

Universidad de Costa Rica

Facultad de Ingeniería

Escuela Ingeniería Civil

Caracterización del flujo no sumergido en una alcantarilla de alivio

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Erick Méndez Blanco

Director de Proyecto de Graduación:

Ph.D Rafael Murillo Muñoz

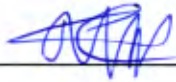
Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica

Febrero, 2017

TRIBUNAL EXAMINADOR

Proyecto de graduación presentado a la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica como requisito final para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil.



Ing. Rafael Murillo Muñoz; Ph.D
Director del proyecto de graduación



Ing. Gravin Mayorga Jimenez; M.Sc
Asesor



Ing. Antonio Sánchez Fernández
Asesor



Erick Méndez Blanco
Sustentante

Fecha: 2017, Febrero, 02.

El suscrito, Erick Méndez Blanco, cédula 2-0688-0019, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné A93795, manifiesta que es autor del Proyecto Final de **Graduación** "Caracterización del flujo no sumergido en una alcantarilla de alivio", **bajo la Dirección del** Ph.D Rafael Murillo Muñoz, 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.

Agradecimientos

Agradezco a Dios por protegerme durante todo mi camino y darme fuerzas para superar obstáculos y dificultades a lo largo de toda mi vida.

A mis padres, Freddy Méndez Rojas y Elieth Blanco Herrera que me han formado para saber cómo luchar en la vida y salir victorioso con una sonrisa ante las adversidades de la vida.

Me gustaría agradecer a mi director y comité asesor de Tesis, por el apoyo brindado durante todo el proceso de realización del trabajo, siempre bajo su supervisión y apoyo.

A mis amigos y compañeros de universidad durante tantos años, a todos y cada uno, especialmente a los integrantes del **grupo "Limpios y sucias y Dani"**.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Justificación	1
Problema	3
Importancia.....	4
1.2 Antecedentes teóricos y prácticos del problema	4
1.3 Objetivos.....	12
Objetivo general	12
Objetivos específicos.....	12
1.4 Delimitación del problema	13
Alcance.....	13
Limitaciones	13
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	14
2.1 Ecuaciones de Navier-Stokes	14
Principios de energía y cantidad de movimiento.....	15
2.2 Estructura de entrada de la alcantarilla.....	16
Caída hidráulica	16
Secciones de control en la alcantarilla.....	20
2.3 Disipación de energía en el cabezal	21
Pérdidas de energía en el cabezal	22
Pérdidas locales producto de la caída libre	24
Cámara de caída bajo régimen supercrítico	25
2.4 Vorticidad	26
2.5 Flujo no sumergido a través de las alcantarillas.....	27
Clasificación del flujo según profundidad crítica	32
Clasificación según control por remanso.....	33
Clasificación según la carga de agua.....	33
Coeficientes de descarga	34
2.6 Modelos físicos reducidos	35
Análisis dimensional	36
Variables de modelaje hidráulico	37
Relaciones de fuerzas en modelos	38
Leyes de semejanza condicionantes del diseño.....	40

Efectos de escala	43
2.7 Mediciones y su incertidumbre.....	45
CAPÍTULO 3. MARCO METODOLÓGICO	48
Etapa I. Revisión bibliográfica	49
Etapa II. Análisis y modificaciones al modelo.....	49
Etapa III. Calibración de equipo y modelo	50
Etapa IV. Evaluación del modelo.....	50
Etapa V. Obtención y análisis de resultados	51
Etapa VI. Verificación de semejanzas del modelo	52
Etapa VII. Conclusiones y recomendaciones	52
CAPÍTULO 4. CARACTERIZACION DEL MODELO.....	53
4.1 Dimensiones y escala del modelo.....	53
4.2 Modificaciones constructivas en el modelo	54
Cambios en la circulación del flujo.....	55
Sistema de bombeo	56
4.3 Equipo e Instrumentación utilizada.....	58
Medición de caudales	58
Medición de presiones	59
Medición de velocidades	61
CAPÍTULO 5. CALIBRACION DE EQUIPO Y MODELO.....	63
5.1 Vertedor triangular del canal de laboratorio	63
5.2 Transductores de presión	66
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS	67
6.1 Rango de Caudales.....	67
6.2 Perfiles de flujo	69
6.3 Ecuación de energía.....	75
6.3.1 Carga de velocidad	76
6.3.2 Carga de presión en el cabezal	91
6.3.3 Carga de presión en el barril.....	109
6.4 Disipación de energía.....	124
6.4.1 Vorticidad	128
6.5 Régimen de flujo	134
6.6 Curva de desempeño	135

6.7 Coeficiente de descarga	135
6.8 Efectos de escala en el modelo	139
CONCLUSIONES	141
RECOMENDACIONES	145
FUENTES DE INFORMACIÓN	146
ANEXOS	150
A.1 Velocidades	150
A.2 Presiones	164
A.2.1 Presiones en el cabezal	164
A.2.2 Presiones en el barril	175

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 2.1. Características generales de los diferentes tipos de flujo en alcantarillas.....	31
Cuadro 2.2. Variables que intervienen en el modelaje hidráulico y su magnitud fundamental	38
Cuadro 2.3. Fuerzas presentes en los modelos hidráulicos.....	39
Cuadro 2.4. Comparación de condición de similitud	41
Cuadro 4.1. Dimensiones del cabezal del prototipo utilizado para realizar el modelo	53
Cuadro 4.2. Dimensiones del modelo actual	54
Cuadro 6.1. Valores de caudal utilizados para el funcionamiento de la alcantarilla de alivio con flujo a superficie libre y su respectiva incertidumbre asociada	68
Cuadro 6.2. Velocidades en el canal para un caudal de 0,08gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	78
Cuadro 6.3. Velocidades en el canal para un caudal de 0,09gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	79
Cuadro 6.4. Velocidades en el canal para un caudal de 0,11gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	80
Cuadro 6.5. Velocidades en el canal para un caudal de 0,13gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	81
Cuadro 6.6. Velocidades en el canal para un caudal de 0,17gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	82
Cuadro 6.7. Velocidades en el canal para un caudal de 0,21gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	83
Cuadro 6.8. Velocidades en el canal para un caudal de 0,25gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	84
Cuadro 6.9. Velocidades en el canal para un caudal de 0,29gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	85
Cuadro 6.10. Velocidades en el canal para un caudal de 0,34gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	86
Cuadro 6.11. Velocidades en el canal para un caudal de 0,40gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	87
Cuadro 6.12. Velocidades en el canal para un caudal de 0,46gD A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre.....	88
Cuadro 6.13. Valores del coeficiente de coriolis para los caudales analizados	90
Cuadro 6.14. Relaciones H/D para un caudal 0,08gD A en los puntos del cabezal	93

Cuadro 6.15. Relaciones H/D para un caudal 0,09gD A en los puntos del cabezal	94
Cuadro 6.16. Relaciones H/D para un caudal 0,11gD A en los puntos del cabezal	95
Cuadro 6.17. Relaciones H/D para un caudal 0,13gD A en los puntos del cabezal	96
Cuadro 6.18. Relaciones H/D para un caudal 0,17gD A en los puntos del cabezal	97
Cuadro 6.19. Relaciones H/D para un caudal 0,21gD A en los puntos del cabezal	98
Cuadro 6.20. Relaciones H/D para un caudal 0,25gD A en los puntos del cabezal	99
Cuadro 6.21. Relaciones H/D para un caudal 0,29gD A en los puntos del cabezal	100
Cuadro 6.22. Relaciones H/D para un caudal 0,34gD A en los puntos del cabezal	101
Cuadro 6.23. Relaciones H/D para un caudal 0,40gD A en los puntos del cabezal	102
Cuadro 6.24. Relaciones H/D para un caudal 0,46gD A en los puntos del cabezal	103
Cuadro 6.25. Relaciones H/D para un caudal de 0,08gD A en el barril.	110
Cuadro 6.26. Relaciones H/D para un caudal de 0,09gD A en el barril.	111
Cuadro 6.27. Relaciones H/D para un caudal de 0,11gD A en el barril.	112
Cuadro 6.28. Relaciones H/D para un caudal de 0,13gD A en el barril.	113
Cuadro 6.29. Relaciones H/D para un caudal de 0,17gD A en el barril.	114
Cuadro 6.30. Relaciones H/D para un caudal de 0,21gD A en el barril.	115
Cuadro 6.31. Relaciones H/D para un caudal de 0,25gD A en el barril.	116
Cuadro 6.32. Relaciones H/D para un caudal de 0,29gD A en el barril.	117
Cuadro 6.33. Relaciones H/D para un caudal de 0,34gD A en el barril.	118
Cuadro 6.34. Relaciones H/D para un caudal de 0,40gD A en el barril.	119
Cuadro 6.35. Relaciones H/D para un caudal de 0,46gD A en el barril.	120
Cuadro 6.36. Relaciones de profundidad en punto L-D del barril para los caudales en estudio	122
Cuadro 6.37. Energía de entrada medida a 80 cm aguas arriba del borde del cabezal.....	125
Cuadro 6.38. Energía de salida medida en L-D	125
Cuadro 6.39. Relaciones H/D y porcentajes de disipación de energía en el modelo.....	126
Cuadro 6.40. Valores obtenidos para la clasificación del flujo en canales abiertos.	134
Cuadro 6.41. Coeficiente de descarga de la alcantarilla de alivio para el rango de caudales en estudio	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Sección transversal de una alcantarilla de alivio	2
Figura 1.2. Características del orificio de entrada de la alcantarilla de alivio	3
Figura 1.3. Modelo utilizado para la realización de pruebas.....	6
Figura 1.4. Configuración del modelo utilizado por Christodoulou para su investigación experimental con caídas libres en cabezales.....	8
Figura 1.5. Variables hidráulicas para el análisis de las pérdidas de energía del flujo en el cabezal en el análisis de Christodoulou	9
Figura 1.6. Configuración de los modelos y prototipos utilizados para el análisis hidráulico...	10
Figura 2.1. Caída libre en un canal plano	17
Figura 2.2. Curvas del flujo en caída libre calculas para un flujo supercrítico	18
Figura 2.3. Esquema general para cálculo de la trayectoria del chorro de caída libre	20
Figura 2.4. Comportamiento del flujo en modelos y prototipos analizados por Chanson	22
Figura 2.5. Esquema de caracterización el tipo de flujo a través de la alcantarilla	28
Figura 2.6. Tipos de flujo a través de las alcantarillas "clásicas"	29
Figura 2.7. Esquema general de flujo en una alcantarilla	30
Figura 3.1. Metodología a seguir para la realización del trabajo final de graduación.....	48
Figura 4.1. Tanque de almacenamiento nuevo en el modelo.....	55
Figura 4.2. Modificaciones al funcionamiento del modelo	56
Figura 4.3. Bomba centrífuga Marca Goulds	57
Figura 4.4. Sistema de bombeo empleado para caudales mayores	57
Figura 4.5. Rotámetro F-452N de la marca Blue-White.....	58
Figura 4.6. Vertedor triangular del canal del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Costa Rica	59
Figura 4.7. Transductor de presión Marca Omega modelo PX2300	60
Figura 4.8. Procesador de datos DP24-E marca Omega.....	60
Figura 4.9. Medidor de flujo Nixon V1.3	62
Figura 5.1. Gráfico de caja para evaluar la presencia de valores atípicos.....	63
Figura 5.2. Bandas de confianza y ecuación de descarga del vertedor	65
Figura 5.3. Calibrador de peso muerto DPG4000 Marca Omega	66
Figura 6.1. Puntos de referencia para evaluar ecuación de energía en el modelo.....	67
Figura 6.2. Esquema teórico del comportamiento del flujo en el modelo.....	69
Figura 6.3. Perfil de flujo para un caudal de 0,08gD A.....	70

Figura 6.4. Perfil de flujo para un caudal de 0,09gD A.....	70
Figura 6.5. Perfil de flujo para un caudal de 0,11gD A.....	71
Figura 6.6. Perfil de flujo para un caudal de 0,13gD A.....	71
Figura 6.7. Perfil de flujo para un caudal de 0,17gD A.....	72
Figura 6.8. Perfil de flujo para un caudal de 0,21gD A.....	72
Figura 6.9. Perfil de flujo para un caudal de 0,25gD A.....	73
Figura 6.10. Perfil de flujo para un caudal de 0,29gD A.....	73
Figura 6.11. Perfil de flujo para un caudal de 0,34gD A.....	74
Figura 6.12. Perfil de flujo para un caudal de 0,40gD A.....	74
Figura 6.13. Perfil de flujo para un caudal de 0,46gD A.....	75
Figura 6.14. Comportamiento de la distribución de velocidades con la profundidad en un canal abierto	77
Figura 6.15. Cuadrícula utilizada para cálculo de velocidad promedio	78
Figura 6.16. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,08gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo	79
Figura 6.17. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,09gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.	80
Figura 6.18. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,11gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.	81
Figura 6.19. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,13gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.	82
Figura 6.20. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,17gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.	83
Figura 6.21. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,21gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.	84
Figura 6.22. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,25gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.	85
Figura 6.23. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,29gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.	86
Figura 6.24. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,34gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo	87
Figura 6.25. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,40gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.	88

Figura 6.26. Perfiles de velocidad para un caudal de 0,46gD A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.	89
Figura 6.27. Variación del coeficiente de coriolis conforme para los caudales en estudio	90
Figura 6.28. Puntos de medición de presiones en el cabezal	92
Figura 6.29. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando transductores con un caudal 0,08gD A	93
Figura 6.30. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,08gD A.....	93
Figura 6.31. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando transductores con un caudal 0,09gD A	94
Figura 6.32. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,09gD A.....	94
Figura 6.33. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,11gD A.....	95
Figura 6.34. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,11gD A.....	95
Figura 6.35. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,13gD A.....	96
Figura 6.36. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,13gD A.....	96
Figura 6.37. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,17gD A.....	97
Figura 6.38. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,17gD A.....	97
Figura 6.39. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,21gD A.....	98
Figura 6.40. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,21gD A.....	98
Figura 6.41. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,25gD A.....	99
Figura 6.42. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,25gD A.....	99
Figura 6.43. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,29gD A.....	100

Figura 6.44. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,29gD A.....	100
Figura 6.45. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,34gD A.....	101
Figura 6.46. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,34gD A.....	101
Figura 6.47. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,40gD A.....	102
Figura 6.48. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,40gD A.....	102
Figura 6.49. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,46gD A.....	103
Figura 6.50. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal 0,46gD A.....	103
Figura 6.51. Relaciones H/D promedio en el fondo del cabezal para los diferentes caudales	104
Figura 6.52. Relaciones H/D en el cabezal para un caudal de 0,21gD A.....	105
Figura 6.53. Relaciones H/D en el cabezal para un caudal de 0,25gD A.....	106
Figura 6.54. Relaciones H/D en el cabezal para un caudal de 0,29gD A.....	107
Figura 6.55. Valores promedio de H/D en las Filas del cabezal para los diferentes caudales	108
Figura 6.56. Ángulo de entrada del chorro de la caída libre con respecto a la horizontal	109
Figura 6.57. Puntos de medición de presiones a lo largo del barril de la alcantarilla	110
Figura 6.58. Relaciones H/D para un caudal 0,08gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	111
Figura 6.59. Relaciones H/D para un caudal 0,09gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	112
Figura 6.60. Relaciones H/D para un caudal 0,11gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	113
Figura 6.61. Relaciones H/D para un caudal 0,13gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	114
Figura 6.62. Relaciones H/D para un caudal 0,17gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	115
Figura 6.63. Relaciones H/D para un caudal 0,21gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	116
Figura 6.64. Relaciones H/D para un caudal 0,25gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	117
Figura 6.65. Relaciones H/D para un caudal 0,29gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	118
Figura 6.66. Relaciones H/D para un caudal 0,34gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	119
Figura 6.67. Relaciones H/D para un caudal 0,40gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	120
Figura 6.68. Relaciones H/D para un caudal 0,46gD A a lo largo del barril de la alcantarilla	121
Figura 6.69. Diferencia entre la profundidad crítica y la profundidad del flujo en el punto final de medición del barril	123

Figura 6.70. Relaciones H/D a lo largo del modelo (cabezal y barril) para evaluar punto de inicio de zona de transición a la sumergencia.....	124
Figura 6.71. Porcentaje de disipación de energía en el modelo para el rango de caudales ..	127
Figura 6.72. Porcentaje de carga piezométrica y carga de velocidad para condición de entrada en el modelo para el rango de caudales	128
Figura 6.73. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de 0,17gD A	129
Figura 6.74. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de 0,21gD A	130
Figura 6.75. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de 0,25gD A	130
Figura 6.76. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de 0,29gD A	131
Figura 6.77. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de 0,40gD A	132
Figura 6.78. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de 0,46gD A	133
Figura 6.79. Curva de desempeño para la alcantarilla de alivio con control a la salida.....	135
Figura 6.80. Coeficiente de descarga del orificio de la alcantarilla de alivio para los caudales analizados.	138

Abreviaturas y Simbología

A	Área
a	Aceleración
A_c	Área de sección de control mojada
A_o	Área del orificio
ASCE	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles por sus siglas en inglés
C_c	Coeficiente de contracción
C_d	Coeficiente de descarga
C_v	Coeficiente de velocidad
D, d	Diámetro de la alcantarilla
E	Energía específica
E	Escala
E	Módulo de elasticidad
E_{min}	Energía mínima
F	Fuerza
F_r	Número de Froude
g	Aceleración de la gravedad
H	Carga hidráulica
H^*	Carga hidráulica crítica en entrada de la alcantarilla
h, y	Profundidad o tirante
h_c, y_c	Profundidad crítica
h_e, y_o	Profundidad en el borde del canal de aproximación
h_f	Pérdidas de energía por fricción
I	Inercia
L	Longitud
L_c	Longitud crítica
L.E.	Línea de energía
M	Masa
n	Coeficiente de rugosidad de Manning
Q	Caudal o gasto
R, R_h	Radio hidráulico
Re	Número de Reynolds
S_o	Pendiente de fondo del canal

T, t	Tiempo
V	Volumen
v	Velocidad del fluido
We	Número de Weber
y_t	Profundidad en la salida del barril
z	Elevación con respecto a eje de referencia
α	Coeficiente de coriolis
β	Coeficiente de Boussinesq
ΔE	Variación de energía
μ	Viscosidad dinámica o absoluta
ρ	Densidad del fluido
p	Presión
σ	Tensión superficial
ν	Viscosidad cinemática
λ	Parámetro de escala

Méndez Blanco, Erick José.

Caracterización del flujo no sumergido en una alcantarilla de alivio.

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

E.J. Méndez B., 2017

xiii, 145, [35]h; ils. col. – 44 refs.

RESUMEN

Las características físicas particulares de una alcantarilla de alivio implican un funcionamiento **hidráulico que difiere con el establecido para el flujo a través de una alcantarilla "clásica"**. Por ende es necesario dar el paso de la teoría de las leyes que rigen la mecánica de fluidos a la experimentación, que genere una mejor base de análisis sobre la naturaleza y comportamiento del flujo a lo largo de su recorrido por los componentes de la alcantarilla de alivio.

Al modelar el comportamiento del flujo a través de cada uno de los componentes de una alcantarilla de alivio se desea analizar los fenómenos hidráulicos presentes y obtener parámetros de comparación representativos que permitan un análisis y diseño de estructuras reales, bajo este principio se establece un rango de caudales adecuado que permita un comportamiento a superficie libre del flujo.

Se utilizó como base de la investigación experimental un modelo a escala reducida construido por el Ingeniero German Alpízar en el 2015, el cual se modificó para evaluar los caudales de interés. El modelo físico utilizado se encuentra en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Costa Rica.

Resultado de la investigación, se establece un rango de caudales para un flujo a superficie libre, además de las pérdidas de energía desde el punto de entrada en el canal de aproximación hasta el punto final del barril, un coeficiente de descarga para el orificio de entrada al barril, una curva de desempeño de la alcantarilla y una caracterización cualitativa de los fenómenos presentes no cuantificables en la experimentación.

Los resultados obtenidos son representativos para las obras a construir debido a las semejanzas y similitudes presentes entre prototipo y el modelo, las cuales llevan a la validación de los datos

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

Como continuación a las investigaciones sobre el comportamiento hidráulico de las alcantarillas de alivio realizadas en el trabajo final de graduación a cargo del Ing. German Alpízar Alfaro (2015) se modifica el modelo físico a escala reducida, incorporando ciertos cambios que mejoren el enfoque de los resultados esperados, optimizando y aprovechando los recursos producto del trabajo antes mencionado.

Debido a la complejidad en ciertos fenómenos presentes en este tipo de alcantarilla, al presentar un cambio dirección de 90 grados, como la vorticidad, es necesario dar el paso de la teoría de las leyes que rigen la mecánica de fluidos a la experimentación, que genere una mejor base de análisis sobre la naturaleza y comportamiento del flujo a lo largo de su recorrido por los componentes de la alcantarilla de alivio.

Los resultados obtenidos son representativos para las obras a construir debido a las semejanzas y similitudes presentes entre prototipo y el modelo, las cuales llevan a la validación de los datos que aunque impliquen un factor de escala, y con sus respectivas limitaciones representan de manera adecuada la necesidad de obtener un análisis hidráulico para el diseño y construcción de este tipo de obra.

El modelo físico utilizado se encuentra en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Costa Rica, en la sede Rodrigo Facio, en San Pedro de Montes de Oca.

1.1 Justificación

En un país como Costa Rica, que posee recursos económicos limitados para invertir en infraestructura vial, es imperativo el adecuado funcionamiento de las obras existentes que garantizan su aprovechamiento al máximo, y evitar reparaciones o reconstrucciones constantes. Es por esta razón, que las obras de desagüe son indispensables en las carreteras para evitar deterioros debido al excedente de agua y la acumulación en los baches, roderas y ondulaciones que debilitan la capa de subrasante y aceleran los daños por humedad y erosión, poniendo en riesgo la seguridad y estabilidad de la estructura vial.

Las alcantarillas de alivio evacuan el flujo que transporta la cuneta, de un sentido al otro de la carretera, principalmente en secciones donde se presentan taludes en ambos costados de

la calzada, para garantizar el drenaje y evitar la acumulación excesiva de agua en la superficie de rodamiento. La Figura 1.1, muestra el esquema general de este tipo de alcantarilla.

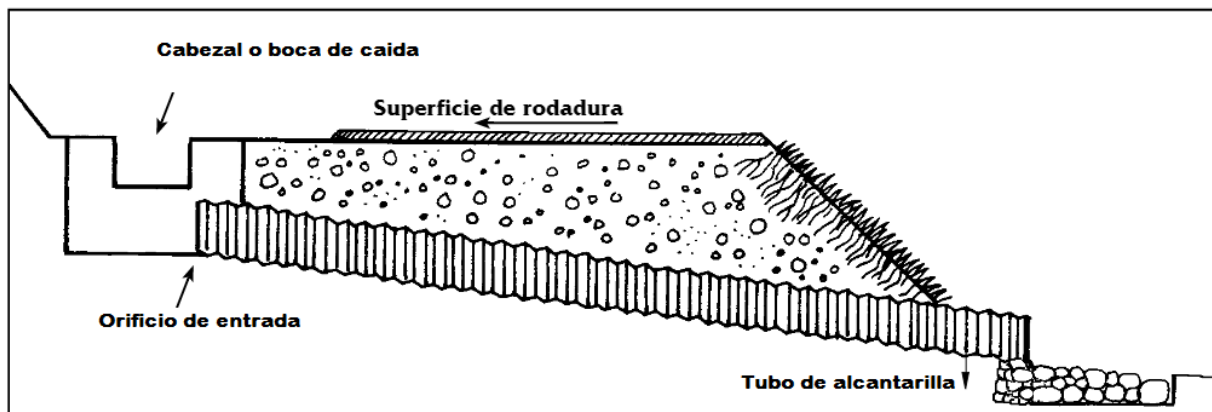


Figura 1.1. Sección transversal de una alcantarilla de alivio

Fuente: Keller & Sherar, 2004.

Modificado: Autor, 2016.

Debido a la ubicación geográfica y las características climáticas de nuestro país, se presentan altos niveles de precipitación, los cuales pueden provocar un mal funcionamiento de las alcantarillas de alivio cuando su capacidad hidráulica limita la posibilidad de cumplir su función de transportar y descargar con rapidez el agua que recolecta la cuneta, proveniente del flujo superficial de la carretera, taludes y estructuras cercanas.

El agua representa un factor que interviene directamente en la duración de una carretera, tanto en su estructura de ruedo como en las obras circundantes, ante lo cual es necesario un análisis de las propiedades hidráulicas de este tipo de alcantarilla, que permitan generar un criterio adecuado sobre su funcionamiento y caracterizar hidráulicamente su comportamiento ante diferentes caudales y evitar deterioros en la tubería de la alcantarilla y como consecuencia un posible deterioro de la estructura vial.

La alcantarilla es un tipo singular de construcción y el orificio de entrada de la tubería es una clase especial de contracción, cuyo comportamiento asemeja al de un canal abierto cuando el flujo es parcialmente lleno, y cuyas características son muy complicadas debido a que está controlado por la geometría del orificio, la pendiente, el tamaño y la rugosidad del conducto, las condiciones de aproximación y de salida entre otras, ante lo cual es necesario una adecuada determinación de flujo mediante investigación de laboratorio o de campo.

Problema

La carencia de información sobre el diseño y desempeño hidráulico de la alcantarilla de alivio provocan que su utilización, dimensionamiento y construcción se produzca de manera empírica con modelos genéricos para los sitios donde se pretendan colocar, sin tomar en cuenta las precipitaciones pico, que varían con la hidrología del lugar, y que generan distintos comportamientos hidráulicos en la alcantarilla.

Desde un punto de vista práctico, probablemente la deficiencia más seria y común en el diseño del mecanismo de desagüe usado en carreteras se presenta en la estructura de la tubería, en donde se asume una mayor capacidad de descarga por parte de la alcantarilla en comparación con la que realmente presenta en campo, esto debido a la ineficiencia hidráulica de la entrada. La Figura 1.2 presenta las características del orificio de entrada en mayor detalle.

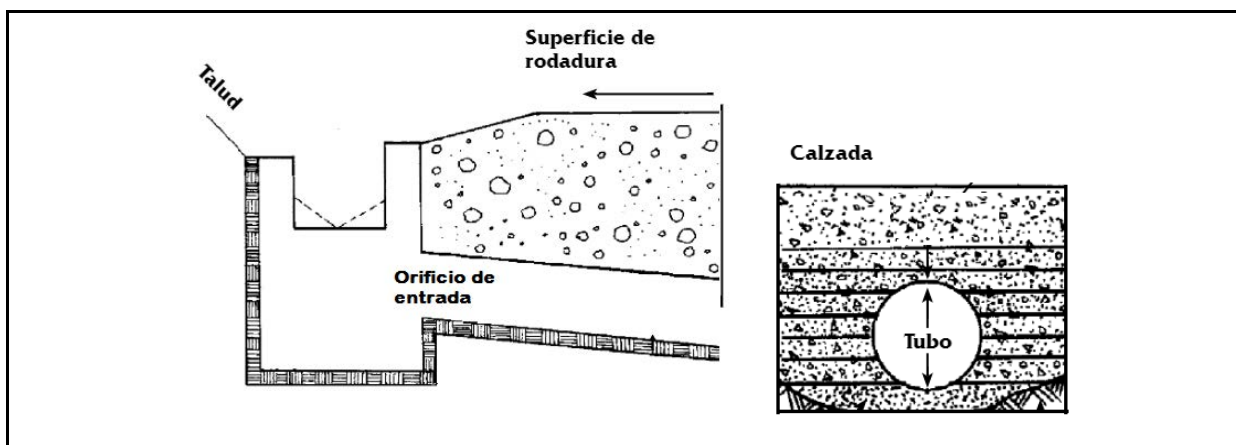


Figura 1.2. Características del orificio de entrada de la alcantarilla de alivio

Fuente: Keller & Sherar, 2004.

Modificado: Autor, 2016.

El dimensionamiento presente en la normativa vigente contempla características geométricas de diseño sin una memoria de cálculo o respaldo numérico, por lo que se desconoce los parámetros y aspectos involucrados en las dimensiones actuales, que generan una incertidumbre sobre el funcionamiento hidráulico en las alcantarillas de alivio.

Importancia

El funcionamiento hidráulico de las obras de drenaje transversales como las alcantarillas de alivio, influyen directamente en la vida útil del camino, al captar y evacuar las aguas superficiales evitando fallas y deterioros en la obra que provocarían la interrupción de la vía, generando molestias a los usuarios y pérdidas económicas importantes.

