures* (págs. 2.2.1-2.2.4). Esslingen am Neckar, Germany: H. Kobus.

- Ranja Raju, K., & Asawa, G. L. (1977). Viscosity and Surface Tension Effects on Weir Flow. *ASCE - Journal of the hydraulics division, Vol 103*, 1227-1231.
- Rouse, H. (1946). *Elementary Mechanics of Fluids*. New York: John Wiley and Sons, Inc.
- Sotelo, G. (1994). *Apuntes de Hidraulica II*. Mexico: Facultad de Ingeniería UNAM.
- Swamee, P. K. (1992). Sluice-Gate Discharge Equations. *ASCE - Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol 118*, 56-60.
- Task Committee on Hydraulic Modeling, Environmental and Water Resources Institute, ASCE; R. Ettema. (2000). *Hydraulic Modeling. Concepts and Practice*. Virginia: American Society of Civil Engineers (ASCE).
- United States Bureau of Reclamation. (1987). *Design of Small Dams (Third Edition)*. Washington, D.C.: Water Resources Technical.
- United States Corps of Engineers. (1952). *Hydraulic Design Criteria*. Mississippi: Waterways Experiment Station.
- Vischer, D., & Hager, W. (1998). *Dam Hydraulics*. New York : Wiley.
- Wu, S., & Rajaratnam, N. (2015). Solutions to Rectangular Sluice Gate Flow Problems. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*.

Capítulo 8. Anexos

Anexo A. Mediciones de carga con vertedero descargando libremente

Instrumento y Rango	Caudal Q (m ³ /s)	Medida Limnómetro Z (cm)													Medida promedio (cm)	Carga sobre la cresta h (cm)	Carga sobre la cresta h (m)	
		-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30				
Orificio de 0 a 0,025 m ³ /s	0,00538	8,82	8,82	8,82	8,83	8,82	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8	8,78	8,78	8,79	8,78	8,803	3,8031	0,0380
	0,01083	10,04	10,05	10,05	10,05	10,04	10,05	10,02	10,02	10	10	9,99	9,99	9,98	10,022	5,0215	0,0502	
	0,01642	11,24	11,25	11,26	11,26	11,25	11,25	11,24	11,22	11,2	11,19	11,18	11,18	11,16	11,222	6,2215	0,0622	
	0,02149	12,29	12,29	12,28	12,28	12,26	12,26	12,25	12,22	12,2	12,19	12,19	12,16	12,15	12,232	7,2323	0,0723	
	0,02696	13,31	13,3	13,29	13,28	13,26	13,25	13,24	13,21	13,19	13,18	13,16	13,14	13,12	13,225	8,2254	0,0823	
Tobera de 0 a 0,03 m ³ /s	0,005010	8,16	8,16	8,19	8,18	8,18	8,16	8,19	8,18	8,16	8,15	8,15	8,15	8,16	8,167	3,1669	0,0317	
	0,010110	8,94	8,95	8,95	8,95	8,95	8,95	8,94	8,95	8,96	8,94	8,92	8,92	8,9	8,940	3,9400	0,0394	
	0,014960	10,5	10,52	10,5	10,5	10,52	10,52	10,5	10,5	10,49	10,48	10,48	10,48	10,45	10,495	5,4954	0,0550	
	0,019980	11,82	11,82	11,82	11,8	11,82	11,82	11,78	11,78	11,76	11,75	11,75	11,7	11,7	11,778	6,7785	0,0678	
	0,024970	12,9	12,89	12,88	12,88	12,88	12,86	12,85	12,84	12,82	12,8	12,78	12,78	12,75	12,839	7,8392	0,0784	
	0,029990	13,9	13,89	13,88	13,88	13,86	13,86	13,84	13,8	13,8	13,79	13,78	13,78	13,75	13,832	8,8315	0,0883	
Tobera de 0,02 a 0,065 m ³ /s	0,020010	11,84	11,84	11,84	11,84	11,85	11,82	11,8	11,8	11,79	11,78	11,78	11,74	11,74	11,805	6,8046	0,0680	
	0,029990	13,92	13,9	13,89	13,88	13,88	13,86	13,85	13,82	13,8	13,78	13,76	13,76	13,75	13,835	8,8346	0,0883	
	0,039970	15,72	15,7	15,7	15,7	15,68	15,65	15,64	15,62	15,6	15,58	15,56	15,52	15,49	15,628	10,6277	0,1063	
	0,049980	17,35	17,32	17,3	17,29	17,26	17,26	17,25	17,18	17,15	17,1	17,06	17	16,96	17,191	12,1908	0,1219	
	0,060110	18,92	18,9	18,85	18,76	18,75	18,7	18,65	18,6	18,56	18,54	18,5	18,46	18,4	18,661	13,6608	0,1366	
	0,064690	19,55	19,54	19,48	19,4	19,36	19,35	19,3	19,28	19,2	19,15	19,1	19,05	19	19,289	14,2892	0,1429	