El flujo en una alcantarilla puede tener una superficie libre y por ende estar sometida a la presión atmosférica, o comportarse como una tubería a presión al llenarse completamente el conducto, y tener que soportar una presión hidráulica. Esta diferenciación provoca en la tubería de la alcantarilla un comportamiento hidráulico totalmente diferente para ambos casos, limitando el rango de caudales para el funcionamiento como canal abierto, presentando la necesidad de indagar e investigar este comportamiento.

Al diseñar una alcantarilla se plantea una estructura de desagüe capaz de evacuar el flujo entrante con la menor carga de agua posible en la tubería. Si la profundidad de funcionamiento y la descarga se encuentran especificadas, el objetivo principal es proveer la alcantarilla más económica, la cual normalmente, es la que presenta menor área trasversal. Estas características son posibles mediante análisis y pruebas de desempeño en laboratorio.

El análisis del comportamiento hidráulico de la estructura de entrada en obras de drenaje menor presentes en el país, representaría un avance importante para el diseño adecuado de los mecanismos de desagüe y conservación de la infraestructura vial, así como una herramienta a las autoridades, consultores, constructores, académicos y profesionales de ingeniería civil para el adecuado diseño y ejecución de estos mecanismos de desagüe en proyectos de carreteras en el país.

1.2 Antecedentes teóricos y prácticos del problema

La configuración normal de una alcantarilla en un único eje, cuya principal diferencia con respecto a una alcantarilla de alivio es la dirección del flujo de aproximación en un eje distinto, ha generado una extensa investigación y experimentación, evaluando, comprobando y reformando fórmulas, ecuaciones, parámetros y condiciones hidráulicas a lo largo de los años, sin embargo, nuestro caso de interés no presenta referencias teóricas o prácticas anteriores que permitan un punto de partida sobre el estudio a lo largo de los años.

Los fenómenos hidráulicos desarrollados en el cabezal y el barril de una alcantarilla de alivio presentan una similitud con algunos estudios y experimentos con configuraciones geométricas y objetivos de análisis distintos, sin embargo representan el punto más cercano de investigación de los fenómenos de manera individual, tomando en consideración las diferencias pertinentes en cada caso.

En la Universidad de Iowa, Yarnell, Nagler & Woodward (1926) publicaron un boletín titulado **“Flow of water through culverts”**, donde se realizaron más de 3300 experimentos en el flujo a través de conductos pequeños para determinar el caudal a través de la alcantarilla en diferentes tamaños, materiales y formas en condiciones de uso normales, así como las condiciones que tienden a un aumento o descenso de este flujo. En el caso de las alcantarillas se realizaron ensayos con la tubería funcionando parcial y totalmente llena y con salida libre y sumergida en ambos casos.

Bajo el patrocinio de la Oficina de Caminos Públicos (actualmente la Administración Federal de Carreteras (FHWA) por sus siglas en inglés), y la Oficina Nacional de Normas (actualmente el Instituto Nacional de Ciencia y Tecnología (NIST) por sus siglas en inglés), se realizaron una gran gama de experimentos para mejorar la caracterización hidráulica del comportamiento de las alcantarillas durante la década de 1950 y 1960 generando las bases para el diseño de muchos tipos de alcantarillas así como programas de computadoras.

El laboratorio hidráulico de Saint Anthony Falls, en la Universidad de Minnesota, realizó una serie de investigaciones experimentales y analíticas, bajo la supervisión del Departamento de Carreteras del Estado de Minnesota y la Oficina de Caminos Públicos de los Estados Unidos. Estas pruebas se publicaron en un informe técnico por parte de Straub & Morris (1950) titulado **“Hydraulic data comparison of concrete and corrugated metal culvert pipes”**.

Las pruebas presentaban como objetivo estudiar características hidráulicas específicas en modelos de alcantarillas a gran y pequeña escala, variando las rugosidades de los materiales. Utilizaron un modelo de canal de 30,5 cm de profundidad, 76,2 cm de ancho y 15,24 m de largo en el cual se instalaban modelos de alcantarillas de diferentes tamaños, con diámetros superiores a 90 cm y con una longitud de 3 m. Se analizaron los resultados al probar los modelos con la salida y la entrada sumergida para obtener las pérdidas por fricción y coeficientes de entrada con un flujo lleno.

Straub, Anderson & Bowers (1953) utilizando el modelo anterior publicaron un estudio donde presentaron pruebas experimentales realizadas a alcantarillas con aproximadamente 10 cm de diámetro y 10 m de largo, en el que variaron las características del orificio de entrada, al poder sustituir sus dimensiones entre cuadrados o redondeados.

El informe titulado “Importance of inlet design on culvert capacity”, presenta los resultados de analizar el comportamiento del modelo con la salida completamente libre, generando gráficas de curvas donde se compara el comportamiento de la carga de entrada contra la descarga para la variación del orificio de entrada.

Cuando el orificio sirve como una sección de control, la relación entre la carga y la descarga es independiente de las características de la tubería o del orificio de salida y depende solo de la geometría del orificio de entrada. Para alcantarillas con pendiente pequeña y flujo parcialmente lleno, el control se da en la entrada y la relación entre la carga y la descarga depende tanto de las características de la tubería como de la geometría del orificio de entrada. La Figura 1.3 muestra un esquema del modelo utilizado.

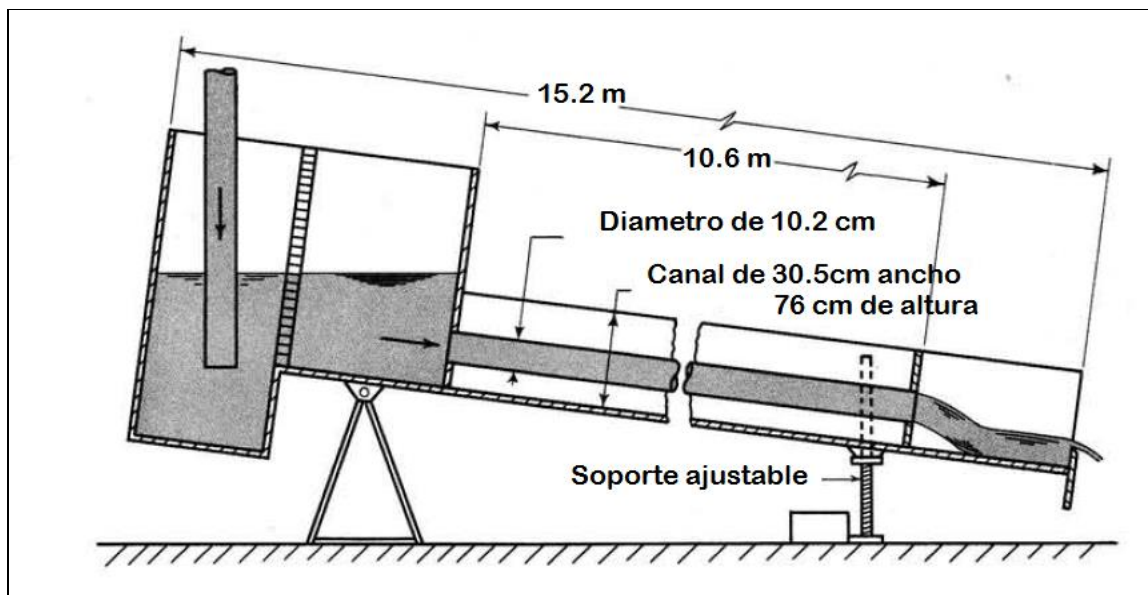


Figura 1.3. Modelo utilizado para la realización de pruebas

Fuente: Straub, Anderson & Bowers, 1953.

Modificado: Autor, 2016.

Carter (1957) en la circular 376 del U.S Geological Survey, titulada **“Computation of peak discharge at culverts”**, estableció unas gráficas para lograr distinguir entre una alcantarilla hidráulicamente corta y una larga, así como parámetros de orificios como coeficientes de descarga. En condiciones especiales, una alcantarilla hidráulicamente corta con entrada sumergida puede fluir llena. Esta acción según las investigaciones de laboratorio hechas por Li & Patterson (1956), **en el artículo “Free outlets and self-primingaction of culverts”**, se debe a un aumento del nivel del agua hasta la parte superior de la alcantarilla a causa de un resalto hidráulico, el efecto de remanso de la salida o una onda superficial estacionaria desarrollada dentro del cuerpo de la alcantarilla.

Aunado a esto, autores como French (1955), Metzeler & Rouse (1959), Chow (1959) y Henderson (1966) enfocaron sus investigaciones en el comportamiento hidráulico de las alcantarillas analizando elevaciones del nivel del flujo tanto en la entrada como en la salida para diferentes formas geométricas del barril, materiales y configuraciones propias de la entrada.

A nivel nacional se presenta una limitante importante de bibliografía referente a este tema, ya que es potestad del Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT) el dimensionamiento de este tipo de alcantarillas. En **el documento “Normas y Diseños para la construcción de carreteras”**, MOPT (1966) el diámetro del orificio de entrada es un parámetro base para otras dimensiones de la alcantarilla, pero sin sustentarse mediante una memoria de cálculo, análisis hidráulico o correlación al caudal a desaguar.

Basado en los estudios y experimentos generados por el NIST y el FHWA, Herr & Bossy (1965) y Normann, Houghtalen & Johnson (1985) desarrollaron una serie de curvas y nomogramas para el cálculo del comportamiento de alcantarillas, tanto bajo control a la entrada como a la salida para configuraciones de entrada comúnmente usadas y diferentes materiales.

Una investigación experimental sobre las principales características de un pozo circular con una caída hidráulica en un flujo supercrítico fue realizada por Christodoulou (1991) utilizando la configuración mostrada en la Figura 1.4.

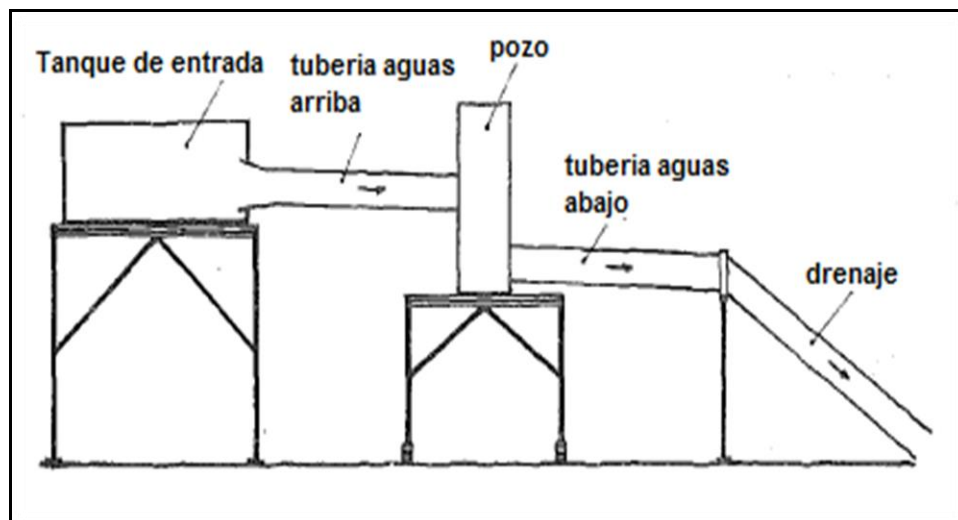


Figura 1.4. Configuración del modelo utilizado por Christodoulou para su investigación experimental con caídas libres en cabezales

Fuente: Christodoulou, 1991.

Modificado: Autor, 2016.

Los resultados experimentales del laboratorio se analizaron para pozos conectados por tuberías circulares variando la configuración de la conexión, ya sea por segmentos alineados (180°) o el segmento aguas arriba con un ángulo de 90° . El pozo consistía en un tubo de PVC de 50 cm de diámetro conectado a dos tubos de acrílico de 19 cm de diámetro con una longitud de 2 m cada uno. El modelo estaba soportado sobre una plataforma de madera y extensiones de metal que se ajustaban para variar las características del modelo, como la carga antes de la caída así como las pendientes.

Consideraciones hidráulicas indicaban que las pérdidas locales de energía dependían principalmente de las variables mostradas en la Figura 1.5, como la velocidad de aproximación en el tubo aguas arriba, el diámetro de tubería, la diferencia de elevaciones, la pendiente, la gravedad y el ángulo (90° - 180°). Sin embargo los resultados mostraron ecuaciones de correlación entre el parámetro dimensional de la caída $\left(\frac{\sqrt{gh}}{v_o}\right)$ y las pérdidas locales y se descartó la influencia de variables como la pendiente, la relación de diferencia de elevación sobre el diámetro (h/d) y el ángulo.

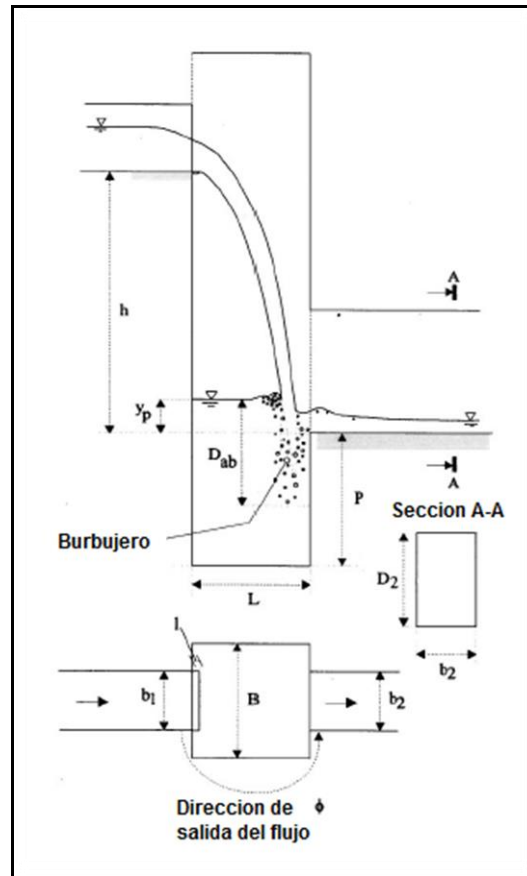


Figura 1.6. Configuración de los modelos y prototipos utilizados para el análisis hidráulico

Fuente: Chanson, 2004.

Modificado: Autor, 2016.

Para flujos pequeños, la tasa de disipación de energía en el cabezal fue muy cercano al 95%. En los modelos, la profundidad de la piscina tenía efectos pequeños en las propiedades hidráulicas del cabezal pero una tasa mayor de disipación de energía se observó de manera consistente cuando la configuración presentaba una salida del flujo a 90°.

En algunos casos se ha estudiado mediante experimentación y corroboración teórica, el comportamiento del chorro producto de la caída libre, analizando condiciones de flujo, coeficientes de descarga, turbulencia y disipación de energía en los pozos de las alcantarillas. El estudio del flujo supercrítico Chamani & Beirami (2002) estableció que para un caudal de descarga específico al incrementarse el número de Froude decrece las pérdidas de energía, la profundidad aguas abajo y la profundidad de la piscina dentro del pozo. Su uso como estructura disipadora de energía se ha estudiado extensamente, variando las configuraciones

geométricas y el control aguas abajo, o utilizando sistemas en secuencia de varios pozos Carvalho & Leandro (2012) además de Camino, Zhu & Rajaratnam (2011). En la totalidad de casos de experimentación la salida del pozo se encontraba en la dirección del flujo de aproximación aguas arriba.

Empresas Públicas de Medellín (2009) en su manual de Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado de EPM, realizó un análisis hidráulico de tuberías circulares conectadas a pozos o cabezales circulares, generando ecuaciones para determinar las pérdidas locales en la estructura, pero resaltando que en su diseño no se debe permitir un ángulo de deflexión mayor o igual que 90 entre la tubería de entrada y la tubería de salida.

Para el cálculo de pérdidas de energía experimentadas en las estructuras de inspección, en dicho manual se utilizan diferentes métodos que involucran las condiciones geométricas, la conexión de tuberías, diferencia de elevaciones entre el segmento de entrada y de salida. La manera de aproximarse a la estimación de las pérdidas depende si el régimen de flujo es subcrítico o supercrítico, así como el ángulo entre las conexiones de tubería.

La información referente a los mecanismos o sistemas de drenaje se encuentra principalmente incluida en manuales sobre el diseño de caminos y carreteras, utilizando curvas y nomogramas para el diseño hidráulico. Schall, Thompson, Zerges, Kilgore & Morris (2012), analizan la importancia en la concepción misma de la infraestructura vial, pero no abarca temas de diseño ni análisis hidráulico propio de una alcantarilla de alivio.

Tsai & Ching-Ching Yen (2014) estudió el efecto de la turbulencia y la aireación dentro del flujo mediante simulaciones numéricas basadas en las ecuaciones de Navier-Stokes y el modelo de turbulencia de transporte para explorar las características dinámicas de la capa en aireación en la piscina producto de la caída hidráulica.

En el informe técnico "Calculating discharge from culverts under inlet control using stage at the inlet", Toman, Skaugset & Simmons (2014) analizaron el comportamiento hidráulico de alcantarillas circulares con una dirección de flujo en un único eje, comparando la descarga estimada mediante ecuaciones teóricas y empíricas contra la descarga utilizando aforadores trapezoidales y pruebas con trazadores de sal.

Para el caso de la ecuación teórica utilizaron la expresada en Henderson (1966) la cual requiere dos parámetros hidráulicos, el diámetro y la carga de aguas en la entrada, utilizaron un rango de caudales desde 0,1 hasta 5,9 l/s en siete alcantarillas, y para las pruebas de trazadores

utilizaron nueve alcantarillas con diámetros desde 3 hasta 61 cm. El resultado demostró que la ecuación teórica utilizada describe el flujo de manera adecuada.

En el trabajo final de graduación en la Universidad de Costa Rica, Alpizar (2015), determinó ciertas características hidráulicas de las alcantarillas de alivio, mediante el uso de un modelo físico, para obtener parámetros del desempeño de estas alcantarillas. En este documento se establece la construcción de un modelo físico que representa de manera acertada el comportamiento hidráulico en campo de este mecanismo de desagüe.

Existen softwares que permiten el cálculo teórico de las pérdidas de energía en sistemas de alcantarillas con variables dimensionales, pendientes, diferencia de elevaciones y configuraciones de entrada. El software HY-8 versión 7.50, actualizado a julio del 2016, genera un análisis y diseño hidráulico de alcantarillas con flujo en el mismo eje del barril utilizando características y metodología propia de la FHWA.

1.3 Objetivos

Objetivo general

Caracterizar el flujo no sumergido en una alcantarilla de alivio mediante un modelo físico.

Objetivos específicos

- Caracterizar el comportamiento del flujo a través de la alcantarilla para diferentes condiciones en la entrada de la tubería.
- Obtener rango de caudales para el funcionamiento adecuado a flujo libre de la tubería de la alcantarilla.
- Determinar las pérdidas de energía en la estructura de entrada de la alcantarilla que permitan caracterizar el funcionamiento del modelo existente.
- Obtener el coeficiente de descarga del orificio para el diámetro establecido en el modelo físico existente.

1.4 Delimitación del problema

Alcance

Se realizó una caracterización de parámetros hidráulicos en la estructura de entrada de una alcantarilla de alivio mediante un modelo físico existente producto de un trabajo final de graduación, sin realizar modificaciones en el dimensionamiento actual

Se analizó el aspecto hidráulico relacionado con el comportamiento de la estructura de entrada en este tipo de obra de desagüe superficial, pero no se realizó un análisis de aspectos de tipo hidrológicos.

El análisis se enfocó directamente en el comportamiento para un régimen de caudales bajos que garantizaran un flujo a superficie libre en el conducto de la alcantarilla, por lo que el comportamiento, geometría y capacidad de la cuneta no se tomaron en cuenta.

Limitaciones

Existe poca información referente al comportamiento hidráulico de este tipo de estructuras, y específicamente de elementos como su estructura de entrada.

El modelo físico presenta una geométrica que no se puede variar, así como un único diámetro de barril, por lo que el análisis se presentó bajo estas restricciones de variables a tomar en cuenta.

Se presentó un control del flujo únicamente en la salida al barril, limitando la variabilidad de comportamientos del flujo a través de la alcantarilla. Debido a las fluctuaciones y aireación del flujo al entrar al barril no se establece un caudal máximo para la condición no sumergida, sino que se establece un rango de caudales sujeto a las condiciones observadas y se recomienda un valor de caudal como inicio de la zona de transición hacia un flujo sumergido.

Los caudales con que se realizaron las pruebas no fueron tomadas de un prototipo o estudio de campo, ya que la variación en el campo puede ser amplia y depender de varios factores.

Se utilizó una pendiente de fondo igual a cero, tanto en el canal de aproximación como en el barril, sin embargo las construcciones en campo de este tipo de estructura presenta un rango de pendientes en ambos componentes de la alcantarilla.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

Al modelar un fenómeno hidráulico se desea obtener parámetros de comparación representativos que permitan un análisis y diseño de estructuras reales, bajo este principio se desea conocer el comportamiento hidráulico de una alcantarilla de alivio cuando la estructura trabaje bajo un rango de caudales adecuado permitiendo un comportamiento como canal abierto, utilizando conceptos de energía específica.

2.1 Ecuaciones de Navier-Stokes

La conservación de la masa, segunda ley de Newton, junto a la incompresibilidad de un fluido generan un conjunto de ecuaciones en derivadas parciales no lineales que describen su comportamiento; estas son las ecuaciones de Navier-Stokes, que gobiernan cualquier fenómeno que involucre fluidos newtonianos. Ecuaciones (2.1) y (2.2).

$$\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla \mathbf{u} = -\nabla \rho + \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \mathbf{u} + \mathbf{f}_e(x, t) \quad (2.1)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (2.2)$$

En donde el término $\frac{\mu}{\rho}$ representa la viscosidad de cada fluido "real".

Como indica Gazolaz (2011), las ecuaciones de Navier-Stokes pretenden modelar la evolución de estas cantidades a partir de la segunda ley de Newton, que asocia la aceleración de las partículas con las fuerzas que actúan sobre ellas (las variaciones espaciales de la presión, las fuerzas de rozamiento entre las moléculas, viscosidad, y las posibles fuerzas externas como la gravitatoria), y con la ley de conservación de masa.

Estas ecuaciones se basan en ciertas consideraciones, principalmente que los esfuerzos tangenciales que se presentan se encuentran asociados linealmente con el gradiente o cambio de velocidad.

Actualmente no existe una solución general para este conjunto de ecuaciones, y exceptuando algunos casos específicos para ciertos tipos de flujo y situaciones particulares no se ha logrado encontrar una solución analítica, siendo necesario el acercamiento al problema de interés mediante un análisis numérico para desarrollar una solución aproximada.

Principios de energía y cantidad de movimiento

La conservación de la cantidad del movimiento lineal considera la segunda ley de Newton, en donde la suma de las fuerza sobre la partícula es igual a la rapidez de variación de su momento lineal, así mismo, la conservación de la cantidad del momento angular implica que la suma de los momentos de las fuerzas que actúan sobre un sistema sea igual a la rapidez de cambio del momento angular, representando una relación útil en algunos problemas que involucren rotación del fluido.

El principio de energía establece que la energía a lo largo de dos puntos en un sistema debe conservarse. La ecuación de energía se aplica en un volumen de control en una región fija del espacio, donde el flujo ingresa por un extremo y abandona la misma cantidad por el otro extremo, siendo las superficies de ingreso finitas y respetando una serie de restricciones particulares: flujo unidimensional y uniforme a la entrada y salida, flujo estacionario, flujo incompresible, sin flujo de calor, sin potencia mecánica, sin incremento de energía interna por efecto de las tensiones tangenciales.

Las diferencias entre ambas ecuaciones, que parten de las ecuaciones de Navier Stokes y del principio de conservación de la masa, no solamente involucran un coeficiente de distribución de velocidades diferente, sino que involucran significados diferentes de pérdidas de fricción.

La ecuación de la cantidad de movimiento está definida por el uso de las fuerzas externas, en tanto que en la ecuación de energía expresa la disipación de energía interna.

Como menciona Chow (1994), la similitud entre las aplicaciones de los principios de energía y cantidad de movimiento puede tender a generar confusiones, debido a que en muchas ocasiones ambos principios producirán resultados prácticamente idénticos. La diferencia principal entre ambos radica en que la energía representa una cantidad escalar mientras que la cantidad de movimiento es una cantidad vectorial, así mismo la ecuación de energía contiene un término para pérdidas internas, en tanto que la ecuación de cantidad de movimiento contiene un término para la resistencia externa.

De manera general, el principio de energía ofrece una explicación más simple y clara en comparación con el principio de cantidad de movimiento, sin embargo este último tiene ciertas ventajas de aplicación cuando se refiere a grandes cambio en la energía interna.

Si las pérdidas de energía internas desconocidas son indeterminables y se omiten en el cálculo mediante la ecuación de energía, se podrían ocasionar errores considerables. No obstante si se utiliza la ecuación de conservación de movimiento, debido a que toma en consideración en su cálculo únicamente las fuerzas externas, los efectos de las fuerzas internas no se evaluarían.

2.2 Estructura de entrada de la alcantarilla

Es común apreciar en canales abiertos un cambio en el estado del flujo, pasando de subcrítico a supercrítico o viceversa producto de un cambio en la profundidad del flujo, si dicho cambio ocurre de manera rápida en una distancia considerablemente corta el flujo es rápidamente variado y se genera un fenómeno local.

Al pasar por una depresión abrupta hasta la recámara o cabezal se produce un impacto del flujo descendente en una piscina de agua generando una disipación de energía y arrastre de burbujas de aire, estos fenómenos, sumado a la configuración geométrica, producen cambios en la cantidad de movimiento y variaciones en el nivel del flujo de entrada del barril de la alcantarilla.

Caída hidráulica

La caída hidráulica es un fenómeno local, que resultará de la depresión abrupta de la superficie del agua, causado por lo general, por un cambio abrupto en la pendiente del canal o en la sección transversal. En la región de transición de la caída hidráulica a menudo aparece una curva invertida que conecta las superficies del agua antes y después de la caída.

La caída libre es un caso especial de caída hidráulica, como se muestra en la Figura 2.1, la cual ocurre cuando existe una discontinuidad en el fondo de un canal plano. A medida que la caída libre avanza en el aire en forma de lámina, no existirá curva invertida en la superficie del agua hasta que ésta choque con algún objeto en la elevación más baja. Como indica Chow (1994), es una ley natural que, si no se añade energía externa, la superficie del agua buscará siempre la posición más baja posible, la cual corresponde al menor contenido posible de disipación de energía.

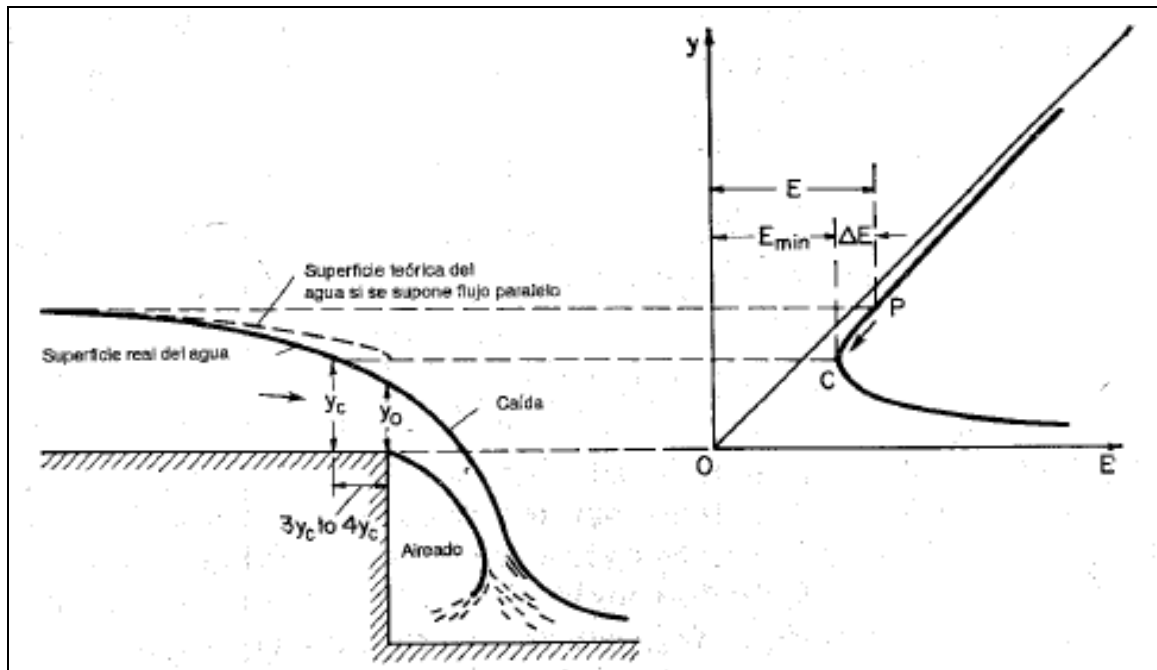


Figura 2.1. Caída libre en un canal plano

Fuente: Chow, 1994.

Donde:

E = energía específica (m)

E_{\min} = energía específica mínima (m)

ΔE = diferencia de energía (m)

y_c = profundidad crítica del flujo antes de la caída (m)

y_o = profundidad del flujo en el borde de la caída (m)

La energía específica en el flujo aguas arriba se disipa en su recorrido hacia aguas abajo alcanzando la energía mínima correspondiente a la sección crítica, la cual ocurre cerca del borde de la caída. Para pendientes pequeñas del canal, la profundidad crítica es aproximadamente 1,4 veces la profundidad en el borde y se localiza a 3 o 4 veces el valor de " y_c " aguas arriba del borde del canal. Chow (1994).

En el borde del canal, la profundidad no puede ser menor a la profundidad crítica, ya que este escenario implicaría un aumento de la energía específica, imposible a menos que se incorpore un suministro externo de energía.

Según Hager (2010), utilizando la ecuación de cantidad de movimiento y despreciando la fricción y la pendiente de fondo, logró determinar la razón entre el espesor del chorro de la caída libre y la profundidad uniforme (h_o), permitiendo calcular la aproximación de la curva de caída y el número de Froude asociado, siempre que este sea un flujo supercrítico. Ver Figura 2.2.

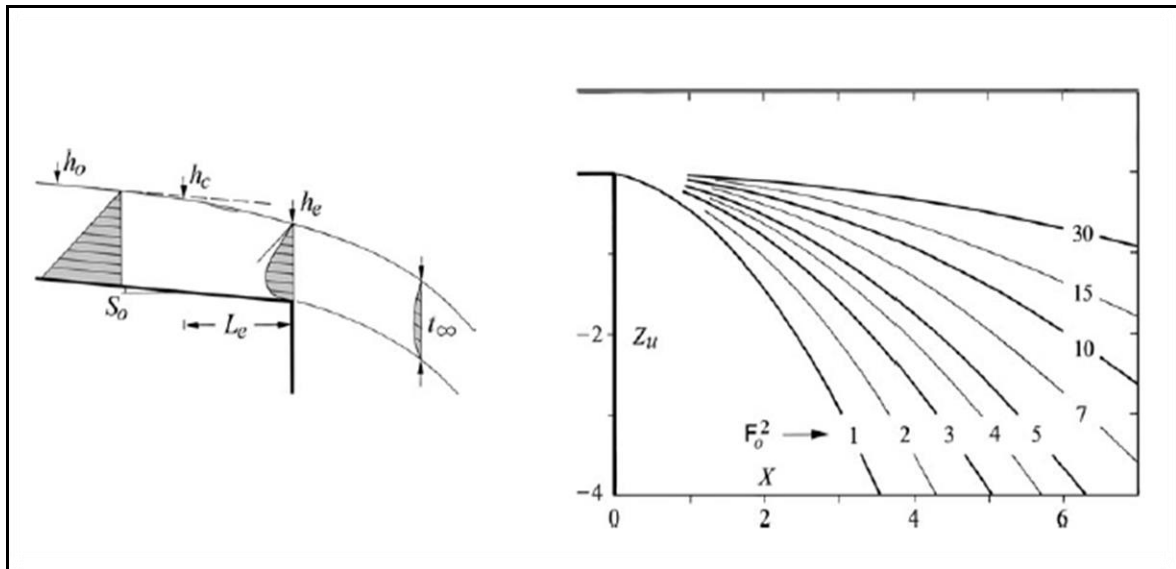


Figura 2.2. Curvas del flujo en caída libre calculas para un flujo supercrítico

Fuente: Hager, 2010

Los parámetros utilizados en los ejes se encuentran normalizados con la profundidad uniforme, utilizando la profundidad y el alcance del agua.

$$Z_u = \frac{z_u}{h_o} \quad (2.3)$$

$$X = \frac{x}{h_o} \quad (2.4)$$

Donde:

Z_u = parámetro del eje vertical

X = parámetro del eje horizontal

z_u = profundidad o componente vertical del chorro

x = alcance del chorro horizontalmente

h_o = profundidad uniforme del flujo de aproximación

F_o = número de Froude del flujo aguas arriba

Al considerar un chorro de caída libre aireado, Chanson (1996) generó ecuaciones que describen la trayectoria del chorro antes de impactar con la piscina dentro del cabezal. En el borde de la caída la dirección del flujo es casi horizontal, por lo que una vez el flujo se despega del borde la aceleración horizontal es cero y la aceleración vertical es igual a la aceleración gravitacional, generando las ecuaciones (2.5) y (2.6) para la trayectoria de la línea centro del chorro.

$$x = V_b * t \quad (2.5)$$

$$y = H + \frac{d_b}{2} - \frac{gt^2}{2} \quad (2.6)$$

Donde:

x = componente horizontal de la trayectoria del chorro (m)

y = componente vertical de la trayectoria del chorro (m)

V_b = velocidad del flujo en el borde de la caída libre (m/s)

d_b = profundidad del flujo en el borde de la caída libre (m)

t = tiempo (s)

H = diferencia de elevación o altura del escalón de la caída libre (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Utilizando la trayectoria del chorro es posible calcular la longitud a la cual llegara medida desde el punto de salida en el borde, como se observa en la Figura 2.3, utilizando la ecuación (2.7), así como el ángulo de entrada o de incidencia cuando se genera el contacto con la piscina en el cabezal, ecuación (2.8).

$$\frac{L_p}{H} = \left(\frac{y_c}{H}\right)^{3/2} * \sqrt{\frac{H}{d_b} * \left(1 + 2\frac{H}{d_b}\right)} \quad (2.7)$$

$$\tan \varphi = \sqrt{2} * \sqrt{\frac{d_b}{y_c}} * \sqrt{\frac{H + \frac{d_b}{2} - y_p}{y_c}} \quad (2.8)$$

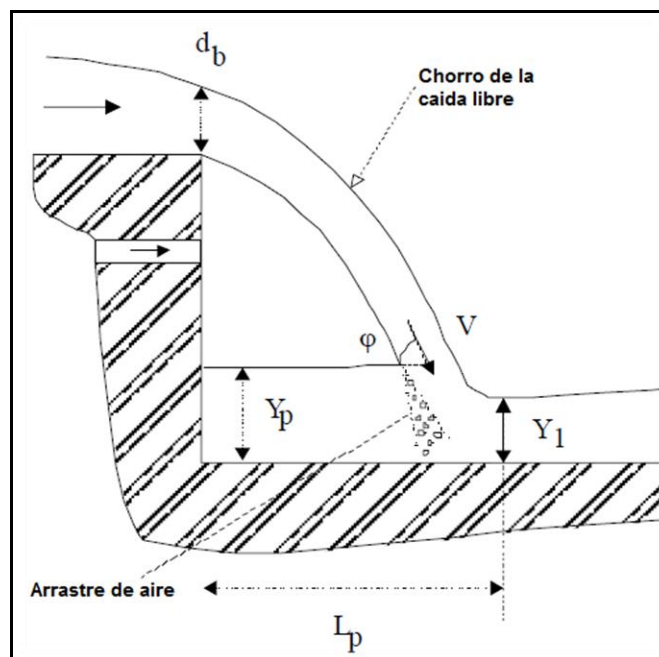


Figura 2.3. Esquema general para cálculo de la trayectoria del chorro de caída libre

Fuente: Chanson, 1996

Modificada: Autor, 2016

Donde:

L_p = longitud del chorro medida desde el borde de la caída libre (m)

y_c = profundidad crítica (m)

y_p = profundidad de la piscina en el cabezal (m)

φ = ángulo de incidencia del chorro de la caída libre con la horizontal

Secciones de control en la alcantarilla

La sección donde existe una relación entre el caudal y el tirante se denomina sección de control y en la cual se desarrolla un tirante próximo al crítico.

Control a la entrada

En el caso del flujo con control a la entrada, el caudal que puede pasar por la alcantarilla depende fundamentalmente de las condiciones de entrada, es decir, de la sección transversal del conducto y su geometría, así como la profundidad del agua a la entrada. Para estas condiciones en este tipo de flujo no influyen las características del conducto.

El tirante crítico se forma en las proximidades de la sección de entrada a la alcantarilla, para el caso de un flujo en la dirección del barril y con control a la entrada, generando aguas arriba de la sección de control un remanso en flujo subcrítico y aguas abajo un flujo supercrítico. De manera que lo que ocurre desde la sección de control hacia aguas arriba tiene influencia en el nivel a la entrada del barril pero carece de influencia en lo concerniente al comportamiento aguas debajo de la sección.

Control a la salida

Para el caso de un flujo con control a la salida, el caudal de escurrimiento depende, además de los mencionados para el control a la entrada, el nivel del agua a la salida, la pendiente, longitud y rugosidad del barril.

En el flujo con control de salida el tirante crítico se forma en las proximidades de la sección de salida del barril, quedando hacia aguas arriba de dicha sección un remanso en flujo subcrítico, y aguas abajo, un flujo supercrítico. De modo que todo lo que ocurre desde la sección de salida hacia aguas arriba tiene influencia en el nivel a la entrada de la alcantarilla. Por eso, las variables que intervienen en este tipo de flujo son las mismas que intervienen en el control de entrada más las que corresponden al tramo entre esta sección y la de salida

2.3 Disipación de energía en el cabezal

Las cámaras de caída libre o cabezales de las alcantarillas poseen la función de conectar el flujo proveniente del canal de aproximación con el barril o tubería de la alcantarilla, en las cuales ocurren fenómenos de disipación de energía. El flujo en este tipo de estructura se caracteriza por la gran velocidad del flujo debido a la gravedad, por lo que es necesario una disipación de la energía para evitar daños en el barril y orificio de entrada de la alcantarilla.

Según Rajaratnam, Mainali & Hsung (1997) la entrada del flujo en el cabezal deber seguir una forma curva para aumentar la capacidad de transporte, reducir el impacto en las paredes de la estructura y restringir o impedir la formación de una vena contracta en la entrada del orificio, la cual aumenta la demanda de aire en el barril.

Utilizando la configuración de la Figura 2.4 cuando se utiliza una dirección del flujo de salida aguas abajo a 180°, o variando la dirección a 90° en el fondo del cabezal, Chanson (2004) observó que para flujos pequeños, la tasa de disipación de energía en el cabezal fue muy cercano al 95% y la

profundidad de la piscina tenia efectos pequeños en las propiedades hidráulicas del cabezal pero una tasa mayor de disipación de energía se observó de manera consistente cuando la configuración presentaba una salida del flujo a 90°.

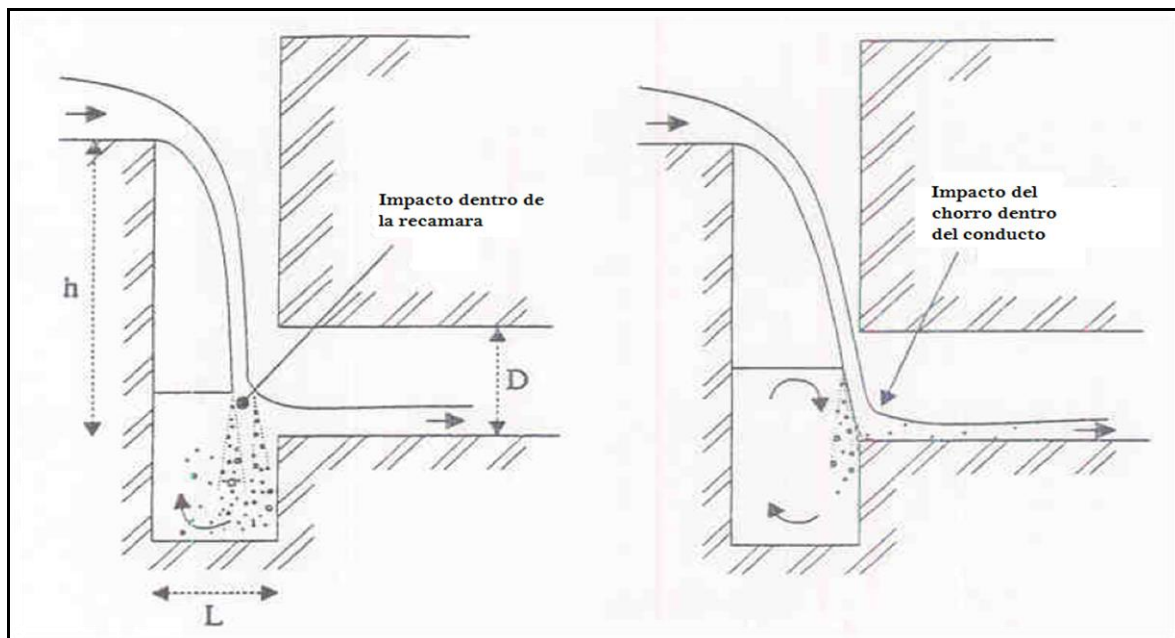


Figura 2.4. Comportamiento del flujo en modelos y prototipos analizados por Chanson

Fuente: Chanson, 2004

Modificado: Autor, 2016

Pérdidas de energía en el cabezal

El flujo al pasar de la cuneta o canal de aproximación al barril de la alcantarilla experimenta pérdidas de energía en el cabezal debido a una serie de fenómenos, como la caída libre y la turbulencia, sin embargo destaca el cambio de dirección y la contracción en la entrada del barril.

El grado de dominancia de cada fenómeno en el proceso general de pérdidas de energía en el cabezal depende del caudal utilizado y es difícil de cuantificar. Dependiendo de los factores a tomar en cuenta, existen diferentes aproximaciones para el cálculo de las pérdidas menores de energía en la estructura.

Empresas Públicas de Medellín (2009) recomienda una metodología de cálculo de pérdidas en cámaras de conexión en su manual de Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado de EPM

en casos en los que se conecten una o más tuberías de ingreso y presente una tubería de salida, particularmente la metodología HEC-22.

Para esta metodología el coeficiente de pérdidas involucra gran cantidad de variables haciendo válida su aplicación en aquellos casos donde se presenten flujos supercrítico y exista un tubo descargando caudal por encima de la lámina de agua de la cámara. Las ecuaciones (2.9), (2.10), (2.11), (2.12) y (2.13) permiten el cálculo de las pérdidas menores.

$$h_m = K_t \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (2.9)$$

$$K_t = K_o (C_b * C_Q * C_d * C_D * C_p) \quad (2.10)$$

$$K_o = 0,1 \left(\frac{D_p}{D_s} \right) * (1 - \text{sen } \alpha) + 1,4 \left(\frac{D_p}{D_s} \right)^{0,15} * \text{sen } \alpha \quad (2.11)$$

$$C_d = 0,5 \left(\frac{y}{D_s} \right)^{3/5} \quad (2.12)$$

$$C_p = 1 + 0,2 \left(\frac{h}{D_s} \right) \left(\frac{h - y}{D_s} \right) \quad (2.13)$$

Donde:

h_m = pérdidas locales menores en el cabezal (m)

V_2 = velocidad en el conducto de salida (m/s)

g = aceleración de gravedad (m/s²)

K_t = coeficiente de pérdidas ajustado

K_o = coeficiente de pérdidas inicial

C_b = corrección por uso de cañuela (sin cañuela = 1)

C_Q = corrección por flujo relativo (para un solo conducto de entrada = 1)

C_d = corrección por profundidad de flujo

C_D = corrección por diámetros (flujo a superficie libre = 1)

C_p = corrección por flujo zambullido

D_p = diámetro interno real de la cámara o cabezal (m)

D_s = diámetro interno real de la tubería de salida (m)

α = ángulo de deflexión entre el tramo de entrada y el tramo de salida en el cabezal (grados)

y = profundidad de agua en la cámara (m)

h = distancia vertical medida entre la línea cota de batea de la tubería que descarga por encima y el centro de la sección de la tubería de salida (m)

Pérdidas locales producto de la caída libre

La ecuación (2.9), la cual representa la definición general para el cálculo de pérdidas locales, depende esencialmente de las características geométricas del pozo o cámara y el parámetro dinámico en la forma del número de Froude expresada en términos de velocidad del flujo y la elevación de la caída libre. El parámetro se expresa mediante la ecuación (2.14).

$$\frac{\sqrt{gh}}{V_o} \quad (2.14)$$

Donde:

V_o = velocidad normal (m/s)

h = diferencia de elevación entre tuberías (m)

g = aceleración de gravedad (m/s²)

Christodoulou (1991) al graficar el coeficiente de pérdidas locales (K) contra el parámetro adimensional de la caída libre obtuvo una correlación entre dos variables, permitiendo omitir el efecto de la pendiente, relación entre diferencia de elevación y diámetro de tubería así como el ángulo de deflexión de la salida del flujo. En un rango experimental para $\frac{\sqrt{gh}}{V_o} < 1,5$ la ecuación empírica (2.15) se puede utilizar para el cálculo del coeficiente de pérdida local tanto para ángulos desde 90° hasta 180°.

$$K = 0,20 + 2,30 \left(\frac{\sqrt{gh}}{V_o} \right)^{2.25} \quad (2.15)$$

Las pérdidas se pueden considerar como la suma de la expansión del flujo (primer término) y la caída libre (segundo término). Bajo corroboraciones experimentales de otros autores, Christoulou (1991) definió la ecuación (2.16), para la carga de pérdidas locales asociada únicamente a la caída libre, la cual es directamente proporcional a la diferencia de elevaciones (h) y débilmente dependiente del parámetro adimensional de la caída libre.

$$\Delta H_p = 2,30 \left(\frac{\sqrt{gh}}{V_o} \right)^{2,25} * \frac{V_o^2}{2g} = 1,15h \left(\frac{\sqrt{gh}}{V_o} \right)^{0,25} \quad (2.16)$$

Donde:

ΔH_p = Pérdidas locales asociada a la caída libre

Cámara de caída bajo régimen supercrítico

El concepto hidráulico básico en el diseño de estas estructuras es suponer que la totalidad de la energía cinética del flujo es disipada en la caída. De esta manera, el fluido tiene que ganar energía potencial elevando su nivel al interior de la estructura o cámara. Cuando esto ocurre, el conducto de salida opera como un conducto cerrado con control en la entrada. Empresas Públicas de Medellín (2009).

Cuando el comportamiento hidráulico del barril de la alcantarilla es a flujo con superficie libre, se pueden dar dos condiciones en el punto de control de la entrada. Dependiendo de las relaciones de la altura de la lámina en el cabezal y el diámetro de entrada, esta podría funcionar sumergida o no sumergida. Empresas Públicas de Medellín (2009), propone ecuaciones para definir en qué momento se genera un control a la entrada no sumergida y la profundidad teórica esperada del nivel del agua en el cabezal.

El control a la entrada del barril trabaja no sumergido cuando se cumple la ecuación (2.17)

$$\frac{Q_o}{D_s^2 (gD_s)^{0,5}} \leq 0,62 \quad (2.17)$$

Para esta condición, la profundidad dentro de la cámara se estima con la ecuación (2.18)

$$H_w = K * D_s \left[\frac{E_c}{D_s} + \frac{H_e}{D_s} \right] \quad (2.18)$$

Donde:

E_c = energía específica para la condición de flujo crítico (m)

H_e = incremento de altura debido a las pérdidas de energía (m) calculado utilizando ecuación (2.19)

$$H_e = 0,589 * D_s \left(\frac{Q_o}{D_s^2 (gD_s)^{0,5}} \right)^{2,67} \quad (2.19)$$

Para obtener el valor de la energía específica, para una geométrica circular, se utilizan las ecuaciones (2.20), (2.21), (2.22), (2.23) y (2.24).

$$E_c = y_c + \frac{V_c^2}{2g} \quad (2.20)$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} \quad (2.21)$$

$$A_c = \frac{D_s}{8} (\phi_c - \text{sen}\phi_c) \quad (2.22)$$

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{\sqrt{2}}{32} * \frac{(\phi_c - \text{sen}\phi_c)^{1,5}}{\left(\text{sen}\frac{\phi_c}{2}\right)^{0,5}} * D_s^{0,5} \quad (2.23)$$

$$y_c = \frac{D_s}{2} \left(1 - \cos\left(\frac{\phi_c}{2}\right) \right) \quad (2.24)$$

Donde:

y_c = profundidad del flujo en condiciones de flujo crítico (m)

V_c = velocidad bajo condiciones de flujo crítico (m/s)

A_c = área mojada transversal bajo flujo crítico (m²)

ϕ_c = ángulo bajo condiciones bajo flujo crítico (radianes)

Q = caudal de diseño (m³/s)

2.4 Vorticidad

Un flujo puede sufrir: traslación, rotación, cambio de forma lineal y angular. Como indica Tirado & Sen (2009) en un flujo donde el vector velocidad es igual en todos los puntos (flujo uniforme) solo existe traslación del elemento pero en un flujo no uniforme existe además rotación y cambio de forma lineal y angular. A esto se le llama gradiente de velocidad.

En la mecánica de fluidos, al introducir un vector rotacional en el campo vectorial de velocidades da origen a la vorticidad.

La ecuación de transporte de vorticidad permite estudiar la cinética de este campo vectorial, obtenida al aplicar el rotacional en ambos lados de la ecuación de Navier-Stokes y expresando la derivada local en términos de la derivada substancial.

$$\frac{D\omega}{Dt} = \omega \cdot \nabla u + \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \omega \quad (2.25)$$

Esta ecuación de vorticidad establece que la rapidez de cambio de la vorticidad de un elemento de fluido depende del gradiente de velocidad y de su difusión por efectos viscosos.

El primer término a la derecha de la ecuación (2.25) representa la variación de vorticidad por deformación de las líneas de vórtice, el cual es un fenómeno presente en fluidos tanto viscosos como no viscosos. El segundo término, presente únicamente en fluidos no viscosos, corresponde a la variación de vorticidad por difusión viscosa y tiene analogía con el fenómeno de conducción de calor en sólidos.

Es debido a este fenómeno que partículas que no tienen vorticidad la adquieren de partículas vecinas que si la presentan produciéndose así una difusión de vorticidad hacia el interior del fluido.

En fluidos ideales, los cuales son incompresibles y no viscosos, la ausencia de viscosidad impide la difusión de vorticidad, sin embargo es posible encontrar puntos de singularidad donde la vorticidad es infinitamente intensa como los vórtices.

2.5 Flujo no sumergido a través de las alcantarillas

La estructura de entrada en una alcantarilla es un tipo especial de contracción, cuyas dimensiones físicas influyen en el comportamiento hidráulico de la alcantarilla. Esta alcantarilla puede trabajar como un canal abierto cuando el flujo no llena completamente el conducto, o puede actuar bajo presión como una tubería cuando el flujo llena el conducto.

El flujo a través de la alcantarilla es controlado por muchas variables, incluidas la geometría de entrada, la pendiente, el tamaño y la rugosidad del conducto, las condiciones de profundidad de aproximación y de salida entre otras.

Investigaciones experimentales en laboratorio han demostrado que la entrada de una alcantarilla **“clásica”, es decir con flujo en la misma dirección del barril**, no se encontrará sumergida hasta que la profundidad en la entrada sea mayor que un valor crítico, siempre y cuando la condición en la salida no se encuentre sumergida.

Esta profundidad crítica, expresada por H^* varía desde 1,2 a 1,5 veces la altura de la alcantarilla y la condición de aproximación. Para un análisis preliminar, Chow (1994) indica que se puede utilizarse el límite superior, debido a que los cálculos han demostrado que, cuando la sumergencia es incierta, puede obtenerse una buena aproximación suponiendo que la entrada no está sumergida.

Un flujo no sumergido implica que el nivel del agua no excederá un valor límite o crítico en la sección transversal de entrada del barril, permitiendo que el flujo a lo largo de la estructura se comporte como un flujo a superficie libre.

En el caso de las alcantarillas de alivio, que presentan una configuración geométrica diferente y un cambio en la dirección del flujo, establecer el valor crítico para el flujo no sumergido es una condición que no presenta investigaciones experimentales o análisis hidráulicos.

La Figura 2.5, muestra un esquema de la caracterización del flujo a través de las alcantarillas "clásica", en donde si la salida se encuentra sumergida, la alcantarilla funcionará con flujo a presión, ya sea total o parcialmente, pero de lo contrario se presentan dos escenarios, el primero en donde la profundidad a la entrada es mayor que la profundidad crítica y el segundo cuando la profundidad de la entrada es menor.

En el primer caso, la alcantarilla puede ser hidráulicamente larga o corta, dependiendo de los parámetros mencionados anteriormente y el comportamiento del flujo estará regulado por esta caracterización. Para el segundo caso, la profundidad de la salida puede ser mayor o menor que la profundidad crítica, en donde para el último caso, se subdivide dependiendo de la pendiente de la alcantarilla, ya sea subcrítica o supercrítica.

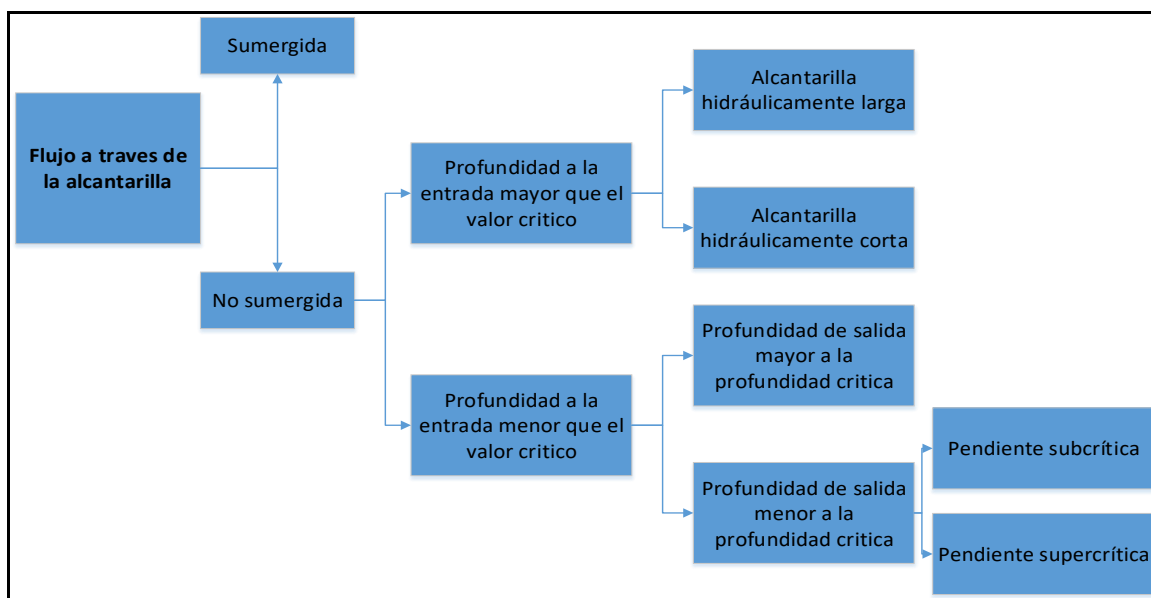


Figura 2.5. Esquema de caracterización el tipo de flujo a través de la alcantarilla

Si el barril no es lo suficientemente largo como para permitir que la expansión del flujo que se da una vez atravesado el orificio de entrada, suba y llene toda la tubería, nunca fluirá llena. Tal

alcantarilla se considera hidráulicamente corta, o de lo contrario, es hidráulicamente larga, debido a que fluirá llena como una tubería. El comportamiento hidráulico anterior depende de características como la pendiente, el tamaño, la geometría de entrada, el nivel de entrada, condiciones de entrada y salida y otras, por lo tanto determinar si la alcantarilla es hidráulicamente corta o larga no puede determinarse solo con la longitud del cuerpo.