Anexo B.1. Medidas de carga para vertedero descargando reguladamente, con distintos instrumentos de medición

Abertura, posición Z _L e Instrumento	Caudal Q (m ³ /s)	Medida Limnimetro (cm)													Medida promedio (cm)	Carga sobre la cresta h (cm)	Carga sobre la cresta h (m)
		-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30			
Abertura de compuerta 1; ZL = 13 cm ; Orificio	0,00517	7,99	8	8	8,02	8,02	8,02	8,02	8	8	7,99	7,99	7,99	7,98	8,002	3,0015	0,0300
	0,00751	10,99	10,99	11	11,01	11	11	10,99	10,98	10,99	10,98	10,98	10,96	10,95	10,986	5,9862	0,0599
	0,01007	14,9	14,92	14,91	14,91	14,92	14,92	14,9	14,9	14,88	14,88	14,86	14,86	14,85	14,893	9,8931	0,0989
	0,01245	19,56	19,56	19,58	19,58	19,58	19,58	19,56	19,55	19,54	19,54	19,54	19,52	19,52	19,555	14,5546	0,1455
	0,01405	23,19	23,19	23,2	23,2	23,21	23,21	23,19	23,18	23,16	23,15	23,15	23,14	23,14	23,178	18,1777	0,1818
Abertura de compuerta 2; ZL = 15 cm; Orificio	0,01246	10,18	10,18	10,18	10,2	10,2	10,2	10,18	10,18	10,16	10,15	10,15	10,14	10,12	10,171	5,1708	0,0517
	0,01499	12,34	12,34	12,35	12,35	12,35	12,35	12,35	12,32	12,3	12,3	12,3	12,28	12,28	12,324	7,3238	0,0732
	0,01748	14,28	14,29	14,28	14,28	14,3	14,3	14,28	14,25	14,25	14,24	14,21	14,2	14,2	14,258	9,2585	0,0926
	0,02003	16,6	16,6	16,61	16,62	16,62	16,62	16,62	16,58	16,56	16,56	16,54	16,52	16,5	16,581	11,5808	0,1158
	0,02240	18,98	18,98	18,99	18,98	18,96	18,95	18,92	18,9	18,88	18,88	18,88	18,86	18,84	18,923	13,9231	0,1392
	0,02503	21,76	21,78	21,76	21,76	21,76	21,76	21,75	21,72	21,72	21,71	21,7	21,7	21,68	21,735	16,7354	0,1674
Abertura de compuerta 2; ZL = 15 cm; Tobera	0,01999	16,42	16,42	16,44	16,42	16,44	16,42	16,41	16,42	16,4	16,4	16,38	16,38	16,36	16,408	11,4085	0,1141
	0,02256	19,32	19,32	19,32	19,32	19,32	19,3	19,3	19,3	19,28	19,28	19,26	19,25	19,24	19,293	14,2931	0,1429
	0,02498	22,05	22,04	22,04	22,02	22,04	22,02	22	22	21,99	21,98	21,98	21,96	21,95	22,005	17,0054	0,1701
Abertura de compuerta 3; ZL = 17 cm; Tobera	0,01996	11,88	11,88	11,88	11,88	11,88	11,88	11,86	11,85	11,84	11,82	11,8	11,79	11,78	11,848	6,8477	0,0685
	0,02389	12,78	12,78	12,78	12,78	12,75	12,75	12,72	12,72	12,7	12,69	12,68	12,65	12,64	12,725	7,7246	0,0772
	0,02596	14,95	14,94	14,94	14,92	14,92	14,92	14,9	14,9	14,87	14,86	14,84	14,82	14,81	14,892	9,8915	0,0989
	0,02804	16,26	16,26	16,26	16,25	16,25	16,24	16,22	16,2	16,19	16,18	16,16	16,16	16,14	16,213	11,2131	0,1121
	0,03198	18,86	18,85	18,84	18,82	18,82	18,81	18,8	18,8	18,79	18,78	18,76	18,72	18,74	18,799	13,7992	0,1380
	0,03605	21,96	21,96	21,96	21,95	21,94	21,94	21,91	21,91	21,9	21,89	21,88	21,86	21,86	21,917	16,9169	0,1692
	0,04001	25,19	25,18	25,15	25,15	25,14	25,12	25,12	25,12	25,1	25,08	25,08	25,06	25,05	25,118	20,1185	0,2012

Anexo B.2. Continuación de Anexo B.1.

Abertura, posición Z _L e Instrumento	Caudal Q (m ³ /s)	Medida Limnómetro (cm)													Medida promedio (cm)	Carga sobre la cresta h (cm)	Carga sobre la cresta h (m)
		-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30			
Abertura de compuerta 4; Z _L = 19 cm; Tobera	0,03482	14,88	14,86	14,85	14,84	14,82	14,81	14,79	14,78	14,76	14,76	14,74	14,68	14,68	14,788	9,7885	0,0979
	0,03908	17,81	17,8	17,8	17,79	17,78	17,78	17,75	17,72	17,7	17,68	17,64	17,6	17,6	17,727	12,7269	0,1273
	0,04121	18,96	18,94	18,91	18,9	18,89	18,86	18,88	18,88	18,86	18,85	18,81	18,78	18,76	18,868	13,8677	0,1387
	0,04409	20,39	20,38	20,36	20,36	20,35	20,34	20,32	20,3	20,28	20,28	20,25	20,24	20,22	20,313	15,3131	0,1531
	0,04708	22,14	22,12	22,12	22,11	22,1	22,08	22,05	22,05	22,04	22,01	22	21,98	21,96	22,058	17,0585	0,1706
	0,05019	24	24	23,98	23,98	23,95	23,95	23,94	23,91	23,89	23,88	23,86	23,83	23,8	23,921	18,9208	0,1892
Abertura de compuerta 5; Z _L = 21 cm; Tobera	0,04904	17,26	17,26	17,24	17,21	17,2	17,18	17,15	17,1	17,08	17	16,98	16,94	16,9	17,115	12,1154	0,1212
	0,05507	20,92	20,9	20,87	20,88	20,84	20,82	20,8	20,78	20,74	20,7	20,66	20,61	20,58	20,777	15,7769	0,1578
	0,0571	21,88	21,86	21,84	21,82	21,8	21,77	21,75	21,71	21,68	21,62	21,58	21,54	21,51	21,720	16,7200	0,1672
	0,06092	23,6	23,58	23,57	23,57	23,55	23,53	23,5	23,48	23,44	23,38	23,3	23,26	23,21	23,459	18,4592	0,1846
	0,06435	25,28	25,26	25,24	25,22	25,19	25,16	25,12	25,09	25,05	25	24,98	24,95	24,92	25,112	20,1123	0,2011

Anexo C. Diagramas de niveles de carga para distintas aberturas de descarga regulada