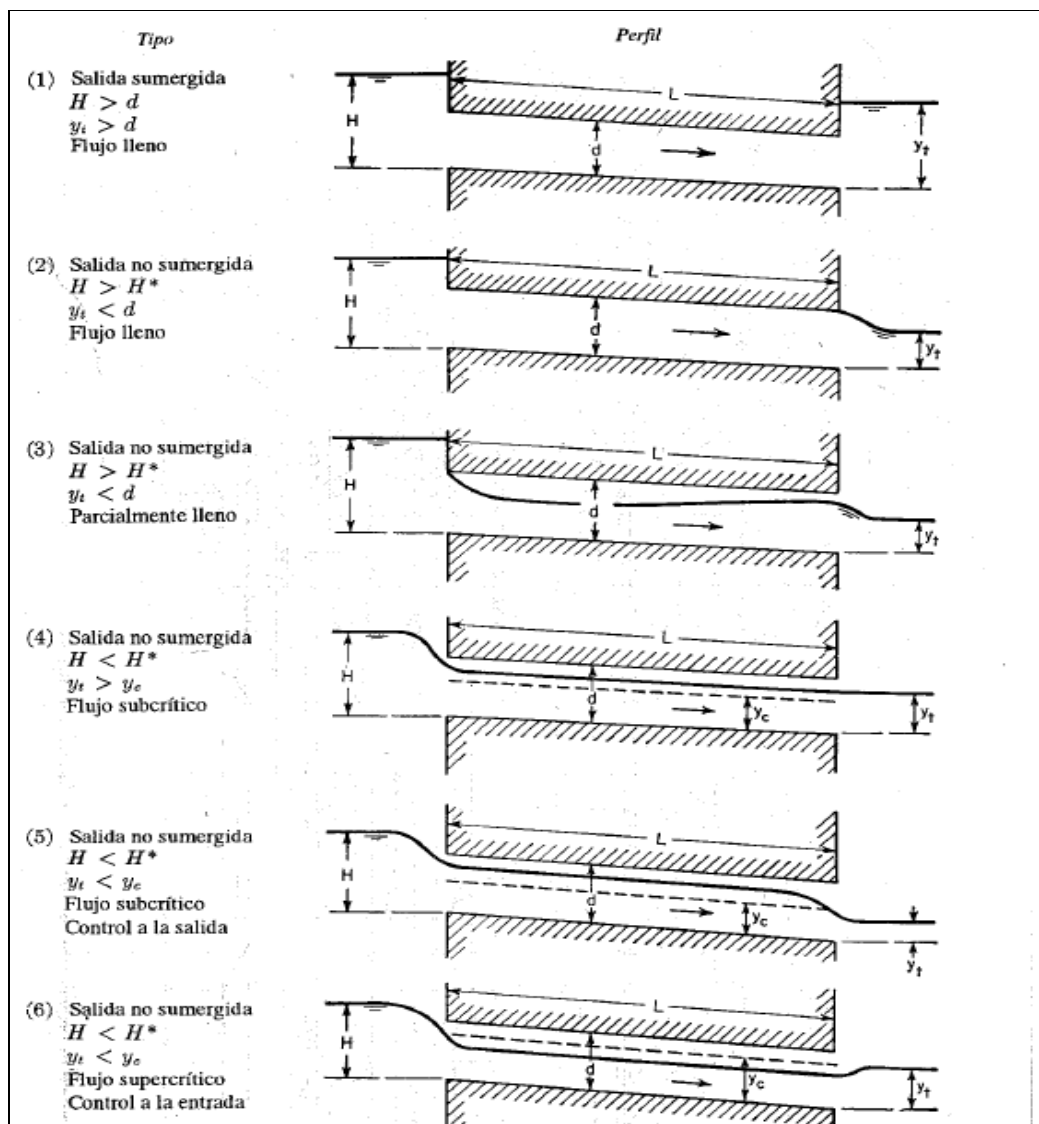


Figura 2.6. Tipos de flujo a través de las alcantarillas "clásicas"

Fuente: Chow, 1994.

La Figura 2.6 muestra las diferentes condiciones para el comportamiento del flujo, clasificándolo en 6 tipos diferentes dependiendo de características geométricas, hidráulicas y de condiciones de entrada y salida.

Según Bodhaine (1982), esta clasificación del flujo depende del punto o sección de control y la relación de cargas de agua al inicio y al final.

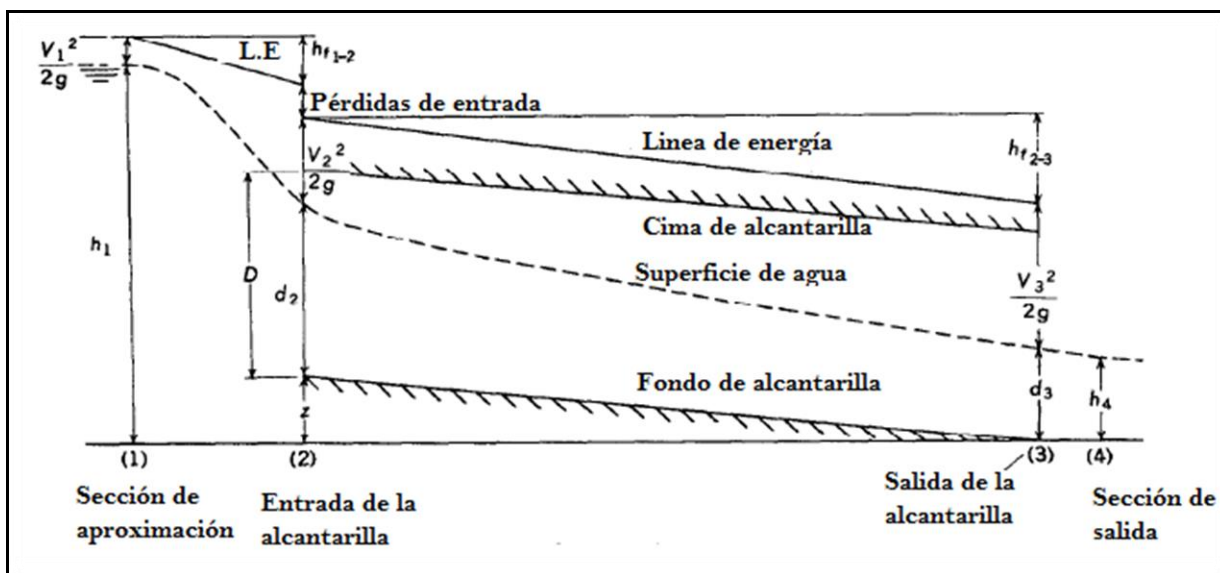


Figura 2.7. Esquema general de flujo en una alcantarilla

Fuente: Bodhaine, 1982

Modificado: Autor, 2016.

Donde:

h_1 = carga de agua en la sección de aproximación (m)

h_4 = carga piezométrica en el punto (4) o sección de salida (m)

d_2 = profundidad del flujo en el punto (2) o entrada de la alcantarilla (m)

d_3 = profundidad del flujo en el punto (3) o entrada de la alcantarilla (m)

z = elevación de la entrada de la alcantarilla con respecto al eje de referencia (m)

D = diámetro de la alcantarilla (m)

V_1 = velocidad media en la sección de aproximación (m/s)

V_2 = velocidad media del flujo en la entrada de la alcantarilla (m/s)

L.E = línea de energía

h_f = pérdidas de energía del flujo a lo largo de la alcantarilla (m)

Para cada caso en particular de flujo se desarrollaron ecuaciones de descarga utilizando conceptos de energía y continuidad entre la sección de aproximación y la sección terminal, con los parámetros establecidos en la Figura 2.7.

Para cada caso, el flujo se ve afectado por diferentes factores geométricos y condiciones de entrada y salida, y puede ser clasificado dependiendo de las relaciones y características hidráulicas. Bodhaine (1982), define las características generales para cada flujo y se observan en el Cuadro 2.1 y se define por las siguientes relaciones:

1. Si la relación $h_4/D \leq 1$ y además $(h_1-z)/D < 1,5$, solo los tipos de flujo clasificados como 1, 2, 3 son posibles.
2. Si la relación $h_4/D > 1$, solo el flujo tipo 4 es posible
3. Si la relación $h_4/D \leq 1$ y además $(h_1-z)/D \geq 1,5$, solo los tipos de flujo clasificados como 5 y 6 son posibles.

Cuadro 2.1. Características generales de los diferentes tipos de flujo en alcantarillas.

Tipo de flujo	1	2	3	4	5	6
Flujo en el barril	Parcialmente lleno	Parcialmente lleno	Parcialmente lleno	lleno	Parcialmente lleno	lleno
Sección de control	entrada	salida	salida	salida	entrada	salida
Tipo de control	Profundidad crítica	Profundidad crítica	remanso	remanso	Geometría de entrada	Geometría de entrada y del barril
Pendiente del barril	pronunciada	suave	suave	cualquiera	cualquiera	cualquiera
$(h_1-z)/D$	$<1,5$	$<1,5$	$<1,5$	$>1,0$	$\geq 1,5$	$\geq 1,5$
h_4/h_1	$<1,0$	$<1,0$	$<1,0$
h_4/D	$\leq 1,0$	$\leq 1,0$	$\leq 1,0$	$>1,0$	$\leq 1,0$	$\leq 1,0$

Fuente: Bodhaine, 1982

Modificado: Autor, 2016.

Clasificación del flujo según profundidad crítica

Para la distinción o identificación de los flujos tipo 1 y 2 se utiliza la profundidad crítica de la sección de control, ya sea en la entrada o salida, según corresponda.

Flujo tipo 1

Como se mencionó anteriormente para que exista este tipo de flujo se debe cumplir la relación $(h_1 - z) / D < 1,5$, además la condición de que la elevación de la carga aguas abajo sea menor que la profundidad crítica y la pendiente mayor que la pendiente crítica. El flujo pasa por la profundidad crítica cerca de la entrada de la alcantarilla. Para este caso la ecuación de descarga que rige este tipo de flujo se expresa según la ecuación (2.26)

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g \left(h_1 - z + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - d_c - h_{f1-2} \right)} \quad (2.26)$$

Donde:

Q = caudal (m^3/s)

C_d = coeficiente de descarga

A_c = área de la sección de control mojada (m^2)

α_1 = coeficiente de velocidad en la sección de aproximación

d_c = profundidad crítica en la sección de control (m)

h_{f1-2} = pérdidas desde sección de aproximación hasta la entrada de la alcantarilla (m)

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

Flujo tipo 2

El flujo pasa por la profundidad crítica cerca de la salida de la alcantarilla, así como la relación $(h_1 - z) / D < 1,5$, además la elevación de la carga aguas abajo es menor que la profundidad crítica y si la pendiente es menor que la pendiente crítica. La ecuación (2.27), define el caudal de descarga para este tipo de flujo.

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g \left(h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - d_c - h_{f1-2} - h_{f2-3} \right)} \quad (2.27)$$

Donde:

h_{f2-3} = pérdidas a lo largo del barril de la alcantarilla (m).

Clasificación según control por remanso

Cuando el control aguas abajo se presenta mediante un remanso, el flujo no puede pasar a través de la profundidad crítica y la elevación del fluido aguas arriba está controlado por la elevación del flujo de descarga.

Flujo tipo 3

Si la alcantarilla fluye parcialmente llena y se cumple la relación $(h_1 - z) / D < 1,5$, se clasifica en un flujo tipo 3 con un caudal de descarga regido por la ecuación (2.28).

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g \left(h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - h_3 - h_{f1-2} - h_{f2-3} \right)} \quad (2.28)$$

Donde:

h_3 = elevación del agua producto del remanso en la salida de la alcantarilla (m).

Flujo tipo 4

Si la alcantarilla fluye llena con ambos extremos de la alcantarilla completamente sumergidos, además de cumplir la relación $h_4 / D > 1$ se clasifica en un flujo tipo 4, cuyo caudal de descarga se calcula con la ecuación (2.29).

$$Q = C_d A_c \sqrt{\frac{2g(h_1 - h_4)}{1 + \frac{2g C_d^2 n^2 L}{R^{4/3}}}} \quad (2.29)$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad de la alcantarilla

L = longitud total del barril (m)

R = radio hidráulico (m)

Clasificación según la carga de agua

Si se cumplen las relaciones $h_4 / D \leq 1$ y además $(h_1 - z) / D \geq 1,5$ se encuentra en presencia de flujos tipo 5 y 6.

Flujo tipo 5

El flujo es rápido en la entrada y la alcantarilla fluye parcialmente llena con una profundidad menor que la crítica. Este flujo se conoce como hidráulicamente corto.

La probabilidad de obtener un flujo tipo 5, requiere una geometría de entrada relativamente cuadrada que produzca una contracción del flujo. Además la longitud de la alcantarilla, la rugosidad y la pendiente de fondo deben evitar que el flujo no se expanda en la sección interna del barril. La ecuación (2.30), permite calcular el caudal de descarga.

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g(h_1 - z)} \quad (2.30)$$

Flujo tipo 6

Si la superficie del agua en el barril se expande hasta alcanzar el nivel de corona de la alcantarilla, ocurre un flujo de tipo 6 causando un flujo completamente lleno en la totalidad de la longitud con una sección de salida libre. La descarga está dada por la ecuación (2.31), omitiendo los términos $\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$ y h_{f1-2} . Este flujo se conoce como hidráulicamente largo.

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g(h_1 - h_3 - h_{f2-3})} \quad (2.31)$$

Coeficientes de descarga

El coeficiente de descarga representa la relación entre el caudal real que pasa a través del dispositivo y el caudal teórico. Este coeficiente no es constante, ya que varía según el dispositivo y el número de Reynolds, haciéndose constante para un flujo turbulento ($Re > 10^5$) y se ve afectado por el coeficiente de velocidad (C_v) y el coeficiente de contracción (C_c) según la ecuación (2.32).

$$C_d = C_v * C_c \quad (2.32)$$

Para los diferentes tipos de flujo Bodhaine (1982) menciona que mediante pruebas de laboratorio, se ha definido un rango de coeficientes desde 0,39 hasta 0,98, en función de la contracción del canal y la geometría de la entrada de la alcantarilla.

Las ecuaciones anteriores utilizadas para definir el flujo a través de alcantarillas se basan en la ecuación de energía y el teorema de Torricelli, ecuación (2.33), que representa una aplicación del principio de Bernoulli en el cual se estudia un líquido en un recipiente fluyendo a través de un orificio bajo la acción de la gravedad.

$$V_A = \sqrt{2gh} \quad (2.33)$$

Donde:

V_A = velocidad teórica a la salida del orificio (m/s)

h = altura a la que se encuentra el nivel del fluido a partir del orificio (m)

Según Malcherek (2016) el principio de Torricelli sobreestima los resultados experimentales para el flujo de salida a través de orificios con bordes afilados por un factor de 1,4. Muchos experimentos coinciden en indicar que un coeficiente de descarga de 0,7 es necesario en la fórmula de Torricelli.

2.6 Modelos físicos reducidos

En la naturaleza, y en el campo de la ingeniería hidráulica ocurren fenómenos cuyo comportamiento es complejo y no es fácil estudiarlos únicamente con métodos matemáticos, que terminan representando un modelo idealizado, permitiendo simplificaciones importantes que causan efectos que deben tomarse en cuenta y valorarse mediante ensayos experimentales a través de modelos físicos de escala reducida.

En las alcantarillas de alivio ocurren fenómenos hidráulicos, que por su complejidad es difícil una modelación matemática adecuada, como es el caso del cambio direccional del flujo al pasar de la cuneta o canal de aproximación al barril o tubería, la interacción de la interface agua y aire cuando existe turbulencia y los vórtices que se producen en presencia de caudales elevados.

En ocasiones, el grado de incertidumbre en la evaluación del comportamiento de un diseño puede ser lo suficientemente elevado para requerir la construcción de un modelo a escala que reproduzca, de la mejor manera, el comportamiento del prototipo.

Un modelo a escala reducida representa a escala el objeto real o prototipo cumpliendo ciertas condiciones de semejanza definidas mediante el análisis de las variables que intervienen en el fenómeno de interés para validar los resultados. En el caso de existir impedimentos para reproducir a escala de todas las magnitudes que intervienen se deben realizar simplificaciones, evaluando su influencia sobre el comportamiento del prototipo y el modelo.

Para el uso de los modelos físicos a escala reducida se deben satisfacer leyes de semejanza o similitud para relacionar magnitudes físicas definidas para el prototipo A_p y el modelo A_m .

La relación entre el prototipo y el modelo se puede analizar mediante puntos homólogos definiendo lados, superficies y volúmenes, que constituyen la similitud geométrica, es decir que para cualquier longitud "L", existe una relación $L_p/L_m = E_L$, la cual es llamada escala de líneas o de longitudes, en donde los subíndices p y m se refieren al prototipo y al modelo, respectivamente.

Cuando la relación es con respecto a un movimiento, se genera una similitud cinemática, y se cumple cuando hay similitud de movimiento de los sistemas, por lo que la relación de velocidades de puntos homólogos debe ser constante, es decir $v_p/v_m = E_v$. Es un requisito que la similitud geométrica se cumpla para que se logre la similitud cinemática.

Para que exista similitud en el movimiento del fluido entre el modelo y el prototipo, no es suficiente que cumpla con las similitudes, geométrica y cinemática, también es necesario tomar en consideración la acción de fuerzas sobre las partículas del fluido, es decir debe existir similitud dinámica.

Análisis dimensional

Para el estudio de los modelos reducidos se utiliza el concepto de análisis dimensional, el cual permite reducir las variables involucradas en el comportamiento del flujo y expresar las restantes en función de las consideradas como fundamentales.

El análisis dimensional, actualmente conocido como el Teorema de Buckingham Pi, permite expresar una serie de magnitudes físicas en función de otras que se consideran fundamentales, generando una expresión de la ecuación general de la hidráulica para obtener los monomios adimensionales asociados a los fenómenos relacionados con los distintos problemas físicos de la mecánica de fluidos.

Las unidades fundamentales son las formadas por un conjunto de magnitudes físicas que cumplen el criterio de independencia lineal entre ellas cuando se encuentran expresadas sobre el mismo sistema de referencia.

En general, las magnitudes físicas se clasifican en dos grupos: las básicas o fundamentales y las derivadas o secundarias. Las del primer grupo son longitud (L), masa (M) y tiempo (T). Las del segundo grupo son área (A), volumen (V), velocidad (v), gastos (Q), fuerza (F) o cualquier otra en función de las primeras, es decir:

$$[X] = f(L, M, T) \quad \text{ó} \quad [X] = [L^{x_1} M^{x_2} T^{x_3}]$$

Siendo el exponente x_i ($i = 1, 2, 3$) la dimensión de la magnitud fundamental respectiva, es decir:

$$\text{La velocidad } [v] = [LT^{-1}]; x_1 = 1, x_2 = 0, x_3 = -1$$

$$\text{El peso } [p] = [LMT^{-2}]; x_1 = 1, x_2 = 1, x_3 = -2$$

La representación anterior para cualquier magnitud derivada se llama ecuación dimensional. Una ecuación dimensional homogénea, es aquella donde la dimensión de cada uno de los miembros de la ecuación son iguales y, por lo tanto, válidos para cualquier sistema de unidades.

Variables de modelaje hidráulico

Según Vergara (1993) al aplicar el teorema anterior a un problema hidráulico, y para resolver el sistema de ecuaciones tratadas, es conveniente aplicar los siguientes puntos:

1. Todas las variables se clasifican en tres grupos: el primero lo forman las que describen geoméricamente las fronteras, el segundo los que describen al flujo y el tercero los que describen al fluido
2. Cada parámetro π , para ser diferente entre sí, deberá contener cierto número de variables comunes o repetitivas y, por lo menos, otra variable diferente.
3. El número de variables repetitivas será igual a n y $m - n$ variables no repetitivas distribuidas en los $m - n$ parámetros π .
4. Las variables repetitivas deberán ser independientes entre sí e incluir entre todas las n magnitudes fundamentales, así como debe seleccionarse por lo menos una variable de cada grupo
5. Si es necesario despejar una variable, esta no deberá seleccionarse como repetitiva.
6. **Las variables repetitivas deben conservar su respectivo exponente "x" y las variables que se distribuyan, denominadas soluciones linealmente independientes, deberán tener exponente con valor igual a la unidad.**

Tomando en consideración los aspectos mencionados y aplicando el teorema Pi a un flujo, sin considerar transferencia de calor ni propiedades químicas del fluido, las variables que intervienen se pueden clasificar en tres grupos: de frontera, de flujo y de fluido, las cuales se pueden expresar en función de las tres magnitudes fundamentales: longitud (L), masa (M) y tiempo (T), como se observa en el Cuadro 2.2.

Cuadro 2.2. Variables que intervienen en el modelaje hidráulico y su magnitud fundamental

VARIABLES DE FRONTERA	VARIABLES DE FLUJO	VARIABLES DEL FLUIDO
Transversales de la sección $[y] = [L]$	Presión $[p] = [L^{-1}MT^{-2}]$	Viscosidad dinámica $[\mu] = [L^{-1}MT^{-1}]$
Longitudinales del conducto, $[k_1] = [L]$	Velocidad $[v] = [LT^{-1}]$	Tensión superficial $[\sigma] = [MT^{-2}]$
Rugosidad $[k_2] = [L]$	Aceleración debida a la gravedad $[g] = [LT^{-2}]$	Módulo de elasticidad $[E] = [L^{-1}MT^{-2}]$
Otras $[k_3] = [L]$	-----	Densidad $[\rho] = [L^{-3}M]$

Fuente: Vergara, 1993.

Las variables involucradas en la hidráulica se agrupan, dependiendo del escenario en estudio, para formular una ecuación que representa de la mejor manera el comportamiento del flujo, siempre que cumplan con la independencia entre sí.

El análisis dimensional no genera una solución completa a un problema definido, pero la solución parcial, indica que cualquiera que sea la forma de una relación desconocida que conecta las magnitudes implicadas, ciertas características de esta relación son ineludibles. Además este análisis permite guiar al experimentador de modo que pueda obtener la cantidad máxima de información a partir del menor número de experimentos.

Relaciones de fuerzas en modelos

Existe una relación de fuerzas predominante que actúa sobre cada uno de los modelos hidráulicos, cuya interpretación física es importante para analizar los problemas hidráulicos presentes en el estudio o análisis del modelo. El Cuadro 2.3 muestra estas fuerzas.

Cuadro 2.3. Fuerzas presentes en los modelos hidráulicos

Fuerza	Unidad
Gravedad	$\rho L^3 g$
Presión	$\Delta p L^2$
Viscosidad	$\rho V L \nu$
Compresibilidad	$E_v L^2$
Tensión superficial	σL
Inercia	$\rho V^2 L^2$

Fuente: Vergara, 1993.

Donde:

 ρ = densidad p = presión L = longitud característica g = aceleración de la gravedad V = velocidad ν = viscosidad cinemática E_v = módulo de elasticidad σ = tensión superficialNúmero de Froude

El número de Froude es fundamental en la hidráulica para la separación del tipo de régimen en la circulación del agua en lámina libre, el cual representa la relación entre las fuerzas de inercia y gravedad:

$$F_r^2 = \frac{\text{Fuerzas de inercia}}{\text{Fuerzas de gravedad}} = \frac{\rho V^2 L^2}{\rho L^3 g} = \frac{V^2}{gL} \quad (2.34)$$

Este número es producto de los estudios realizados por William Froude para determinar la resistencia de los barcos al avance entre las olas, que posteriormente se utilizaría en hidráulica en el análisis de canales abiertos, ya que proporciona una relación entre la velocidad del fluido y

la velocidad de la onda de gravedad justificando el comportamiento de los frentes de onda en canales.

Número de Reynolds

Este número es producto de la relación entre las fuerzas de inercia y viscosidad:

$$R_e = \frac{\text{Fuerzas de inercia}}{\text{Fuerzas de viscosidad}} = \frac{\rho V^2 L^2}{\rho V L \nu} = \frac{VL}{\nu} \quad (2.35)$$

Este número es debido a Osborne Reynolds (1882), aunque la relación dinámica de fuerzas es debido a Lord Rayleigh 10 años después.

Número de Weber

La relación de fuerzas de inercia y tensión superficial dan como resultado este número:

$$W_e^2 = \frac{\text{Fuerzas de inercia}}{\text{Fuerzas de tensión superficial}} = \frac{\rho V^2 L^2}{\sigma L} = \frac{\rho V^2 L}{\sigma} \quad (2.36)$$

Este número es debido a Moritz Weber que desarrollo las leyes de semejanza moderna, resultando útil para el estudio del frente de onda de una lámina de agua muy fina que fluye sobre una superficie.

Leyes de semejanza condicionantes del diseño

La experimentación en modelos hidráulicos está basada en la aplicación de un conjunto de relaciones conocidas como leyes de semejanza, las cuales se han derivado del análisis dimensional y expresan las relaciones entre los distintos parámetros que gobiernan el comportamiento de un fluido.

El comportamiento real ante determinadas situaciones puede presentar un grado elevado de incertidumbre que puede verse muy reducido con el modelado previo a la construcción de un modelo a escala o prototipo.

La semejanza hace referencia a la relación existente entre una magnitud física en el prototipo y la modelo, expresada en las mismas unidades. El Cuadro 2.4, muestra las diferentes condiciones de similitud ante diferentes características o parámetros de medición.

Cuadro 2.4. Comparación de condición de similitud

Característica (Escala de)	Condición de similitud de Froude	Condición de similitud de Reynolds	Condición de similitud de Weber
Longitud (E_L)	E_L	E_L	E_L
Área (E_A)	E_L^2	E_L^2	E_L^2
Volumen (E_V)	E_L^3	E_L^3	E_L^3
Tiempo (E_t)	$(E_L/E_g)^{1/2}$	E_L^2/E_V	$(E_L^3 * E_p/E_\sigma)^{1/2}$
Velocidad (E_v)	$(E_L * E_g)^{1/2}$	E_V/E_L	$(E_\sigma/E_L * E_p)^{1/2}$
Gasto (E_Q)	$(E_L^5 * E_g)^{1/2}$	$E_L * E_V$	$(E_L^3 * E_\sigma/E_p)^{1/2}$
Fuerza (E_F)	$E_L^3 * E_V$	$E_p * E_V^2$	E_σ/E_L
Presión (E_p)	$E_L * E_V$	$E_p * E_V^2/E_L^2$	E_σ/E_L
Pendiente (E_S)	1	1	1

Fuente: Vergara, 1993.

Donde:

 E_L = escala de longitud E_A = escala de área E_V = escala de volumen E_t = escala de tiempo E_v = escala de velocidad E_Q = escala de caudal o gasto E_F = escala de fuerza E_p = escala de presión E_S = escala de pendiente E_g = escala de gravedad E_σ = escala de tensión superficial

Similitud de Froude

Para los prototipos en los que los fenómenos están principalmente determinados por fuerzas gravitacionales se acepta que la condición de semejanza dinámica para el modelo sea $F_r = 1$, es decir la relación de los números de Froude entre el modelo y prototipo, sea igual a la unidad. Este tipo de modelación es aplicable a flujos con superficie libre, particularmente, cuando el escurrimiento es muy variado y los efectos de la fricción se pueden despreciar.

Cuando los escurrimientos son gradualmente variados o uniformes, junto con las fuerzas gravitacionales actúan las fuerzas de fricción interna dependiendo de las condiciones de borde, en estos casos, la semejanza geométrica y la semejanza de Froude aseguran en gran medida la similitud dinámica.

Similitud de Reynolds

El flujo en régimen laminar en presión o superficie libre, el flujo turbulento hidrodinámicamente liso y el flujo viscoso alrededor de un obstáculo sumergido son algunos fenómenos determinados por la relación propia del número de Reynolds. La condición de semejanza viene expresada por $R_e = 1$ para la relación entre el modelo y el prototipo.

Similitud de Weber

El número de Weber representa la razón entre la tensión superficial entre líquidos, gases y entre líquidos, cuyas fuerzas son de origen molecular, resultando significativa solo cuando las dimensiones del flujo son pequeñas: escurrimiento de poca altura, napas vertientes de pequeño tamaño y pequeñas ondas superficiales (ondas capilares), donde la condición a satisfacer es $W_e = 1$, representada por la relación entre el modelo y el prototipo.

Semejanza geométrica

Esta similitud contempla solo aspectos de forma, independientemente de la clase de movimientos del flujo. La propiedad característica de los sistemas geoméricamente similares, es que la relación o factor de escala de cualquier longitud en el modelo con respecto a la longitud correspondiente en el prototipo en todas partes es igual.

La semejanza geométrica perfecta no siempre es fácil de obtener, ya que es necesario, no solamente la forma general del modelo geoméricamente similar a la del prototipo, sino que también las inevitables rugosidades de la superficie.

Semejanza cinemática

La semejanza cinemática implica similitud en el movimiento, es decir, una similitud geométrica sumada a una similitud de intervalos de tiempo. Debido a que las longitudes correspondientes presentan una relación fija, las velocidades de las partículas deben estar en una relación fija de magnitudes de tiempos. Cuando los movimientos de los fluidos son cinemáticamente similares, los patrones formados por líneas de corriente son geoméricamente similares en los tiempos correspondientes.

Semejanza dinámica

La similitud dinámica entre dos sistemas, geométrica y cinemáticamente similares, requiere que la razón de todas las fuerzas en los sistemas sean las misma.