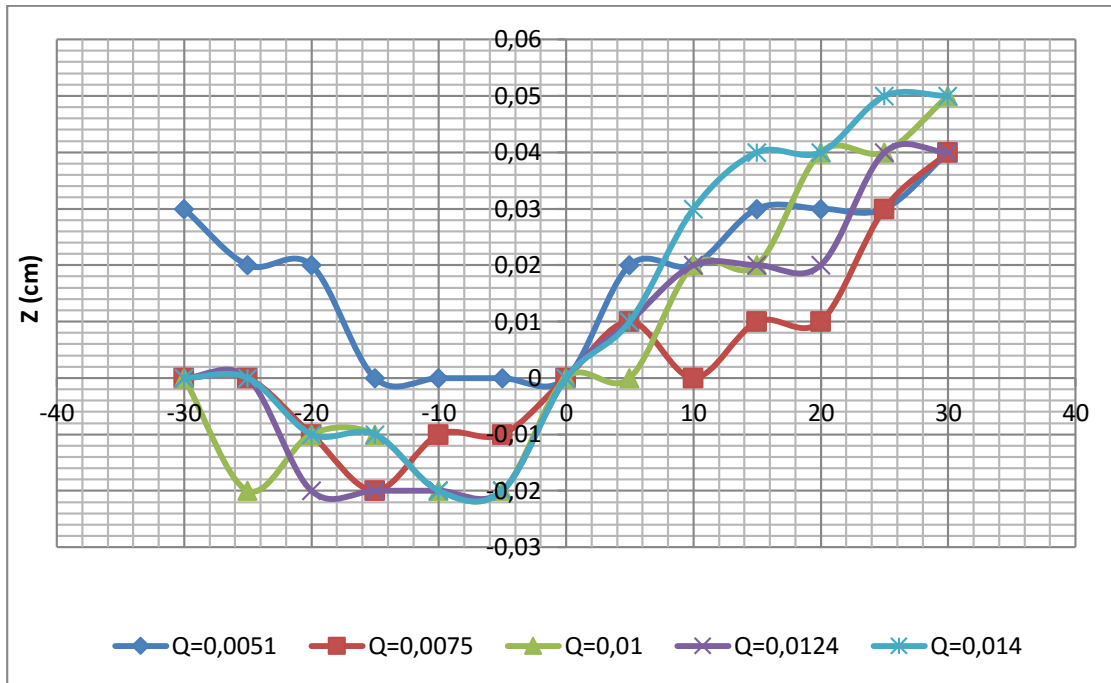


Diagrama de niveles de carga; Abertura de compuerta 1; $Z_L = 13$ cm; Orificio

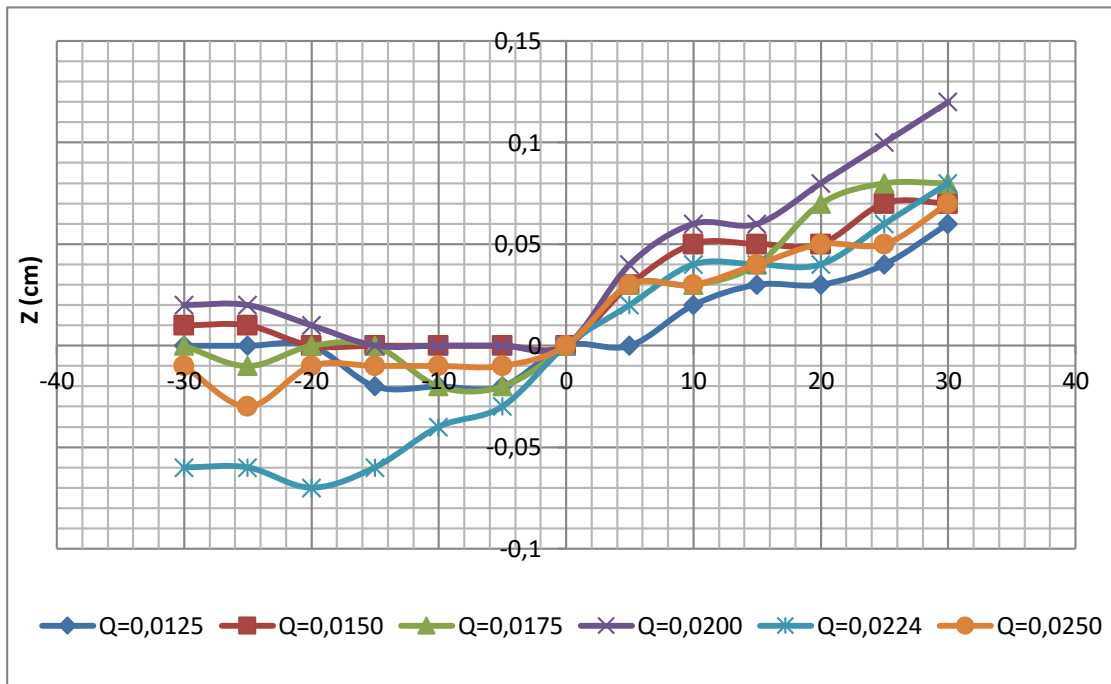


Diagrama de niveles de carga; Abertura de