Efectos de escala

La aproximación más adecuada es modelar un prototipo utilizando una fuerza dominante y permitir despreciar otras fuerzas en la elección de la escala, lo cual conlleva a errores de escala con respecto al prototipo.

Cuando no se presentan las condiciones para la semejanza mecánica, pueden aparecer efectos de escala en modelos donde debido a la magnitud de la escala utilizada existen fuerzas que cobran importancia. Básicamente los fenómenos producto de las fuerzas moleculares que, generalmente son insignificantes en los prototipos, se vuelven relevantes en los modelos.

Debido a que el modelo es más pequeño que el prototipo es inevitable que las fuerzas de viscosidad y tensión superficial sean proporcionalmente más grandes, por lo tanto es importante evitar modelos excesivamente pequeños para que estas fuerzas no representen factores de influencia importantes.

Para minimizar los efectos de escala causados típicamente por la incorrecta simulación de los efectos viscosos, el criterio utilizado generalmente es realizar el modelo lo suficientemente largo para minimizar dichos efectos provocando que los números de Reynolds se encuentren por encima de los niveles críticos.

Según Yalin (1989) para asegurar la turbulencia en el fluido en estudio es necesario un valor mínimo del número de Reynolds, al ser definido como la ecuación (2.35), donde el caudal es el

flujo por unidad de ancho del canal, se espera que el número crítico de Reynolds sea aproximadamente de 2500.

La importancia de cualquier número de Reynolds decrece progresivamente conforme su valor numérico se incrementa, de esta manera, cuando se modela cualquier flujo con superficie libre, lo usual es construir un modelo lo más largo posible esperando incrementar el número de Reynolds y consecuentemente reducir la influencia de los efectos por viscosidad.

Novak, Guinot, Jeffrey & Reeve (2010) establecen que los efectos de viscosidad estarán probablemente ausentes para una relación de número de Reynolds entre número de Froude mayor a 5×10^4 .

En modelos donde el flujo es estratificado o uniforme, pequeñas pérdidas a través de las fronteras del modelo puede resultar significativo. En cuanto a las fronteras laterales, deben estar localizadas suficientemente lejos de la zona de descarga para minimizar los efectos de dicha frontera lateral, sugiriéndose una distancia mínima desde el punto de descarga hasta el límite o frontera.

Para la correcta modelación, trabajando con la similitud de Froude, es importante conocer las profundidades de las láminas de agua con las que se desea trabajar o experimentar. García (2013) establece que estas profundidades deben ser mayores a 3 cm para lograr desprestigiar los efectos de tensión superficial en los resultados obtenidos.

Otros autores como Novak, Guinot, Jeffrey & Reeve (2010) indican que se acepta que la profundidad del flujo no debería ser menor a 3 cm para evitar los efectos de la tensión superficial y para profundidades menores a 1,5 cm podrían resultar efectos de escala considerables.

El régimen del flujo es un modelo a escala y un prototipo debe ser el mismo, laminar o turbulento, uniforme o no uniforme, estable o inestable, rotacional o irrotacional, subcrítico o supercrítico.

Cuando se trata de predecir la disipación de energía a partir de modelos con similitud geométrica operando de acuerdo a la ley de Froude, los efectos de escala están asociados a los efectos de la aireación y en cierto punto las pérdidas por fricción podrían deberse también por los efectos del grado de turbulencia. Novak, Guinot, Jeffrey & Reeve (2010) indican que algunos de estos efectos se pueden eliminar o por lo menos minimizar en modelos de gran escala y con números de Reynolds suficientemente grandes, alrededor de 10^5 .

En la mayoría de los modelos no distorsionados, la rugosidad del modelo tiende a ser muy alta, resultando en efectos de fricción excesivos en el modelo.

Así mismo Novak, Guinot, Jeffrey & Reeve (2010) indica que el número de Weber definido por la ecuación $V\sqrt{\rho d/\sigma}$, donde V es la velocidad del flujo a través de una entrada de diámetro d, no afecta la formación de vórtices para valores mayores a 11. Como este es, generalmente, el caso en estudios de modelos, la influencia de la tensión superficial se puede ignorar.

Otra forma para establecer un límite del número de Weber y Reynolds para una entrada u orificio horizontal es utilizar la profundidad crítica de sumergencia (h), generando un valor del número de Weber = $Q^2\rho h/(A^2\sigma) > 10^4$, y un número de Reynolds = $Q/hv > 3 \times 10^4$.

2.7 Mediciones y su incertidumbre

Cuando se realiza un proceso de experimentación, es importante dejar claro, que este no está completo hasta que se realice un análisis de incertidumbre en los resultados finales para ser reportados adecuadamente, con el fin de obtener parámetros o valores adecuados con respecto a la teoría, y que logren ser reproducidos posteriormente.

El objetivo del análisis de errores es cuantificar y obtener los errores asociados con la propagación inevitable de mediciones e identificar como se puede mejorar el experimento.

Nunca se está completamente seguro del valor exacto, sin embargo el error asociado genera un rango en el cual se espera se encuentre el valor correcto.

Durante el análisis de los datos es necesario evaluar la precisión y exactitud de las mediciones, y como se pueden optimizar ambos conceptos estadísticos, ya que pueden asociar y afectar distintos tipos de errores. Los errores aleatorios afectan la precisión de las mediciones, los errores sistemáticos la exactitud y los errores significativos que representan mediciones erróneas.

Las medidas directas poseen una incertidumbre asociada en la dispersión de los datos, representada normalmente como la desviación estándar. Por otra parte las medidas indirectas asociadas a la estimación mediante otras medidas presentan un error asociado que depende de las incertidumbres de cada medida individual.

En este trabajo de investigación se obtuvieron mediciones directas de presión, de velocidad y de dimensionamiento, sin embargo el cálculo correspondiente de la energía se realizó mediante una medida indirecta utilizando las variables anteriores, utilizando la ecuación (2.37)

$$\delta H = \sqrt{\left(\frac{\partial H}{\partial z} \delta z\right)^2 + \left(\frac{\partial H}{\partial y} \delta y\right)^2 + \left(\frac{\partial H}{\partial V} \delta V\right)^2} \quad (2.37)$$

Donde:

δH = incertidumbre asociada a la energía

δz = incertidumbre asociada al nivel de referencia

δy = incertidumbre asociada a la altura del flujo

δV = incertidumbre asociada a la velocidad

De esta manera el error asociada con la carga de energía calculada en el canal de aproximación se puede calcular utilizando los parámetros asociados a la medición de velocidad con el equipo electrónico, la profundidad del flujo con una regla y la gravedad utilizada en el documento.

$$\delta H = \sqrt{(1 * 0)^2 + (1 * \delta y)^2 + \left(\frac{V}{g} \delta V\right)^2}$$

De manera similar para la carga de energía en el punto final del barril de la alcantarilla se utilizó únicamente los transductores de presión, de los cuales se obtienen los valores de profundidad y la velocidad como medida indirecta. Por lo tanto para la incertidumbre de la velocidad se utiliza la ecuación (2.38)

$$\delta V = \sqrt{\left(\frac{\partial V}{\partial Q} \delta Q\right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial A} \delta A\right)^2} \quad (2.38)$$

$$\delta V = \sqrt{\left(\frac{1}{A} \delta Q\right)^2 + \left(\frac{Q}{A^2} \delta A\right)^2}$$

Donde:

δA = incertidumbre asociada al área mojada

δQ = incertidumbre asociada al caudal

Sin embargo el cálculo del área mojada está relacionada con el ángulo de la sección circular, por lo tanto la incertidumbre se obtiene con la ecuación (2.39)

$$\delta A = \sqrt{\left(\frac{\partial A}{\partial \alpha} \delta \alpha\right)^2 + \left(\frac{\partial A}{\partial D} \delta D\right)^2} \quad (2.39)$$

$$\delta A = \sqrt{\left(\left(\frac{(1 - \cos \alpha) D^2}{8}\right) \delta \alpha\right)^2 + \left(\left(\frac{(\alpha - \operatorname{sen} \alpha) D}{4}\right) \delta D\right)^2}$$

Donde:

$\delta \alpha$ = incertidumbre asociada al ángulo de la sección circular

δD = incertidumbre asociada al diámetro del barril

No obstante el cálculo del ángulo de la sección circular está relacionado con la profundidad obtenida mediante el uso de transductores y su incertidumbre se obtiene de la ecuación (2.40)

$$\delta \alpha = \sqrt{\left(\frac{\partial \alpha}{\partial y} \delta y\right)^2 + \left(\frac{\partial \alpha}{\partial D} \delta D\right)^2} \quad (2.40)$$

$$\delta \alpha = \sqrt{\left(\left(\frac{-4 \cos(\sqrt{y/D})}{(\operatorname{sen}(\sqrt{y/D}))^2} * \frac{1}{2\sqrt{yD}}\right) \delta y\right)^2 + \left(\left(\frac{-4 \cos(\sqrt{y/D})}{(\operatorname{sen}(\sqrt{y/D}))^2} * \frac{\sqrt{y}}{2D^{-3/2}}\right) \delta D\right)^2}$$

CAPÍTULO 3. MARCO METODOLÓGICO

En la Figura 3.1 se presenta la metodología del proyecto de manera esquemática.

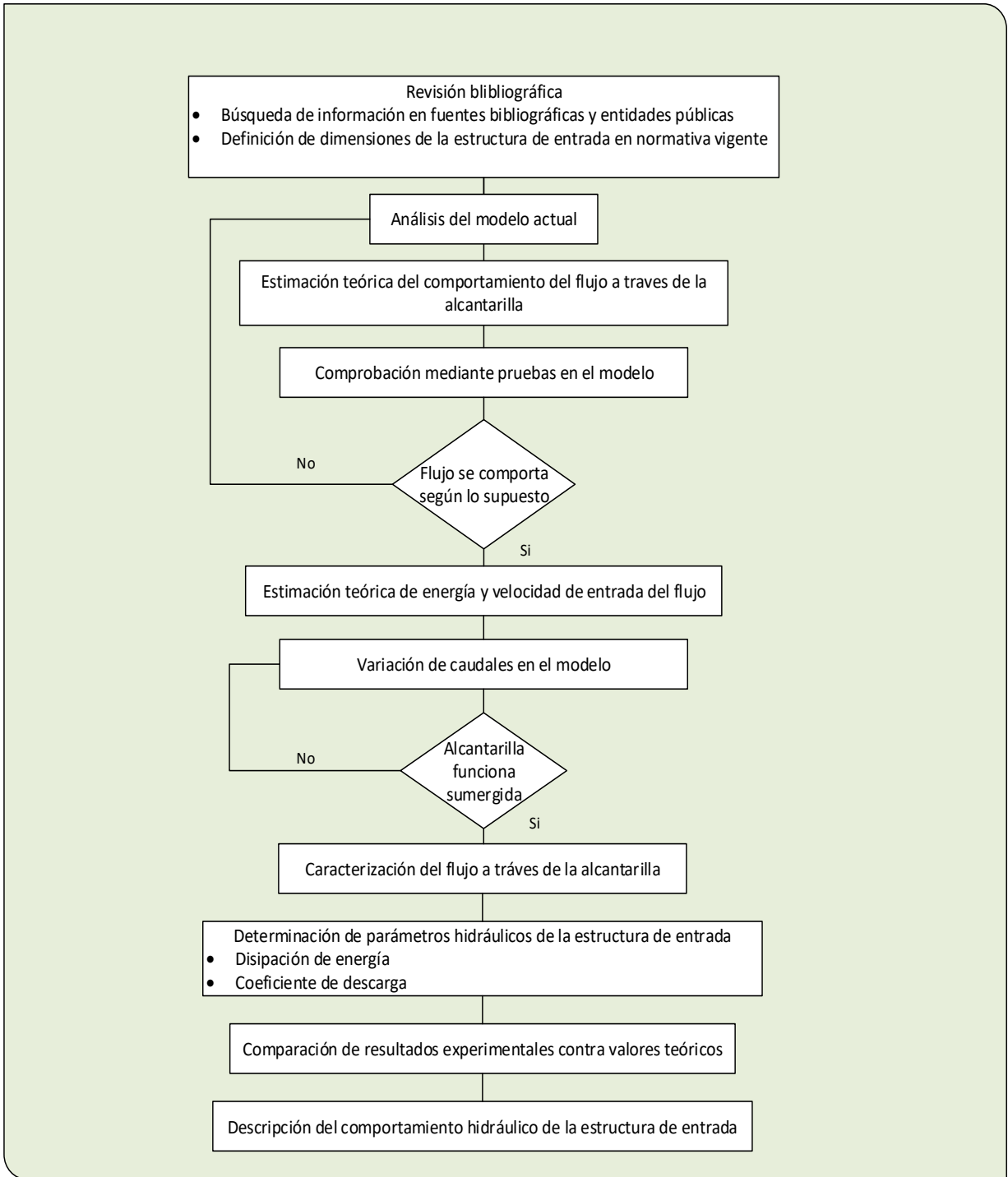


Figura 3.1. Metodología a seguir para la realización del trabajo final de graduación

Etapa I. Revisión bibliográfica

Inicialmente se realizó una consulta bibliográfica sobre trabajos finales de graduación, revistas científicas y ensayos similares sobre los fenómenos que ocurren en este tipo de alcantarillas de alivio, para obtener una línea de investigación y definir los parámetros de interés que se deseaban obtener mediante la modelación a escala reducida.

Investigaciones experimentales y estudios relacionados con la configuración geométrica y los fenómenos presentes en el cabezal se consultaron mediante las revistas científicas del American Society of Civil Engineers (ASCE), como el Journal of Hydraulics Resources, Journal of Hydraulic Engineering, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Journal of Engineering Mechanics.

Al utilizar como punto de partida y base el trabajo final de graduación del Ingeniero German Alpizar, se decidió generar una continuación de los ensayos y el modelo construido anteriormente, para obtener parámetros más precisos y que sirvan para un análisis más profundo del comportamiento del flujo que permita generar pautas de diseño en este tipo de estructura.

Etapa II. Análisis y modificaciones al modelo

El modelo original, producto del trabajo final de graduación del Ingeniero German Alpizar, se modificó para evaluar un rango de caudales menores que permitan que el barril de la alcantarilla de alivio trabaje a superficie libre tomando en consideración las limitantes de equipo y espacio dentro del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Costa Rica.

Se analizaron las condiciones iniciales del modelo, verificando los supuestos y razones del diseño, la escala utilizada, las características de los materiales utilizados y las limitaciones sujetas en la elaboración y puesta en marcha del modelo en la investigación anterior.

Se reestructuró el funcionamiento del modelo dentro de las instalaciones debido a la reducción en los caudales necesarios para el análisis, por lo que se diseñó y colocó un nuevo tanque de almacenamiento que funcionará al mismo tiempo como disipador de energía del flujo entrante por la tubería.

La ubicación del modelo dentro de las instalaciones del laboratorio se cambió para aprovechar el equipo de bombeo y distribución presente, así como el espacio disponible y las limitaciones con respecto al sistema de drenaje del laboratorio.

Etapa III. Calibración de equipo y modelo

Para iniciar con las mediciones y obtención de resultados, se calibraron todos los equipos e instrumentación utilizada para generar seguridad y validación en los datos. La calibración se realizó al vertedor del canal del laboratorio para obtener el rango de caudales, así como a los transductores utilizados para medir presiones.

Al generar mediciones de caudal, presión y velocidad, se realizó un análisis estadístico y de propagación de error. Mediante el primer análisis, se descartaron los valores atípicos de la muestra, es decir los valores que se encontraban fuera del rango de aceptación, y mediante la propagación de error, se obtuvieron las bandas de confianza para los valores promedio, analizando la variabilidad de los datos obtenidos y el error asociado al cálculo de la media. Así mismo se obtienen parámetros estadísticos del grupo de datos en cada medición, como la varianza, el coeficiente de asimetría y el coeficiente de coriolis.

Etapa IV. Evaluación del modelo

Para la evaluación del modelo, lo principal fue analizar y describir los flujos a través del modelo para los diferentes caudales de interés.

El comportamiento del flujo de aproximación se verificó realizando perfiles de flujo, analizando que la longitud del canal de aproximación fuera lo suficientemente largo para permitir el desarrollo adecuado del perfil para cada uno de los caudales utilizados.

El tanque de acrílico construido, tenía como objetivo disipar la energía proveniente de la tubería y lograr generar un flujo sin turbulencias a lo largo del canal de aproximación, y que se produjera una caída libre en la totalidad de la sección transversal y cuyo impacto sobre el fondo del cabezal se desplazara conforme se aumentaba el caudal.

Debido a las características geométricas del cabezal, se esperaba un aumento de turbulencia y presencia de vorticidad, incluso para caudales bajos, por lo que se verificó su comportamiento así como el flujo a través del barril.

Etapa V. Obtención y análisis de resultados

Debido al rango de caudales necesarios, se dividió el proceso de obtención de datos en dos pasos; el primero para caudales bajos, se utilizó una configuración de tubería y bombeo capaz de utilizar un rotámetro como primera aproximación de medición. El segundo paso, para caudales mayores, se utiliza el sistema de bombeo del canal presente en el laboratorio, debido a que presentaba las características hidráulicas necesarias para generar los caudales necesarios. En ambos casos, la medición final y más precisa del caudal se obtuvo mediante la ecuación de descarga del vertedor.

Las velocidades se obtuvieron utilizando la sección mojada y el caudal asociado mediante un cálculo directo, sin embargo para la carga de velocidad se obtuvo el coeficiente de coriolis en la sección del canal de aproximación, no así en la longitud del barril.

El coeficiente de velocidad se obtuvo al dividir una sección del canal en una cuadrícula con secciones verticales y secciones horizontales, estas últimas dependían de la profundidad del flujo, y utilizando el procedimiento de medición de corrientes del U.S Geological Survey.

Los mismos cálculos de la cuadrícula permitieron la generación de las curvas de distribución de velocidad de la sección de control en el canal de aproximación.

En el caso de las presiones de operación se utilizaron transductores de presión, que generan un valor directo de la presión sin necesidad de utilizar curvas de calibración. Las mediciones se realizaron en el fondo del cabezal y se verificaron mediante mediciones estáticas utilizando un tubo de vidrio a presión ambiente. De igual manera, se establecieron puntos a lo largo del barril para obtener presiones y evaluar el cambio de energía con respecto al asociado al inicio de la caída libre.

Para caracterizar las pérdidas de energía se utilizó un análisis mediante la ecuación de energía aguas arriba de la caída libre en el canal de aproximación, y en los segmentos iniciales y finales del barril, para obtener una diferencia de energía asociada al comportamiento del flujo a través de toda la alcantarilla de alivio, y evaluar cuál es el impacto de las condiciones del modelo ante estas pérdida, ya sea por las características de disipación del cabezal o el control en la salida del barril.

Con los parámetros hidráulicos obtenidos para cada caudal se evaluó el comportamiento del flujo, analizando el régimen, el comportamiento hidráulico en el cabezal, el coeficiente de descarga y la curva de desempeño de la alcantarilla.

Etapa VI. Verificación de semejanzas del modelo

Debido a las relaciones de semejanza y similitud desarrolladas entre el modelo y el prototipo, se verifican los diferentes factores y fenómenos que hacen cumplir los diferentes parámetros y condiciones.

Con el rango de caudales adecuado para el funcionamiento del barril de la alcantarilla como canal abierto, se analizaron los números de Froude, Reynolds y Weber asociados a cada caudal, para evaluar las condiciones de las fuerzas de viscosidad, tensión superficial, inercia y gravedad desarrollados en el modelo. Asimismo los efectos de la escala utilizada y como se relacionan con el prototipo.

Estas relaciones generan los parámetros de comparación entre el modelo y el prototipo, los cuales son los que se recomiendan para diseño y análisis hidráulico de alcantarillas de alivio.

Etapa VII. Conclusiones y recomendaciones

Una vez analizados los datos y verificar las semejanzas que le dan validez a los resultados, se establece un rango de caudales con los que sea posible el funcionamiento no sumergido en la alcantarilla de alivio.

Los resultados de las pruebas realizadas al modelo permitieron obtener características hidráulicas de la estructura de entrada bajo la condición no sumergida, como lo son el coeficiente de descarga de entrada de la alcantarilla, velocidad y disipación de la energía en el sistema y definir el comportamiento que tiene el flujo a través de la alcantarilla bajo el rango de caudales establecidos.

CAPÍTULO 4. CARACTERIZACION DEL MODELO

El modelo original, utilizado en el proyecto final de graduación del Ingeniero German Alpizar, se modificó para enfocarse en los caudales de interés de la caracterización hidráulica de la alcantarilla de alivio, además de las restricciones de espacio y equipo en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Costa Rica. Sin embargo, resultó necesaria una caracterización de los parámetros de diseño utilizados en el modelo original así como los generados durante el proyecto actual.

4.1 Dimensiones y escala del modelo

Según Alpizar (2015), las dimensiones para definir el prototipo se basaron en las visitas de campo a los sistemas de alcantarillado en el tramo entre Siquirres y Turrialba de la Ruta Nacional 10, así como el dimensionamiento establecido en el Manual de Normas y Diseños para la Construcción de Carreteras emitido por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes en el año de 1966.

El dimensionamiento del prototipo se determinó mediante la comparación entre los especímenes de campo y los presentes en el Manual de Normas y Diseño, generando medidas promedio. Dichas medidas son alusivas a un prototipo inexistente.

Existen diferencias físicas en los prototipos según los especímenes analizados, sin embargo, se establecen medidas promedio para el diseño del modelo, como se observa en el Cuadro 4.1. El diámetro de la alcantarilla es de 60 cm, el largo es de 100 cm, el ancho de entrada es de 120 cm y la profundidad es de 95 cm, debido a que dichas medidas coincidían con la mayoría de elementos analizados en las visitas de campo y el manual.

Cuadro 4.1. Dimensiones del cabezal del prototipo utilizado para realizar el modelo

Dimensiones del cabezal del prototipo (cm)	
Largo	100
Ancho cabezal = ancho cuneta	120
Profundidad (caída)	95
Diámetro alcantarilla	60

Fuente: Alpizar, 2015

La escala establecida en el modelo, $\lambda = 4$, se debió a la similitud de Froude y al caudal que se puede suministrar en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Costa Rica. Además de los diámetros comerciales disponibles en el mercado.

Utilizando la escala se logró representar de manera adecuada los fenómenos de interés, y se obtuvieron las dimensiones del modelo, como se observan en el Cuadro 4.2.

Cuadro 4.2. Dimensiones del modelo actual

Dimensiones del cabezal del modelo (cm)	
Largo	25
Ancho cabezal = ancho canal	30
Profundidad (caída)	25
Diámetro alcantarilla	15
Altura canal	20 ¹

Fuente: Alpízar, 2015

Los resultados generados en el trabajo final de graduación del Ing. Alpízar, establecieron un caudal máximo a través de una alcantarilla de alivio cercano a $0,93\sqrt{gD}$ A, sin embargo se recomienda un funcionamiento de la alcantarilla con flujo a superficie libre con un caudal $0,47\sqrt{gD}$ A o menores.

4.2 Modificaciones constructivas en el modelo

El modelo original, producto del trabajo final de graduación del Ing. German Alpízar, se modificó para evaluar un rango de caudales menores que permitan que el barril de la alcantarilla de alivio trabaje bajo las condiciones de un canal abierto.

¹Nivel máximo esperado es de 11 cm, sin embargo se utilizó 20 cm de manera conservadora

Cambios en la circulación del flujo

Debido a problemas del sistema de drenaje del laboratorio de hidráulica, se debió modificar el sistema de circulación de agua en el modelo para que funcionara de manera que no dependiera de las instalaciones subterráneas del laboratorio. Para esto se utilizaron dos tanques de almacenamiento, el primero ya establecido dentro de las instalaciones del laboratorio como parte del canal ya existente. El segundo se debió construir a base de madera (reglas de pino cepillado de 1x3x3.2) y acrílico, con una capacidad aproximada de $0,25 \text{ m}^3$, como se observa en la Figura 4.1, dicho tanque funcionó al mismo tiempo como disipador de energía del flujo entrante por la tubería.



Figura 4.1. Tanque de almacenamiento nuevo en el modelo

Las especificaciones de diseño se basaron en dos conceptos, el primero lograr una altura adecuada para acoplar el nuevo tanque con el canal de aproximación existente el cual también se elevó una altura alrededor de 50 cm, para que el flujo descargara del barril directamente en el canal del laboratorio, como se observa en la Figura 4.2.



Figura 4.2. Modificaciones al funcionamiento del modelo

El segundo concepto fue el funcionamiento como disipador de energía para asegurar un flujo sin turbulencia durante el canal de aproximación y que logrará desarrollarse los perfiles de flujo necesarios antes de iniciar el descenso en la caída libre del cabezal.

Sistema de bombeo

La ubicación del modelo dentro de las instalaciones del laboratorio se cambió para aprovechar el equipo de bombeo y distribución presente, así como el espacio disponible y las limitaciones con respecto al sistema de drenaje del laboratorio.

Se implementaron dos sistemas de bombeo para generar los caudales necesarios. Inicialmente, mediante una bomba hidráulica marca Goulds de 1 HP de potencia, 60 Hz y 3450 rpm. Ver Figura 4.3.



Figura 4.3. Bomba centrífuga Marca Goulds

Fuente: Gouldspumps.com, 2016.

El fluido pasaba desde el tanque de almacenamiento del canal del laboratorio, por un sistema de tubería de PVC de 2" con su respectiva válvula y uniones hasta el tanque de acrílico. La capacidad de la bomba únicamente permitió generar caudales alrededor de los 3 l/s.

Para caudales mayores, hasta el valor de 10 l/s, se utilizó la bomba adherida al sistema del canal del laboratorio, marca Rotos de 2 HP de potencia, 50 Hz y 2820 rpm, utilizando un segundo sistema de tubería hasta el tanque de acrílico. Ver Figura 4.4.



Figura 4.4. Sistema de bombeo empleado para caudales mayores

4.3 Equipo e Instrumentación utilizada

Para cumplir con los objetivos específicos determinados al inicio del proyecto, se debían realizar mediciones y comparaciones de cambios de energía en diferentes puntos del modelo, para esto y siguiendo la ecuación de energía dominante en la mecánica de fluidos, se obtuvieron las presiones y velocidades en cada punto, así como los caudales asociados a cada medición. Para esto se utilizaron distintos instrumentos propiedad del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Costa Rica.

Medición de caudales

Para la medición de caudal se utilizó una aproximación inicial mediante un rotámetro de la serie F-452N de la compañía Blue-White con una precisión del $\pm 2\%$ de la lectura y una capacidad desde los 8 l/min hasta los 675 l/min, como el observado en la Figura 4.5. El rotámetro se conectó a la salida de la bomba hidráulica, cuyo caudal se regulaba mediante la válvula de bronce presente en el sistema de tubería de PVC de 2".



Figura 4.5. Rotámetro F-452N de la marca Blue-White

Fuente: Blue-White.com, 2016.

La medición final del caudal se realizó utilizando la ecuación de descarga del vertedor del canal presente en el laboratorio de hidráulica, la cual fue calibrada para encontrar la relación adecuada entre calados en el canal y caudales. La Figura 4.6 muestra el vertedor triangular del canal utilizado para las mediciones.

Primeramente, se utilizó el sistema de bombeo del canal para regular los caudales y obtener las mediciones aproximadas, sin embargo, las lecturas fluctuaban en gran medida, por lo que se precedió a realizar un análisis estadísticos a los datos, tomando un total de 60 datos para cada medición de caudal. Luego de un análisis de valores atípicos y propagación de error del valor de la media, se generó una gráfica con su respectiva ecuación, con rangos de confianza adecuados, que representen el comportamiento del flujo al descargar por el vertedor.

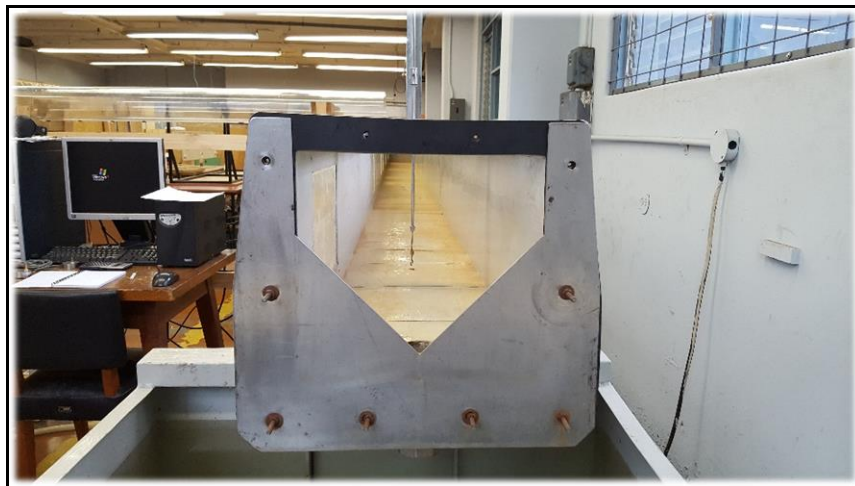


Figura 4.6. Vertedor triangular del canal del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Costa Rica

Medición de presiones

Para lograr evaluar la diferencia de energía entre distintos puntos, fue necesario el cálculo de presiones durante el transcurso del flujo a lo largo de la alcantarilla de alivio. Se utilizaron transductores diferenciales de presión, marca Omega modelo PX2300, ver Figura 4.7, los cuales son calibrados en la fábrica antes de enviarlos al mercado, por lo tanto no es necesario una calibración por parte del usuario. El transductor PX2300 está diseñado para usarlo con fluidos en ambos extremos con una carga de salida de 4 a 20 mA.



Figura 4.7. Transductor de presión Marca Omega modelo PX2300

Fuente: Omega.com, 2016.

Los transductores envían una señal, la cual es transformada por un procesador de datos DP24-E marca Omega, como el de la Figura 4.8, asociando la lectura de amperaje entre 4 mA y 20 mA con un rango de valores establecido durante el proceso de calibración y con una precisión de 0,05%. Cada medida de amperaje está relacionada con una carga de presión de 0 y 3,5 m columna de agua respectivamente.



Figura 4.8. Procesador de datos DP24-E marca Omega

Fuente: Omega.com, 2016.

Medición de velocidades

Para obtener las velocidades correspondientes a cada caudal, se realizaron mediciones en una sección del canal de aproximación, específicamente a 0,8 m aguas arriba del borde de cabezal, evitando la sección donde el flujo desciende hasta la profundidad crítica, ubicada cerca del mismo borde.

La sección de flujo establecida para las mediciones, se separó en una cuadrícula para evaluar las velocidades en un mismo punto de control alternando la profundidad y la posición lateral y obtener el coeficiente de distribución de velocidad para cada caso. La velocidad promedio en el flujo de aproximación se estimó mediante la relación entre el caudal a través de la sección transversal.

En el canal (cuneta) se utilizó un medidor de flujo para medir la velocidad de aproximación del agua, marca Nixon V1.3 como se observa en la Figura 4.9, este dispositivo es un micro medidor de flujo, tiene un rango de medición de entre 5 y 150 cm/s , con una precisión de $\pm 1,5\%$ contra la velocidad real.

El principio de operación del dispositivo consiste en un rotor de 5 aspas de PVC montado sobre un pequeño eje de acero inoxidable que se mueve producto del flujo, donde se transmite un torque debido a la fricción.

El dato del torque se trasmite por medio de un fino cable de oro hasta una salida de cable coaxial. Cuando el rotor se hace girar debido a un líquido conductor, se genera una variación de la impedancia medida, esta variación se utiliza para modular una señal portadora de 15 kHz.

En el indicador digital los pulsos son registrados durante un periodo conocido de tiempo para obtener la lectura digital. El indicador puede leer frecuencias entre 1 segundo y 10 segundos, y ser calibrado para contar una cantidad de pulsos en el tiempo establecido o puede ser programado para obtener el dato de velocidad directamente en cm/s usando las sondas individuales calibradas.



Figura 4.9. Medidor de flujo Nixon V1.3

Fuente: nixonflowmeters.co.uk, 2016.

En cuanto al cálculo de mediciones en el barril se realizó un cálculo directo con el caudal y la profundidad obtenida, obteniendo una velocidad promedio, que no representa un dato muy acertado debido a que las velocidades no están uniformemente distribuidas en cada sección transversal, sin embargo, debido al equipo utilizado, las profundidades y las características físicas del barril, se hizo difícil la medición.

CAPÍTULO 5. CALIBRACION DE EQUIPO Y MODELO

El equipo utilizado para la obtención de datos se calibró para minimizar las desviaciones en los datos y fuentes de error, y al mismo tiempo, aumentar la credibilidad teórica esperada de los resultados.

5.1 Vertedor triangular del canal de laboratorio

Como se mencionó anteriormente, el valor del caudal utilizado será el calculado mediante la ecuación de descarga del vertedor triangular del canal existente en el laboratorio. Para obtener la ecuación adecuada, se procedió a utilizar el equipo de bombeo incorporado al mismo canal, el cual cuenta con su respectivo medidor de caudal, sin embargo, las mediciones del mismo fluctúan en gran medida.

El rango permitido por el sistema de bombeo es entre 0 y 600 l/min aproximadamente, por lo que se optó por obtener datos cada 20 l/min. Para cada valor aproximado de caudal, se obtuvieron alrededor de 60 mediciones con su respectiva altura o calado en el canal.

A cada grupo de datos se le realizó un primer análisis estadístico, para evaluar la existencia de valores atípicos que puedan afectar el comportamiento real. Este análisis se realizó calculando los percentiles 25 y 75, es decir el cuartil 1 (Q1) y cuartil 3 (Q3), que es el rango de valores asociados al 25% y 75% de las observaciones, para luego obtener los límites superior e inferior que restringen el rango de valores aceptables.

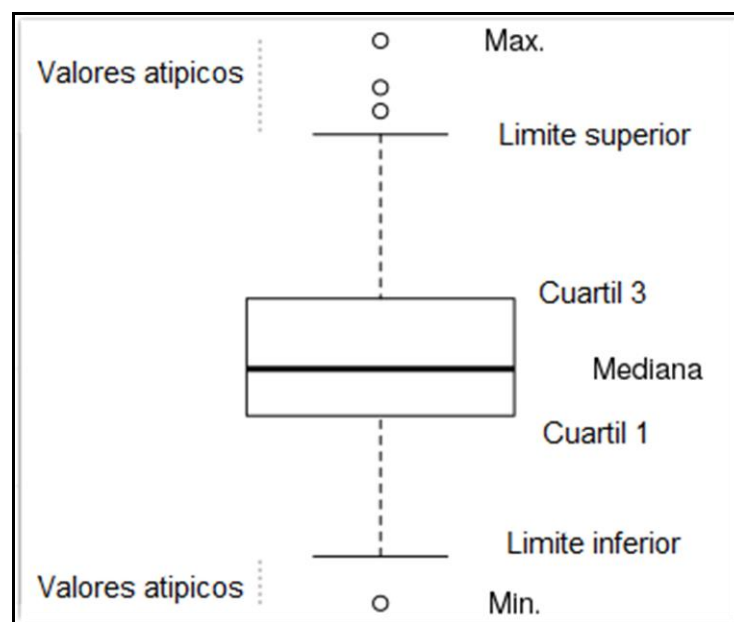


Figura 5.1. Gráfico de caja para evaluar la presencia de valores atípicos

La Figura 5.1 muestra un ejemplo visual de un gráfico de caja, en donde los límites se calcularon mediante las ecuaciones (5.1) y (5.2).

$$\text{Limite inferior} = Q1 - 1,5 * (Q3 - Q1) \quad (5.1)$$

$$\text{Limite superior} = Q3 + 1,5 * (Q3 - Q1) \quad (5.2)$$

Los valores atípicos se identificaron y se eliminaron, mejorando la desviación estándar de los datos observados. Seguidamente se realizó un análisis de bandas de confianza y propagación de error, evaluando el comportamiento de la media de los datos y el error asociado a esa desviación.

Para obtener una gráfica que represente de manera adecuada el comportamiento teórico de un vertedor triangular, es decir de la forma de la ecuación (5.3), con la profundidad en metros y un coeficiente de descarga que envuelve varios parámetros hidráulicos, se ordenan los datos y se grafican para obtener una recta de mejor ajuste.

$$Q = C_o h^{5/2} \quad (5.3)$$

A partir de la ecuación de la recta generada, se procede a propagar el error asociado al valor de la media de los datos. Si α_h representa el error de la media de elevación (\bar{h}), el error asociado al caudal (Q) con su respectivo error (α_Q), se puede propagar los datos de la manera $\bar{h} \pm \alpha_h$, siguiendo las ecuaciones (5.4), (5.5) y (5.6).

$$\bar{Q} \pm \alpha_Q = f(\bar{h} + \alpha_h) \quad (5.4)$$

$$\bar{Q} = f(\bar{h}) \quad (5.5)$$

$$\bar{Q} \pm \alpha_Q = f(\bar{h} - \alpha_h) \quad (5.6)$$

Los valores obtenidos representan las bandas de confianza para los valores medios de la ecuación de descarga del vertedor. La Figura 5.2 muestra los resultados y la ecuación para el cálculo de caudales.

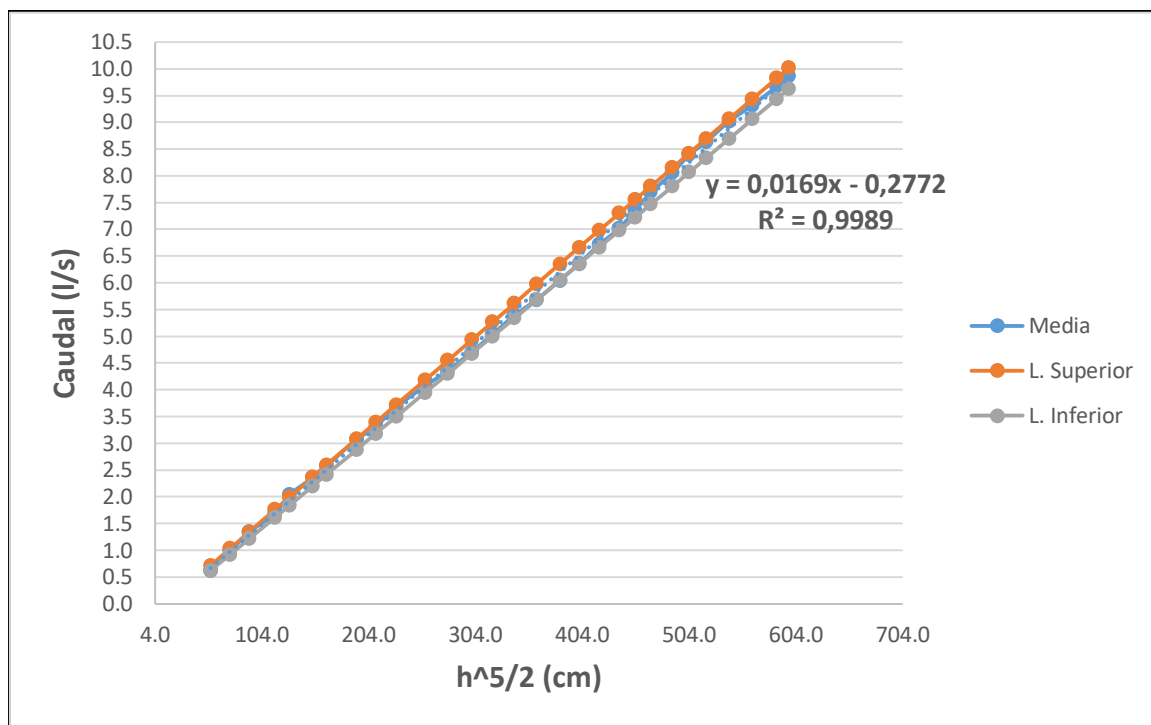


Figura 5.2. Bandas de confianza y ecuación de descarga del vertedor

De igual manera se calcula el valor de la desviación del error de la media, para identificar la variabilidad de los datos con respecto al promedio graficado. La ecuación (5.7) permite calcular dicho error, mediante la desviación estándar de la muestra general de datos y el número total de observaciones.

$$\sigma_{error} = \frac{\sigma_x}{\sqrt{N}} \quad (5.7)$$

Al generar el análisis a todo el rango de caudales utilizado, se promedió el σ_{error} obteniendo 0,004 l/s, lo que indica que realmente se realizó una buena aproximación y la ecuación representa de manera adecuada la relación entre caudal y profundidad en el canal del laboratorio.

5.2 Transductores de presión

Como se mencionó anteriormente, los transductores de presión venían calibrados desde fábrica, por ende, no era necesario una nueva configuración, sin embargo el procesador de datos si requería una intervención en su calibración.

En el panel o tablero central, se debía instalar o remover "jumpers" de calibración dependiendo del voltaje de las instalaciones eléctricas del laboratorio de hidráulica.

Luego se debía ajustar la escala del procesador mediante valores conocidos o esperados de presión, un valor máximo y mínimo ingresado manualmente a través de los diferentes botones frontales. Para el valor inicial o mínimo el procesador presentaba 4 mA y para el valor máximo 20 mA, por lo tanto para la correlación entre amperaje y presión, se establece 0 cm H₂O para el valor mínimo y 3,5 cm H₂O como valor máximo, luego el procesador calcularía un nuevo factor de escala y comenzaría a operar con esos nuevos parámetros

Una vez establecido los parámetros en el equipo de medición, se procedió a verificar el correcto funcionamiento de los transductores y que los datos obtenidos en el procesador de datos estuvieran correctos, de lo contrario, generar curvas de calibración para los datos a obtener.

La verificación de los transductores se realizó fijando presiones mediante un calibrador de peso muerto DPG4000 marca Omega, ver Figura 5.3, generando un valor de presión correspondiente en el procesador de datos, el cual coincidía con el valor marcado por el calibrador de manera adecuada.



Figura 5.3. Calibrador de peso muerto DPG4000 Marca Omega

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

La Figura 6.1 muestra los puntos de interés para el análisis de carga de energía y fenómenos en la alcantarilla para evaluar las pérdidas asociadas al recorrido del flujo a través del modelo. El término E1 representa la energía con la que ingresa el flujo, es decir, la energía presente en el canal de aproximación, E2 y E3 representan la energía remanente una vez se produjeron pérdidas en el transcurso del fluido, en el cabezal y en el barril de la alcantarilla respectivamente.

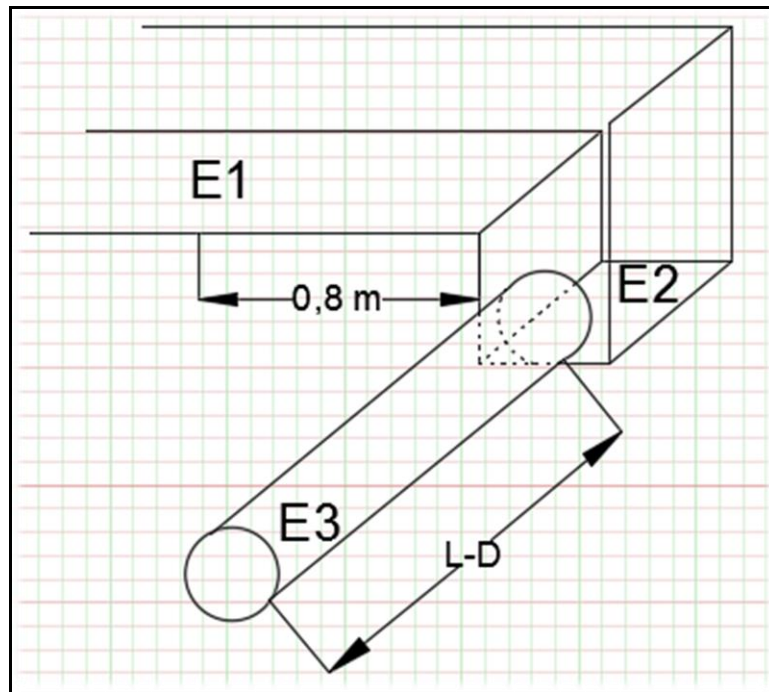


Figura 6.1. Puntos de referencia para evaluar ecuación de energía en el modelo

6.1 Rango de Caudales

Los resultados generados en el trabajo final de graduación del Ing. Alpízar, establecieron un caudal máximo a través de una alcantarilla de alivio cercano a $0,93\sqrt{gD}$ A, sin embargo para el funcionamiento de la alcantarilla de alivio a flujo con superficie libre se recomendó un caudal de $0,47\sqrt{gD}$ A o menores.

Debido a la primera configuración realizada para lograr la circulación de flujo dentro de las instalaciones del laboratorio de hidráulica, se utilizó una bomba con una capacidad hidráulica

limitada, por lo que se optó por realizar las mediciones correspondientes de energía para cuatro caudales, alternando aproximadamente cada $0,02\sqrt{gD}$ A, desde $0,08\sqrt{gD}$ A hasta $0,13\sqrt{gD}$ A.

La segunda configuración permite un mayor rango de caudales debido a la utilización de una bomba de mayor capacidad, y es donde se concentran la mayor cantidad de mediciones, como lo muestra el Cuadro 6.1, iniciando desde un caudal de $0,17\sqrt{gD}$ A hasta $0,46\sqrt{gD}$ A. Se decidió realizar mediciones para diferentes caudales hasta aproximadamente el valor recomendado anteriormente para el funcionamiento a flujo con superficie libre.

Cuadro 6.1. Valores de caudal utilizados para el funcionamiento de la alcantarilla de alivio con flujo a superficie libre y su respectiva incertidumbre asociada

Caudal	l /s	Q/\sqrt{gD} A	$\delta Q/\sqrt{gD}$ A
Primera configuración	1,61	0,08	0,0007
	1,99	0,09	0,0009
	2,41	0,11	0,0008
	2,78	0,13	0,0012
Segunda configuración	3,66	0,17	0,0019
	4,42	0,21	0,0011
	5,27	0,25	0,0012
	6,28	0,29	0,0014
	7,30	0,34	0,0016
	8,51	0,40	0,0015
	9,82	0,46	0,0018

Los valores de caudal se expresan en términos de la gravedad para el territorio costarricense², así como el diámetro y el área total del barril.

Se utilizó la ecuación de descarga del vertedor del canal del laboratorio para obtener el caudal asociado a un nivel de agua, por ende, la incertidumbre asociada a cada caudal representa la desviación estándar de los datos obtenidos.

² Valor utilizado es de $9,77589 \text{ m/s}^2$ con una incertidumbre asociada de $0,00341 \text{ m/s}^2$, obtenido mediante el Método de Montecarlo según la Revista de la Universidad de Costa Rica en 2007.

6.2 Perfiles de flujo

Los resultados de los perfiles de flujo asociado a cada caso particular, permitieron evaluar el comportamiento teórico y experimental en el modelo, implicando los fundamentos teóricos a los que se ajusta y se desarrollan las mediciones. Teóricamente se espera que en algún tramo del canal de aproximación se genere un flujo uniforme para continuar con un flujo gradualmente variado y finalizar en la caída hidráulica con un flujo rápidamente variado como se observa en la Figura 6.2. Las características del flujo uniforme y gradualmente variado permitieron generar simplificaciones y la aplicación del cálculo de la ecuación de energía.

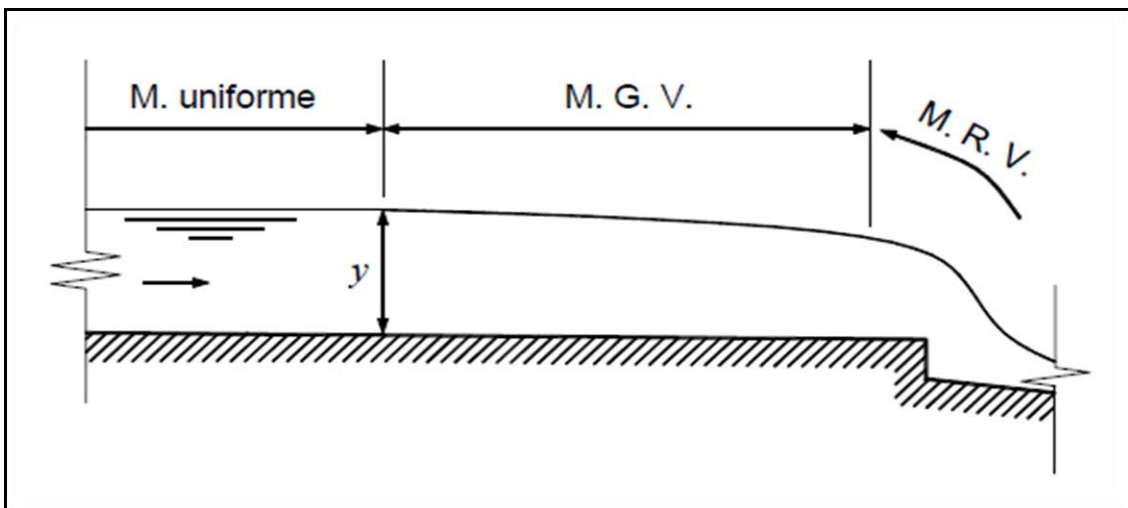


Figura 6.2. Esquema teórico del comportamiento del flujo en el modelo

Fuente: Rocha, 2007.

Debido a las características físicas del canal de aproximación, al mantener una pendiente nula en la totalidad de su longitud y una caída libre al final del mismo, los perfiles esperados son de tipo H2, como los observados desde la Figura 6.3 hasta la Figura 6.13 para los caudales desde $0,08\sqrt{gD}$ A hasta $0,46\sqrt{gD}$ A respectivamente.