compuerta 2; $Z_L = 15$ cm; Orificio

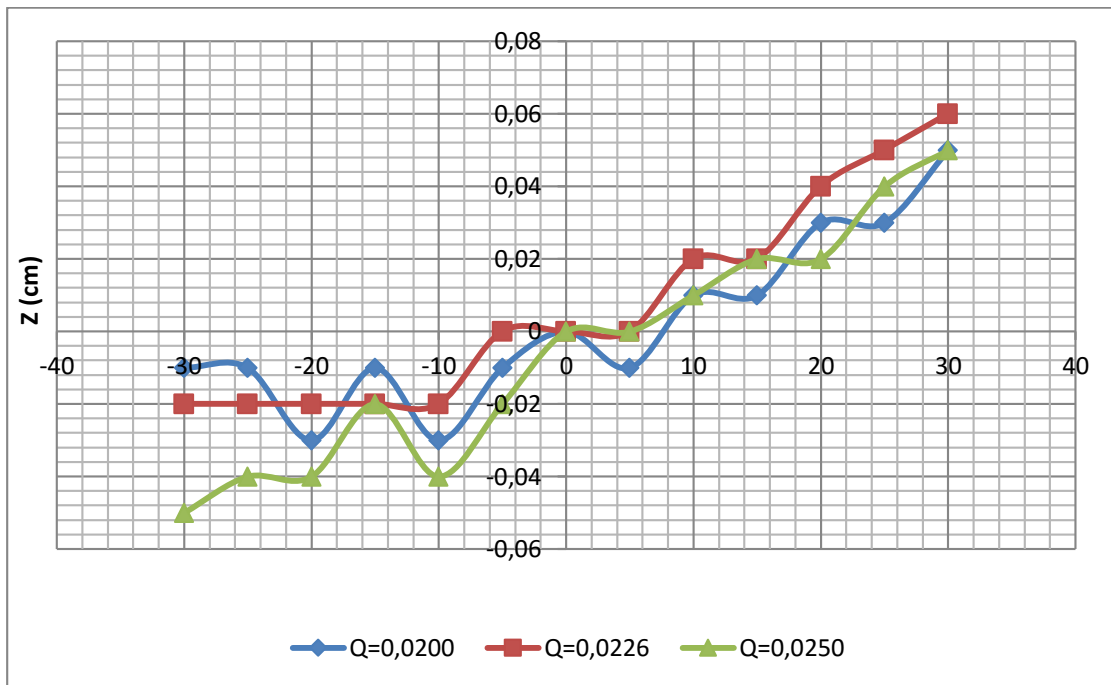


Diagrama de niveles de carga; Abertura de compuerta 2; ZL = 15 cm; Tobera

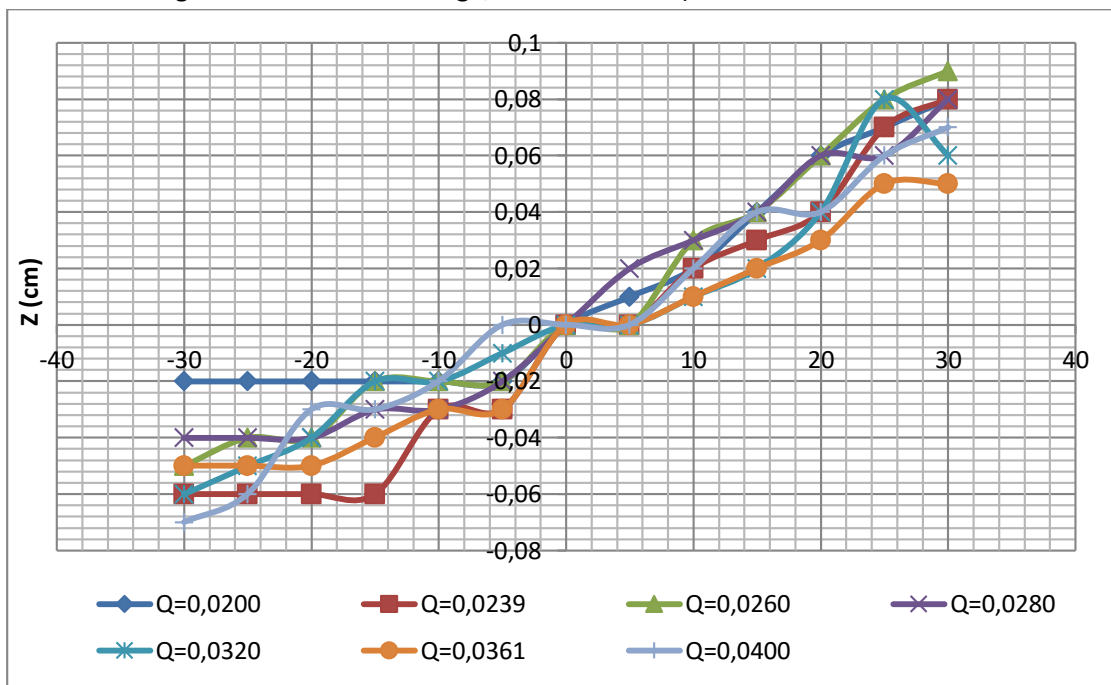


Diagrama de niveles de carga; Abertura de compuerta 3; ZL = 17 cm; Tobera

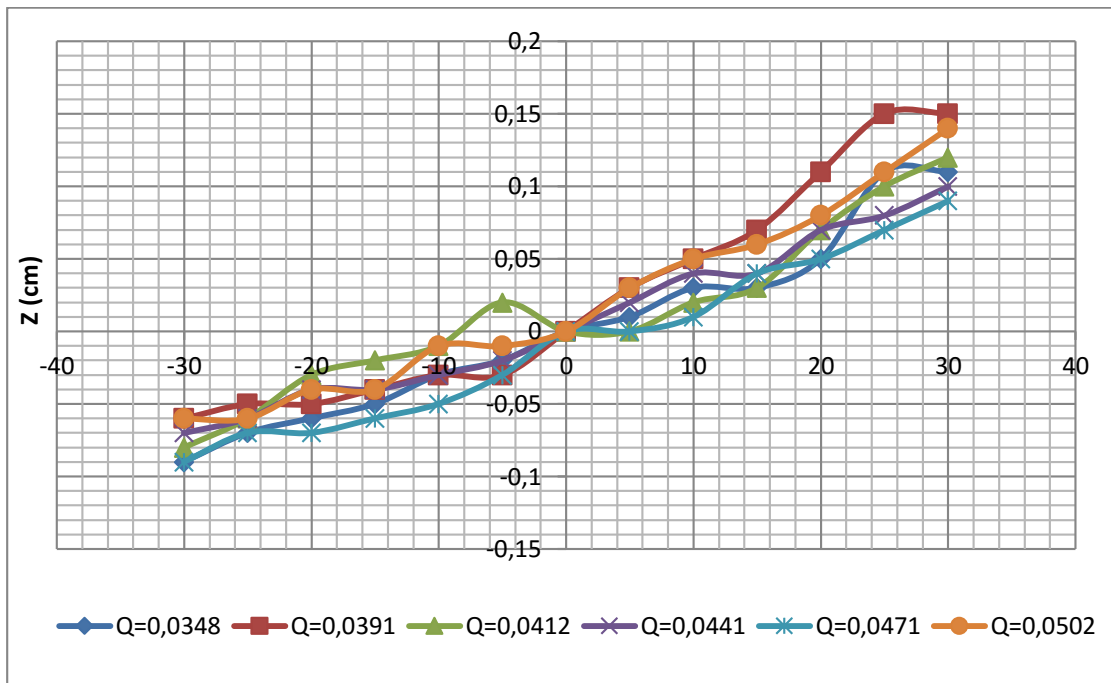


Diagrama de niveles de carga; Abertura de compuerta 4; ZL = 19 cm; Tobera

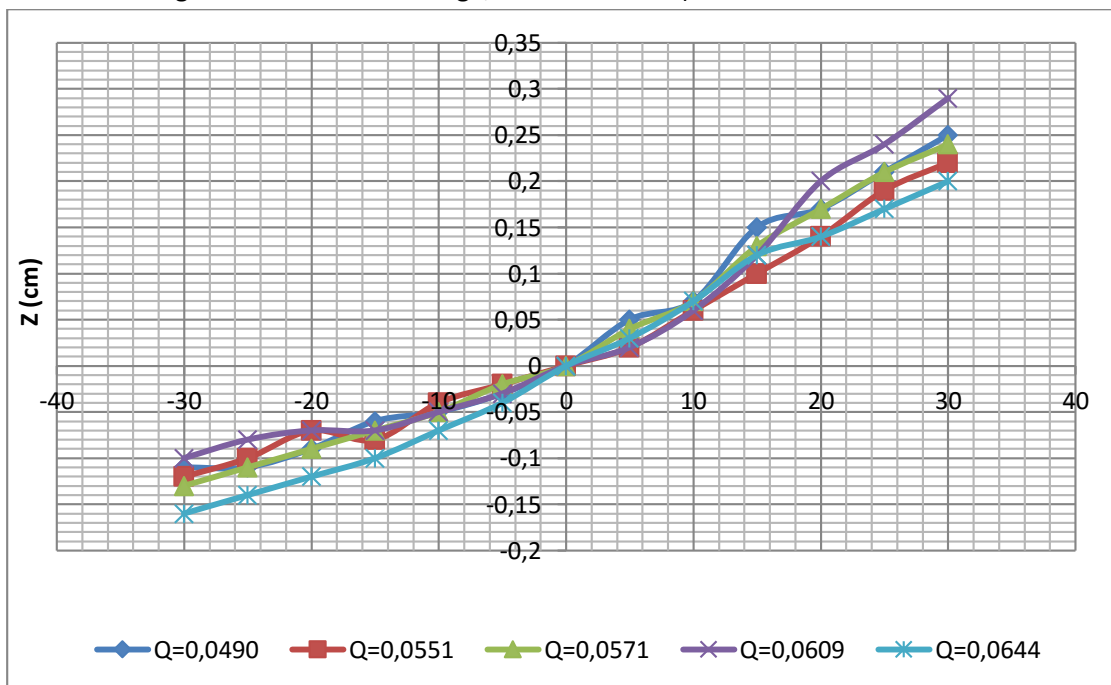


Diagrama de niveles de carga; Abertura de compuerta 5; ZL = 21 cm; Tobera

Anexo D.1 Valores experimentales más valores proyectados de coeficiente de descarga en función de Reynolds, ángulo de abertura β