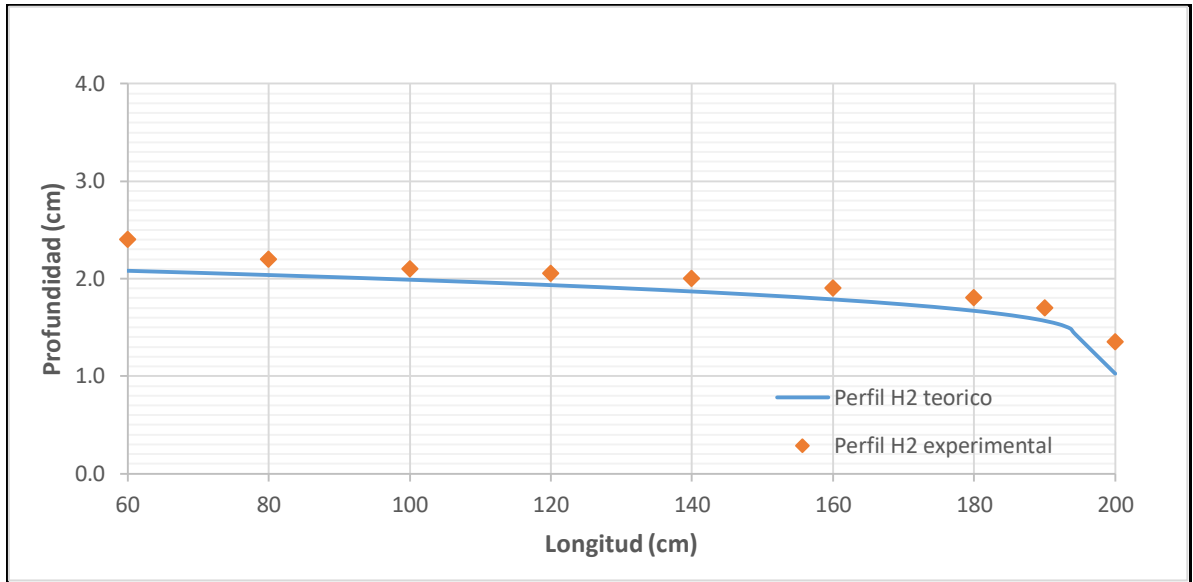


Figura 6.3. Perfil de flujo para un caudal de $0,08\sqrt{gD}$ A

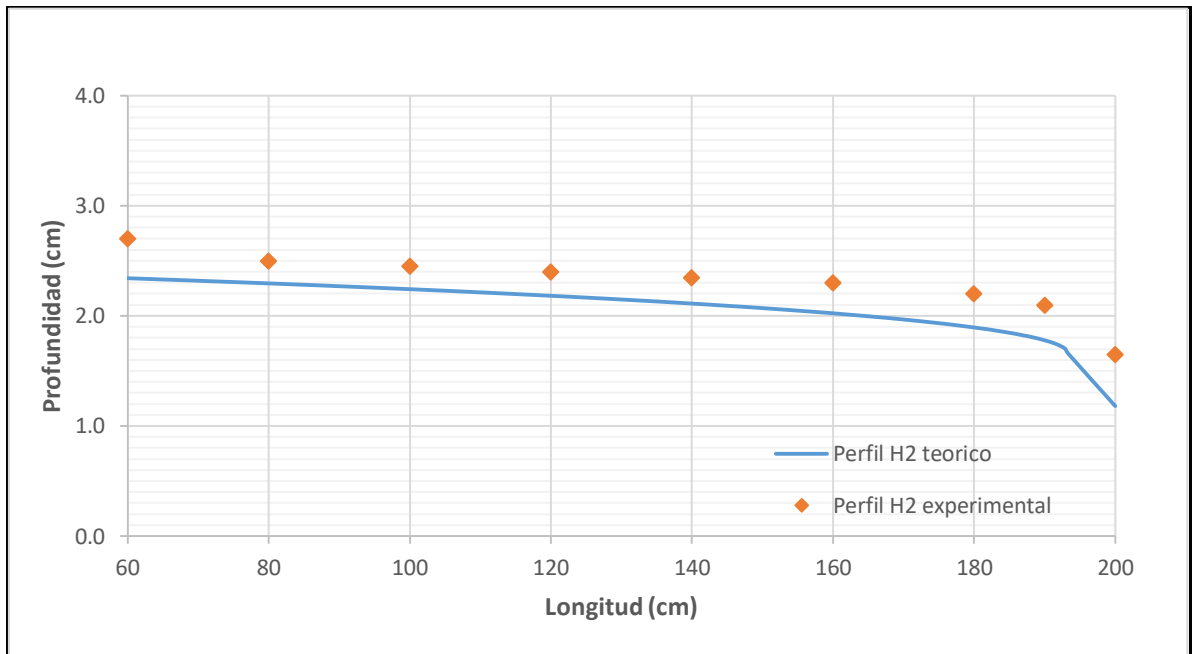


Figura 6.4. Perfil de flujo para un caudal de $0,09\sqrt{gD}$ A

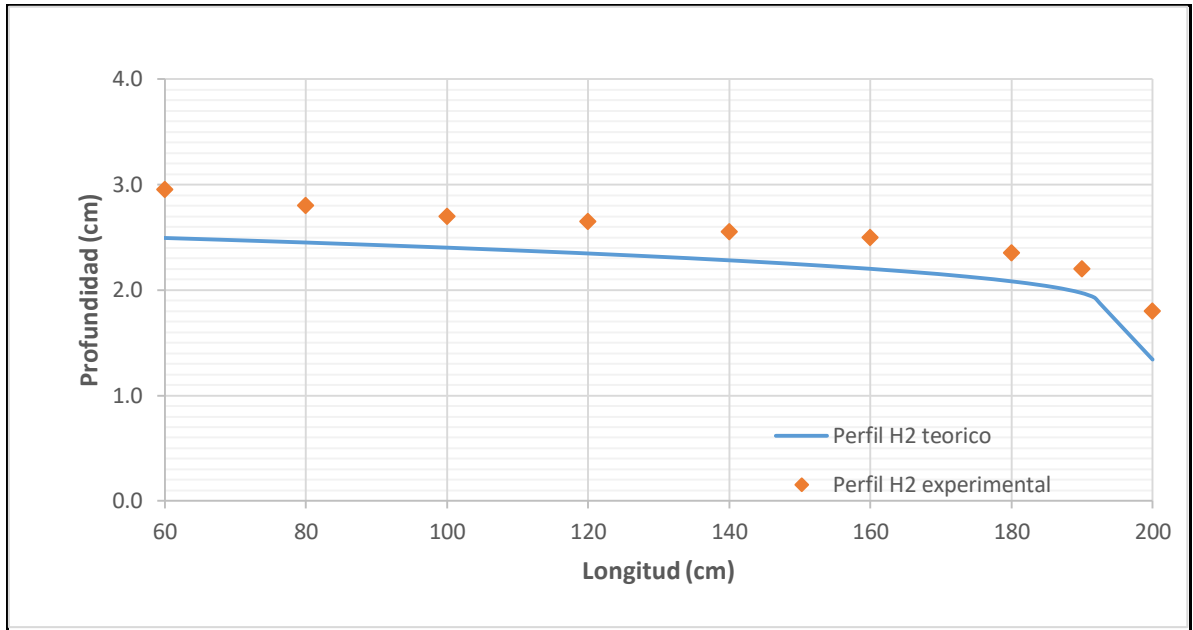


Figura 6.5. Perfil de flujo para un caudal de $0,11\sqrt{gD}$ A

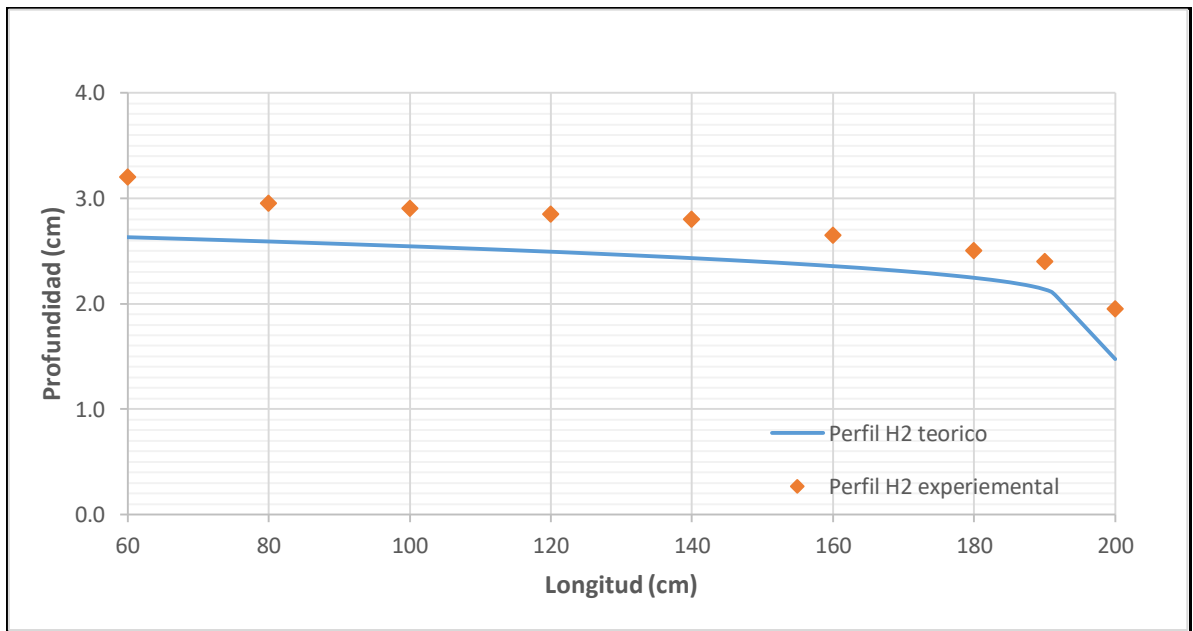


Figura 6.6. Perfil de flujo para un caudal de $0,13\sqrt{gD}$ A

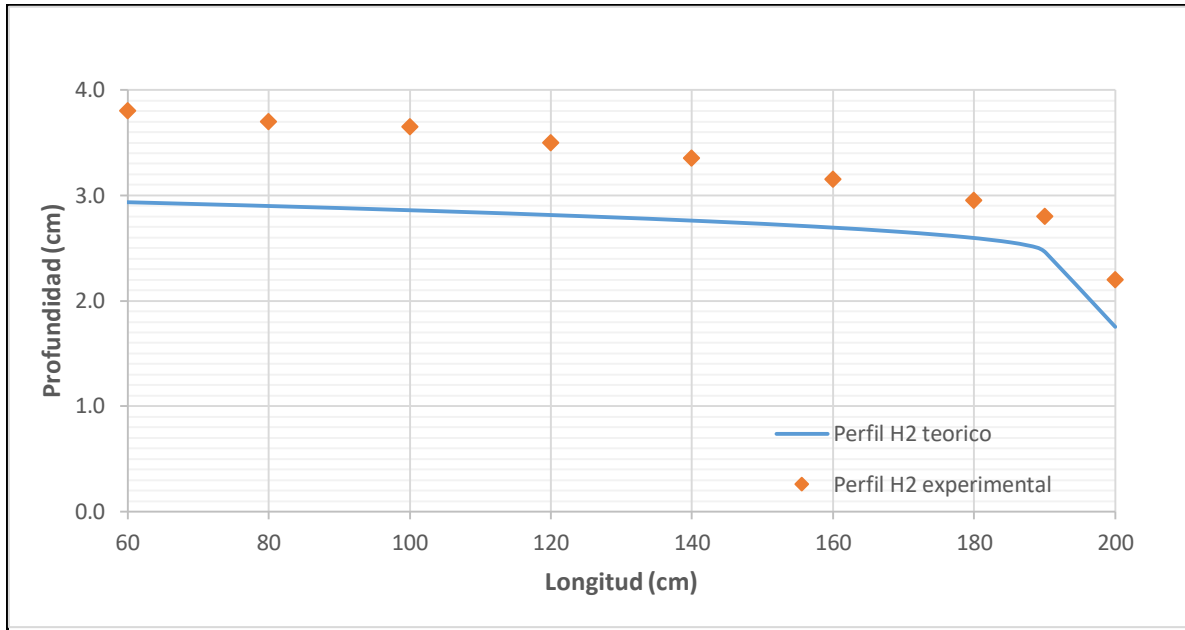


Figura 6.7. Perfil de flujo para un caudal de $0,17\sqrt{gD}$ A

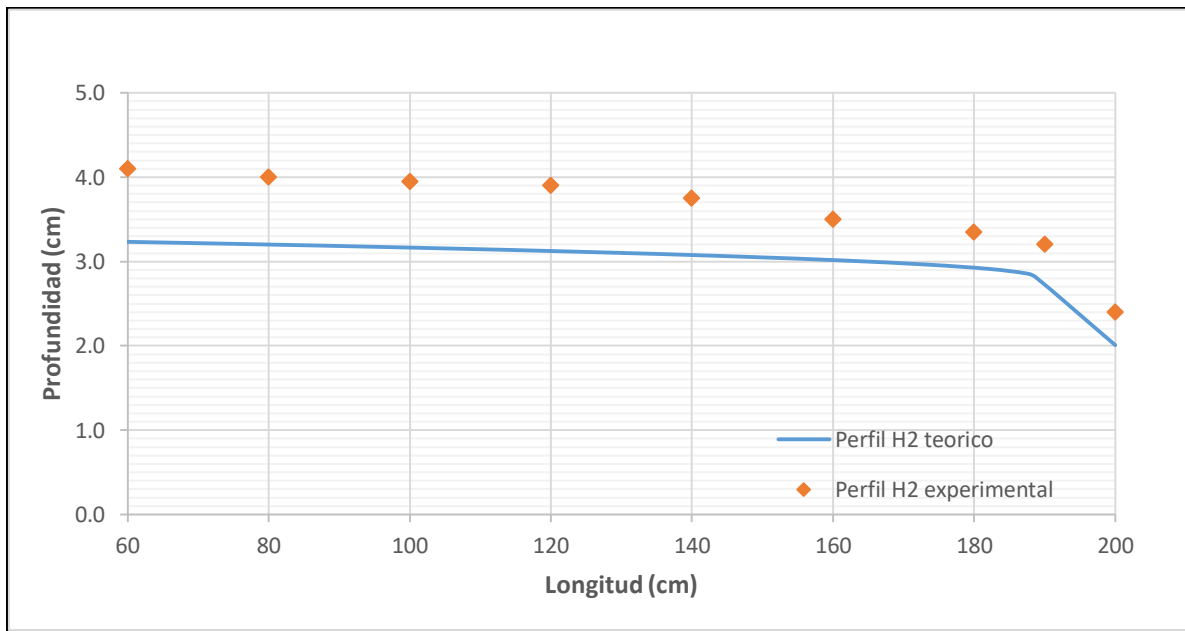


Figura 6.8. Perfil de flujo para un caudal de $0,21\sqrt{gD}$ A

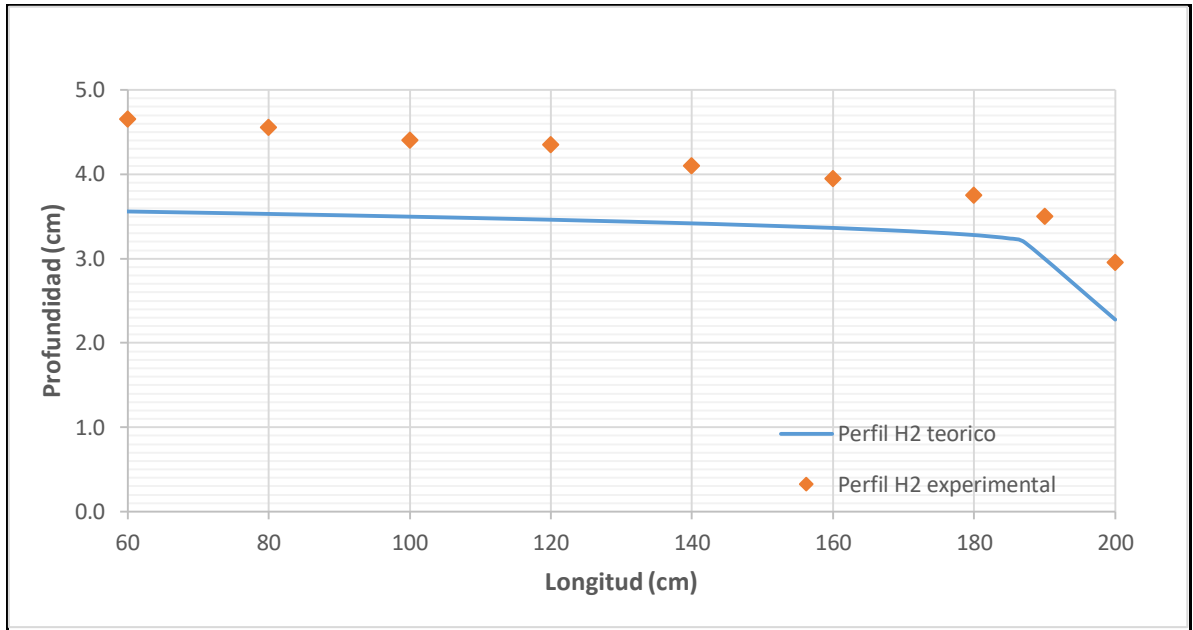


Figura 6.9. Perfil de flujo para un caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A

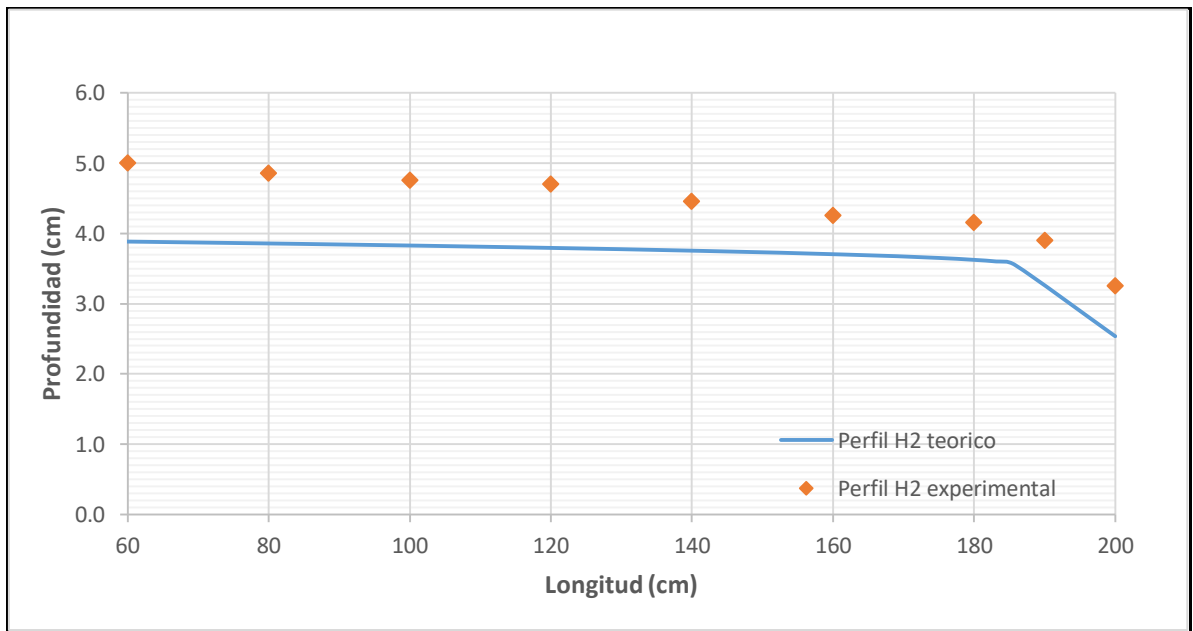


Figura 6.10. Perfil de flujo para un caudal de $0,29\sqrt{gD}$ A

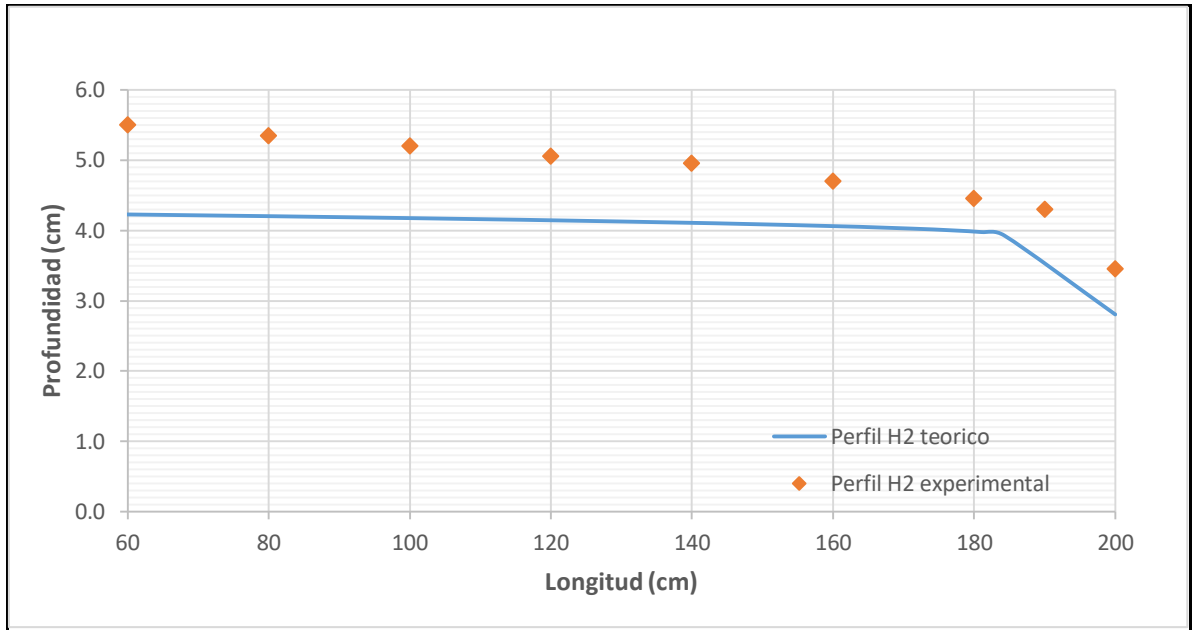


Figura 6.11. Perfil de flujo para un caudal de $0,34\sqrt{gD}$ A

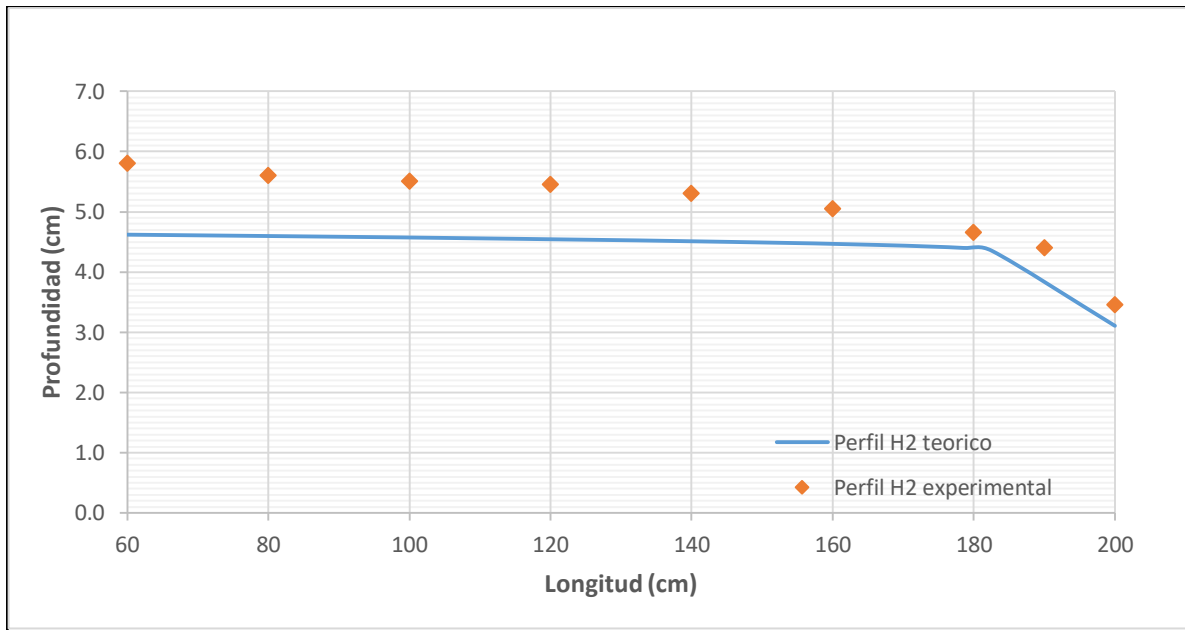


Figura 6.12. Perfil de flujo para un caudal de $0,40\sqrt{gD}$ A

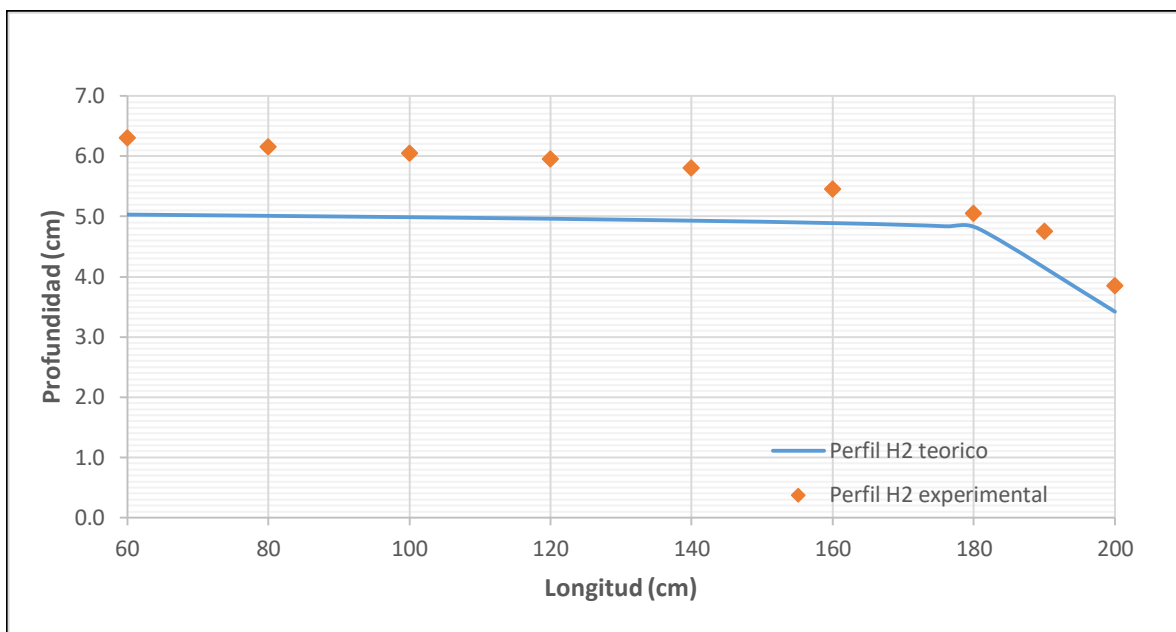


Figura 6.13. Perfil de flujo para un caudal de $0,46\sqrt{gD}$ A

En la totalidad de los casos se observa como el perfil experimental se desarrolla adecuadamente según lo esperado en el perfil teórico a partir de la mitad del canal de aproximación hasta el borde de la caída libre. Este comportamiento permite el cálculo de la velocidad media para una sección transversal a 0,8 m aguas arriba del borde de la caída libre, al verificarse el flujo gradualmente variado.

El perfil experimental, sin excepción, presenta niveles del flujo superiores al teórico. Las diferencias presentadas se pueden deber a factores de error asociados a la medición y lectura de las elevaciones del flujo, así como la velocidad teórica, la cual se calculó como la velocidad media producto de la sección transversal y el caudal correspondiente, sin embargo en la realidad la velocidad varía a lo largo de la sección.

6.3 Ecuación de energía

Para determinar la energía disipada en el flujo durante su recorrido por el modelo, se determinaron la carga hidráulica o energía de entrada y salida, además de las presiones generadas en el fondo del cabezal, y se trató de evaluar qué porcentaje de esa disipación se debe a la caída hidráulica y las condiciones en el cabezal y qué porcentaje se debe a las

características de entrada, manteniendo un comportamiento a canal abierto a lo largo de la alcantarilla.

La ecuación de energía tiene como principio las ecuaciones de Navier-Stokes, que se aplican a fluidos newtonianos cuyos fundamentos son la conservación mecánica y la termodinámica, por ende se debe tomar en consideración que las pérdidas desde el punto de entrada y el punto de salida se deben de igual manera a fricción entre las partículas, aumento de calor, sonido, vibración entre otros, generando un porcentaje no cuantificable de energía que se disipa en el flujo.

La comparación de energía se realizó en términos de la carga hidráulica y el diámetro de la alcantarilla de alivio, tomando únicamente en consideración la carga estática, la carga de presión y la carga de velocidad en los puntos de entrada y salida del flujo del modelo. Las pérdidas energéticas entre ambos puntos y la cuantificación de las causas asociadas a las mismas son difíciles de cuantificar debido a los fenómenos hidráulicos presentes, como la vorticidad y aireación y las limitaciones del principio de energía para este caso específico.

6.3.1 Carga de velocidad

El flujo en un canal y en una tubería es tridimensional, por ende el vector velocidad posee componentes en las tres direcciones, sin embargo se consideró una simplificación, tomando mediciones en el eje longitudinal únicamente, ya que el canal no presenta cambios en la geometría por lo que se desprecian las velocidades transversales al eje. Streeter (1972) indica que un flujo puede ser analizado como unidimensional si se desprecian las variaciones o cambios en la velocidad transversales a la dirección principal del flujo.

Para lograr aplicar el principio de energía en la totalidad de la sección transversal se debería promediar los valores de carga de velocidad, sin embargo en la práctica es difícil realizarlo, por ende se obtiene una velocidad media y se corrige la carga de velocidad mediante un coeficiente de coriolis o coeficiente de energía expresado por la letra α , que representa la relación que existe, en una sección dada, para la energía real y la energía considerando una distribución uniforme de velocidades.

El U.S Geological Survey, como lo establece Chow (1994), recomienda un procedimiento de medición de corrientes para la estimación de la velocidad la cual consiste en dividir el canal en franjas verticales sucesivas y las velocidades medias en las verticales se determinan midiendo la velocidad a 0,6 de la profundidad en cada vertical o bien tomando el promedio de las

velocidades a 0,2 y 0,8. No obstante, el mismo Chow indica que estos representan métodos simples y aproximados.

Los puntos de medición establecidos en el procedimiento anterior pretenden obtener una buena estimación de la velocidad media, sin necesidad de realizar mediciones en la totalidad de la franja vertical.

Teóricamente la distribución de velocidades refleja un comportamiento parabólico con respecto a la profundidad, como lo muestra la Figura 6.14, sin embargo en la experimentación no necesariamente es concordante con el comportamiento real, por ende, un procedimiento más preciso para obtener el coeficiente de velocidad representa obtener la mayor cantidad de puntos de medición a lo largo de la franja vertical, y así una mayor aproximación del comportamiento de la velocidad con su respectiva área de influencia.

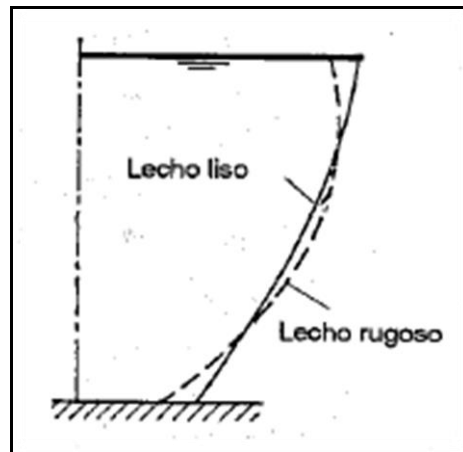


Figura 6.14. Comportamiento de la distribución de velocidades con la profundidad en un canal abierto

Fuente: Chow, 1994.

El equipo utilizado para la medición de velocidades posee una restricción en el rango de aplicación, debido al tamaño del molinete utilizado, de 1,5 cm aproximadamente, lo que implica que para láminas de agua pequeñas, el cálculo de velocidades para obtener el coeficiente de coriolis se realizó únicamente en dos puntos.

La cuadrícula de la Figura 6.15 permitió obtener mediciones a distintas profundidades y a lo ancho del canal.

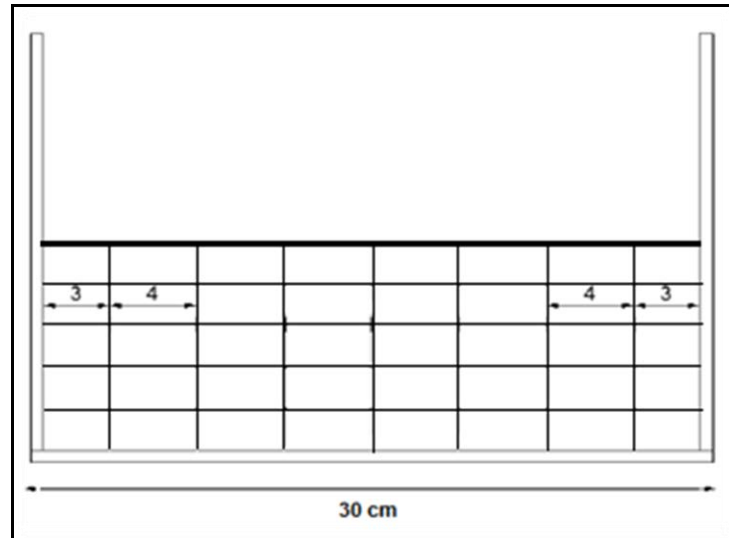


Figura 6.15. Cuadrícula utilizada para cálculo de velocidad promedio

Fuente: Alpizar, 2015.

Modificado: Autor, 2016

Los resultados obtenidos de las velocidades en los diferentes puntos, así como el coeficiente de coriolis de cada caudal, se presentan en los siguientes cuadros. Los datos se presentan normalizados con respecto a la velocidad media, calculada con el área transversal y el caudal correspondiente, así mismo los datos en los ejes que se normalizaron para la profundidad y longitud total del canal.