β (°)	C_D (adim)	Re	β (°)	C_D (adim)	Re	β (°)	C_D (adim)	Re	β (°)	C_D (adim)	Re	β (°)	C_D (adim)	Re
55,81	0,74862	13519	66,44	0,65759	30784	75,55	0,63629	54822	83,48	0,62332	84250	90,53	0,62348	118654
	0,78244	17238		0,67895	34549		0,64698	58346		0,63132	87932		0,62906	122139
	0,80360	20824		0,69723	38587		0,66327	64689		0,64014	92386		0,63820	128318
	0,81415	23232		0,71085	42270		0,67773	71592		0,64926	97495		0,64576	133927
	0,83472	30000		0,72329	46307		0,68893	78048		0,65757	102665		0,65327	140000
	0,86297	50000		0,69606	38302		0,69196	80000		0,66801	110000		0,66431	150000
	0,88416	100000		0,71269	42823		0,71621	100000		0,70701	150000		0,70294	200000
	0,89122	150000		0,72432	46676		0,74853	150000		0,73382	200000		0,72613	250000
	0,89476	200000		0,73292	50000		0,76469	200000		0,74990	250000		0,74158	300000
	0,89687	250000		0,79325	100000		0,77439	250000		0,76062	300000		0,75262	350000
	0,89829	300000		0,81336	150000		0,78085	300000		0,76828	350000		0,76090	400000
	0,89930	350000		0,82342	200000		0,78547	350000		0,77403	400000		0,76734	450000
	0,90005	400000		0,82945	250000		0,78893	400000		0,77850	450000		0,77249	500000
	0,90064	450000		0,83348	300000		0,79163	450000		0,78207	500000		-	-
	0,90111	500000		0,83635	350000		0,79378	500000		-	-		-	-
	-	-		0,83850	400000		-	-		-	-		-	-
-	-	0,84018	450000	-	-	-	-	-	-					
-	-	0,84152	500000	-	-	-	-	-	-					

Anexo D.2 Valores experimentales más valores proyectados de coeficiente de descarga en función de Webber, ángulo de abertura β

β (°)	C_D (adim)	We	β (°)	C_D (adim)	We	β (°)	C_D (adim)	We	β (°)	C_D (adim)	We	β (°)	C_D (adim)	We
55,81	0,74710	145	66,44	0,65539	360	75,55	0,63532	741	83,48	0,62293	1290	90,53	0,62335	2022
	0,78509	235		0,67997	454		0,64745	840		0,63152	1405		0,62918	2143
	0,80420	343		0,69875	566		0,66450	1032		0,64057	1551		0,63836	2365
	0,81238	427		0,71141	679		0,67815	1264		0,64946	1728		0,64562	2576
	0,81724	500		0,72196	815		0,68778	1503		0,65714	1916		0,64636	2600
	0,81724	1000		0,69762	557		0,69090	1600		0,66011	2000		0,65710	3000
	0,81724	1500		0,71303	697		0,70049	2000		0,67363	2500		0,66707	3500
	0,81724	2000		0,72279	828		0,70817	2500		0,68264	3000		0,67455	4000
	0,81724	2500		0,72695	900		0,71329	3000		0,68907	3500		0,68037	4500
	0,81724	3000		0,73172	1000		0,71694	3500		0,69390	4000		0,68502	5000
	0,81724	3500		0,74604	1500		0,71968	4000		0,69765	4500		0,68883	5500
	0,81724	4000		0,75319	2000		0,72181649	4500		0,70065	5000		0,69200	6000
	0,81724	4500		0,75749	2500		0,72352239	5000		0,70311	5500		0,69468	6500
	0,81724	5000		0,76035	3000		0,72491813	5500		0,70516	6000		0,69698	7000
	0,81724	5500		0,76240	3500		0,72608124	6000		0,70689	6500		0,69898	7500
	0,81724	6000		0,76393	4000		0,72706542	6500		0,70838	7000		-	-
	0,81724	6500		0,76513	4500		0,727909	7000		0,70966	7500		-	-
	0,81724	7000		0,76608	5000		0,7286401	7500		-	-		-	-
	0,81724	7500		0,76686	5500		-	-		-	-		-	-
	-	-		0,76751	6000		-	-		-	-		-	-
-	-	0,76806	6500	-	-	-	-	-	-					
-	-	0,76853	7000	-	-	-	-	-	-					
-	-	0,76894	7500	-	-	-	-	-	-					