Cuadro 6.2. Velocidades en el canal para un caudal de $0,08\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,08\sqrt{gD}$ A	V/V_{media}						
y / y_{total}	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
0,6	1,11	1,04	1,09	1,07	1,07	1,07	1,08
0,4	1,07	1,07	1,04	1,02	1,03	1,02	1,02
V_{media} (cm/s)	26						
α	1,19						
Re	5312						

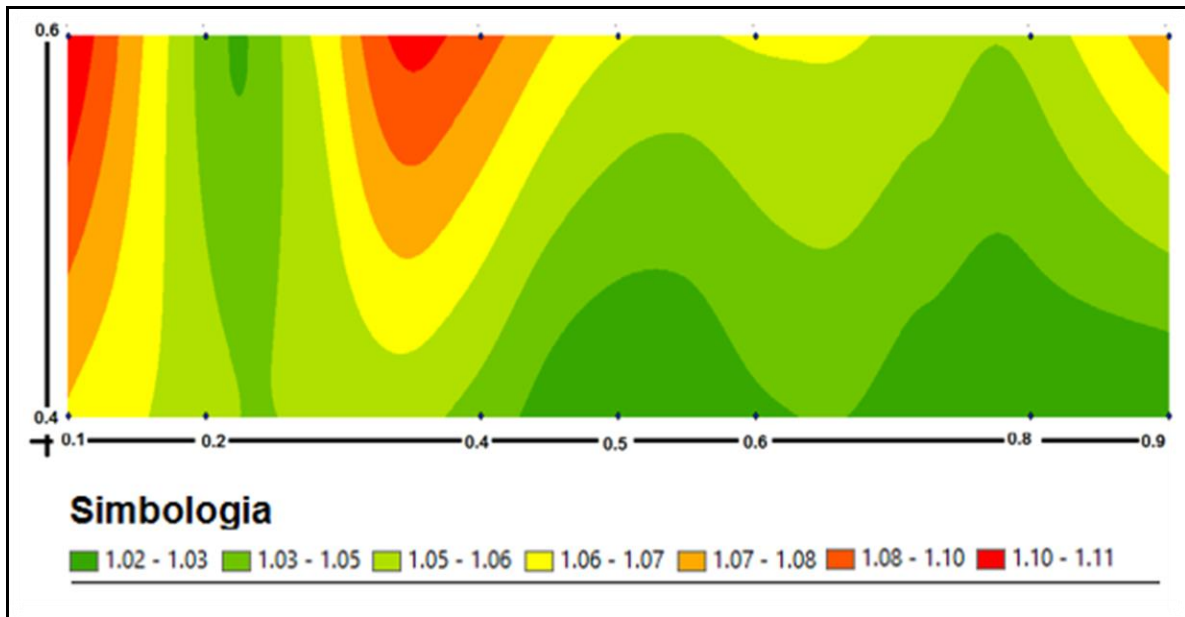


Figura 6.16. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,08\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo

Cuadro 6.3. Velocidades en el canal para un caudal de $0,09\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,09\sqrt{gD}$ A	V/V_{media}						
y / y_{total}	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
0,6	1,12	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,06
0,3	1,06	1,04	1,03	1,02	1,00	1,01	0,99
V_{media} (cm/s)	28						
α	1,14						
Re	6427						

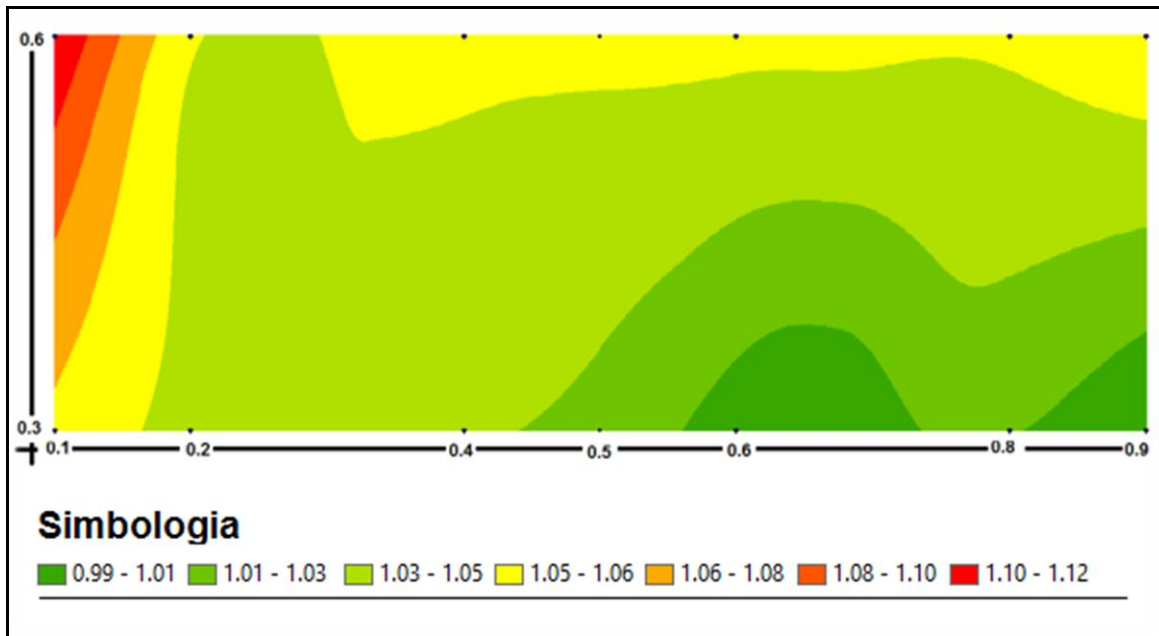


Figura 6.17. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,09\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.

Cuadro 6.4. Velocidades en el canal para un caudal de $0,11\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,11\sqrt{gD}$ A	V/V_{media}						
y / y_{total}	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
0,6	1,04	1,05	1,05	1,03	0,99	1,02	1,00
0,3	1,04	1,02	0,99	0,99	0,96	0,96	0,97
V_{media} (cm/s)	30						
α	1,03						
Re	7675						

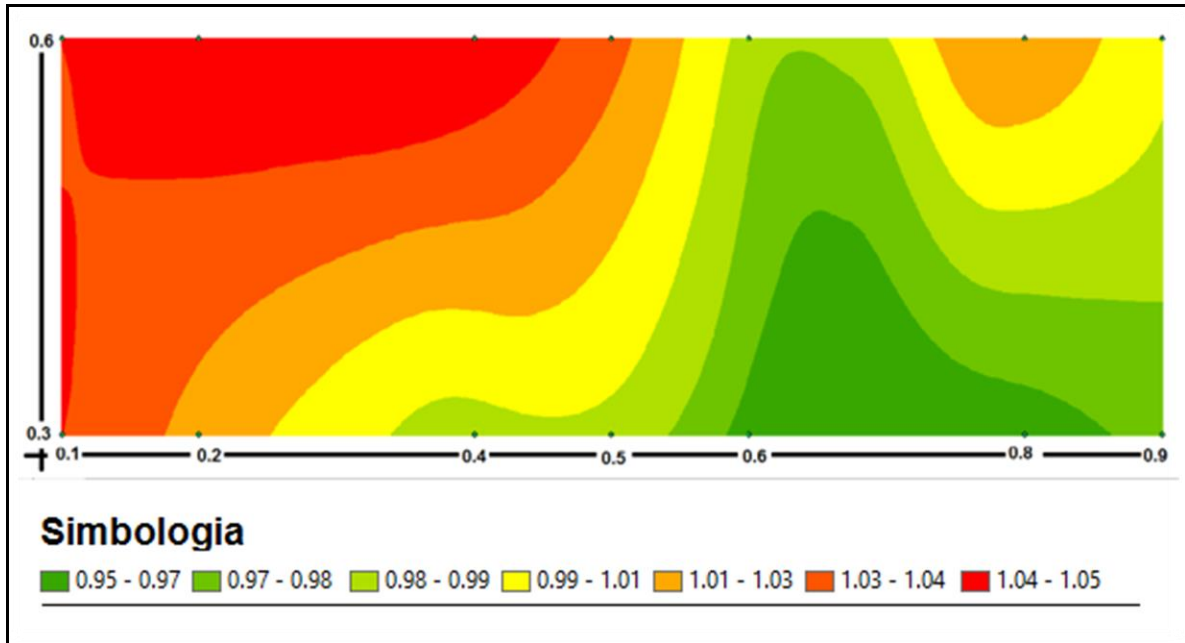


Figura 6.18. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,11\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.

Cuadro 6.5. Velocidades en el canal para un caudal de $0,13\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,13\sqrt{gD}$ A	V/V_{media}						
	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
y / y_{total}							
0,6	0,95	1,05	0,99	1,01	1,03	0,97	0,95
0,3	0,96	0,99	1,01	1,01	0,99	0,95	0,89
V_{media} (cm/s)	33						
α	0,95						
Re	8746						

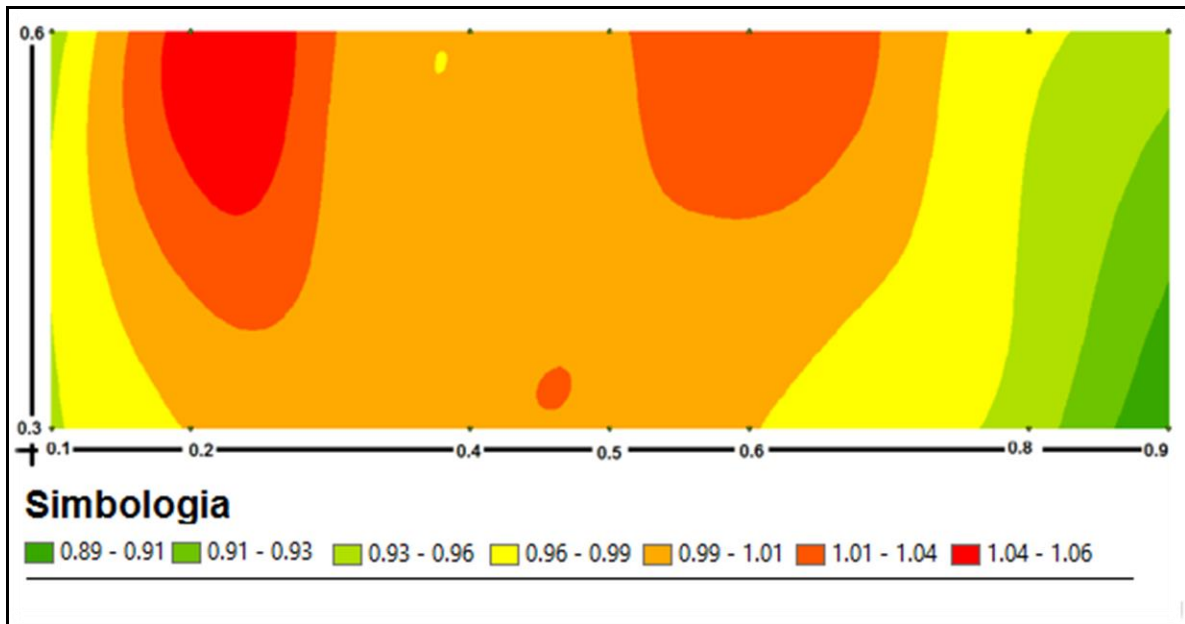


Figura 6.19. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,13\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.

Cuadro 6.6. Velocidades en el canal para un caudal de $0,17\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,17\sqrt{gD}$ A	V/V_{media}						
	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
y / y_{total}							
0,8	0,98	0,96	0,94	0,93	0,95	0,98	1,02
0,6	1,03	1,00	0,99	1,01	1,03	1,07	1,08
0,4	1,07	0,99	0,96	1,00	1,02	1,07	1,13
0,2	1,06	0,99	0,95	0,96	0,96	1,01	1,07
V_{media} (cm/s)	34						
α	1,03						
Re	10936						

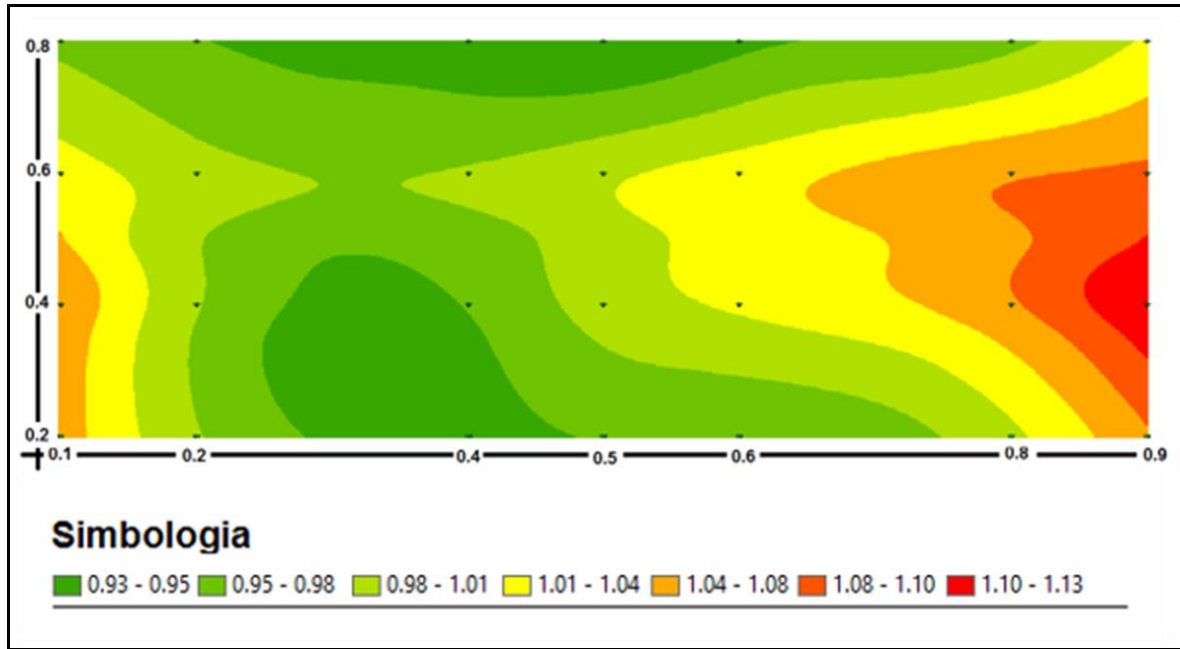


Figura 6.20. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,17\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.

Cuadro 6.7. Velocidades en el canal para un caudal de $0,21\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,21\sqrt{gD}$ A	V/V_{media}						
y / y_{total}	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
0,8	1,00	0,94	0,95	0,99	0,95	0,98	1,06
0,6	1,08	1,03	0,98	1,03	1,00	1,07	1,15
0,4	1,10	1,02	0,98	1,05	1,00	1,06	1,17
0,2	1,05	1,02	0,93	0,99	0,95	1,03	1,12
V_{media} (cm/s)	38						
α	1,08						
Re	13135						

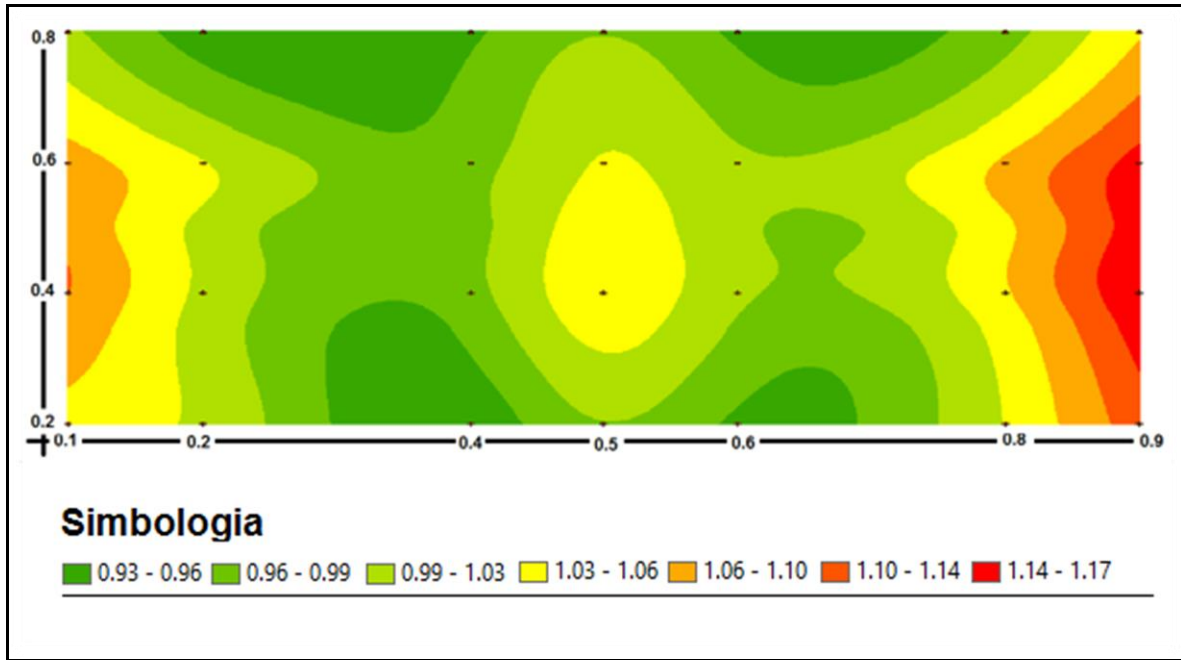


Figura 6.21. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,21\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.

Cuadro 6.8. Velocidades en el canal para un caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,25\sqrt{gD}$ A	V/V _{media}						
y / y _{total}	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
0,8	0,92	0,93	0,94	0,94	0,98	1,03	0,99
0,6	1,07	1,01	1,03	1,03	1,04	1,09	1,08
0,4	1,06	1,04	1,02	1,03	1,07	1,10	1,10
0,2	1,05	1,04	0,96	0,98	1,04	1,07	1,05
V _{media} (cm/s)	40						
α	1,07						
Re	15283						

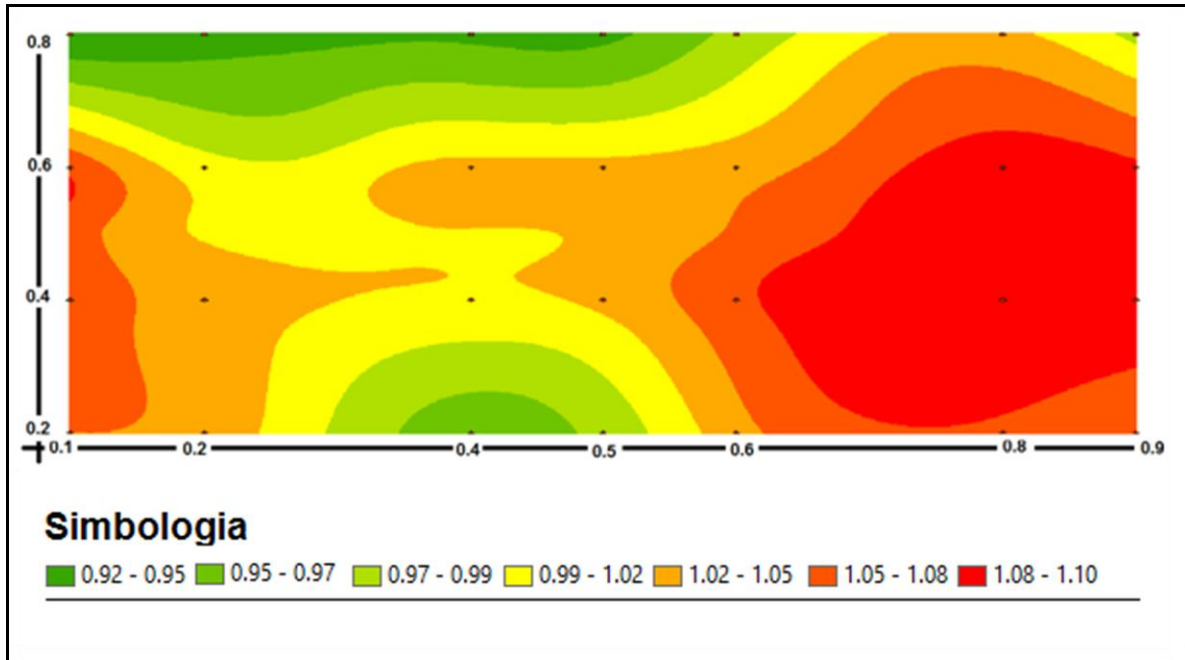


Figura 6.22. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.

Cuadro 6.9. Velocidades en el canal para un caudal de $0,29\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,29\sqrt{gD}$ A	V/V _{media}						
y / y _{total}	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
0,8	0,96	0,96	0,89	0,92	0,96	0,99	1,05
0,6	1,00	1,00	0,96	0,98	1,02	1,05	1,10
0,4	1,05	1,01	0,96	0,99	1,02	1,10	1,11
0,2	1,03	1,01	0,96	0,97	1,01	1,08	1,06
V _{media} (cm/s)	45						
α	1,03						
Re	17878						

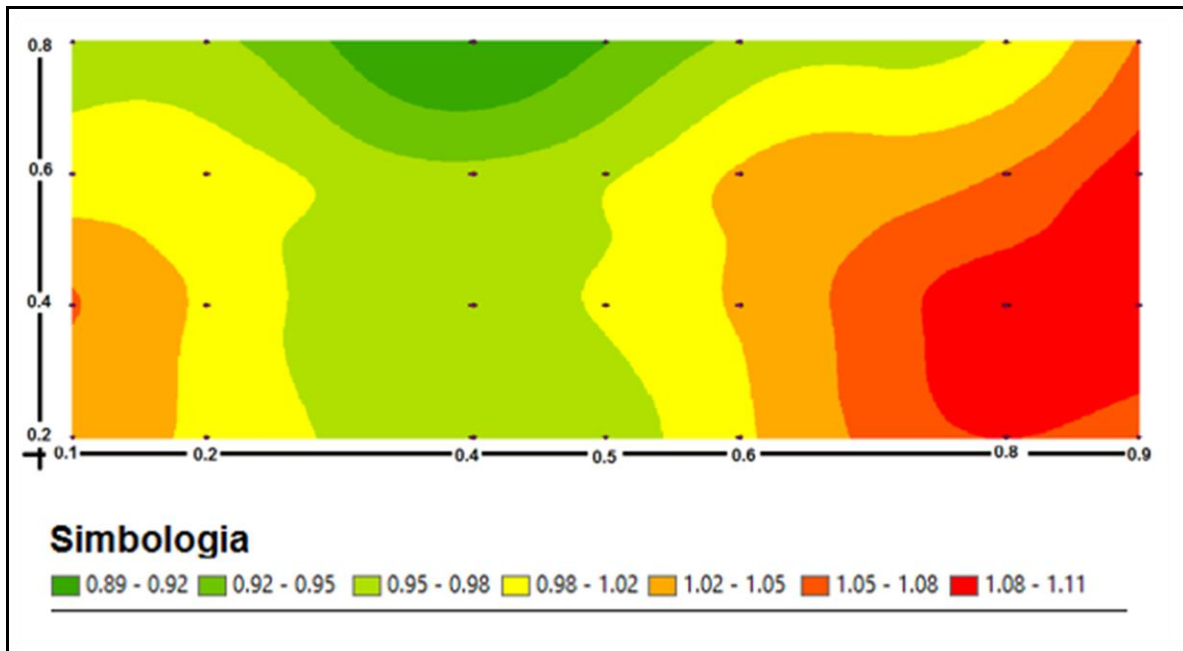


Figura 6.23. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,29\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.

Cuadro 6.10. Velocidades en el canal para un caudal de $0,34\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,34\sqrt{gD}$ A	V/V _{media}						
y / y _{total}	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
0,8	0,85	0,83	0,89	0,96	1,02	1,09	1,12
0,6	0,93	0,92	0,96	1,02	1,11	1,17	1,16
0,4	0,95	0,92	0,96	1,03	1,11	1,21	1,19
0,2	0,93	0,92	0,92	0,98	1,11	1,14	1,13
V _{media} (cm/s)	48						
α	1,08						
Re	20438						

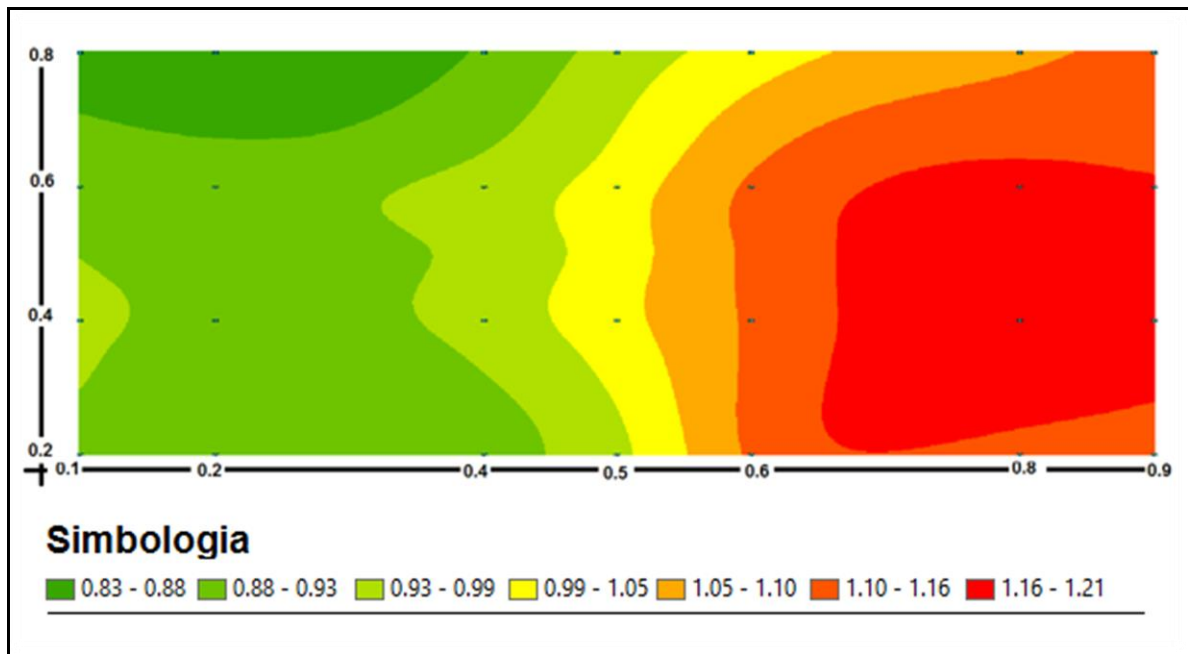


Figura 6.24. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,34\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo

Cuadro 6.11. Velocidades en el canal para un caudal de $0,40\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,40\sqrt{gD}$ A	V/V_{media}						
y / y_{total}	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
0,8	0,89	0,90	0,92	0,95	1,00	1,06	1,08
0,6	0,95	0,97	0,94	0,98	1,04	1,10	1,13
0,4	0,99	0,99	0,96	1,00	1,06	1,15	1,16
0,2	0,97	0,99	0,91	0,99	1,02	1,12	1,11
V_{media} (cm/s)	52						
α	1,05						
Re	23349						

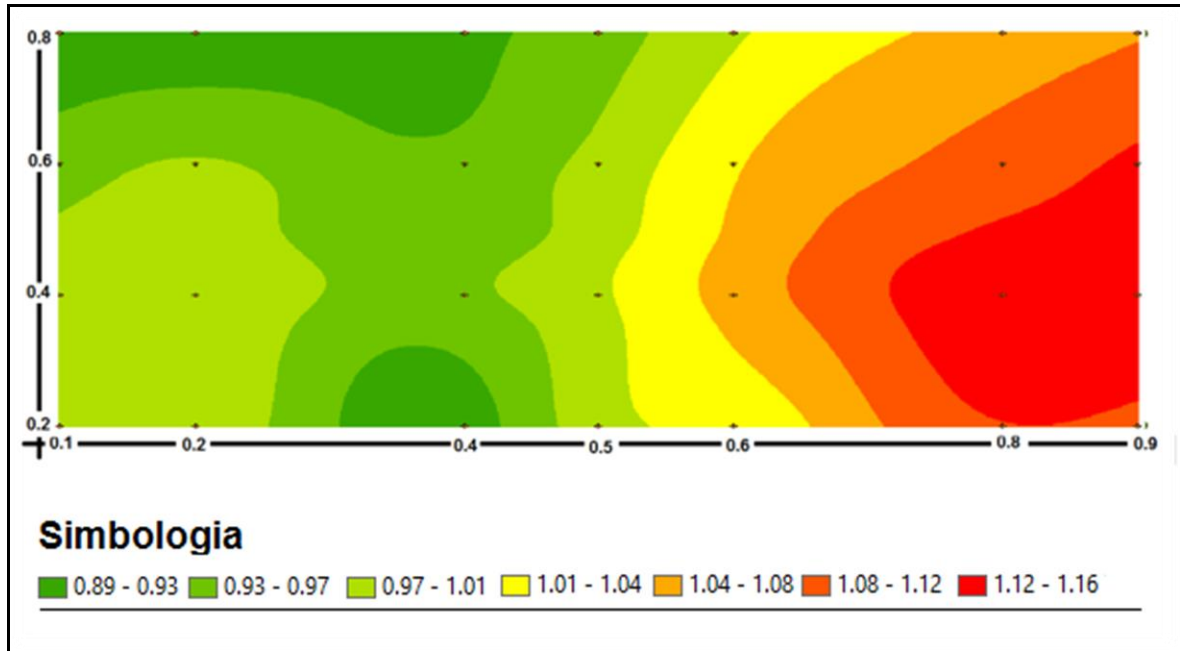


Figura 6.25. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,40\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.

Cuadro 6.12. Velocidades en el canal para un caudal de $0,46\sqrt{gD}$ A a 0,8 m aguas arriba de la caída libre

$0,46\sqrt{gD}$ A	V/V_{media}						
	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9
y / y_{total}							
0,8	0,91	0,90	0,92	0,95	0,97	1,06	1,06
0,6	0,94	0,95	0,96	0,99	1,03	1,12	1,11
0,4	0,99	0,97	0,97	1,01	1,08	1,15	1,15
0,2	0,97	0,97	0,93	0,99	1,05	1,13	1,12
V_{media} (cm/s)	55						
α	1,05						
Re	26314						

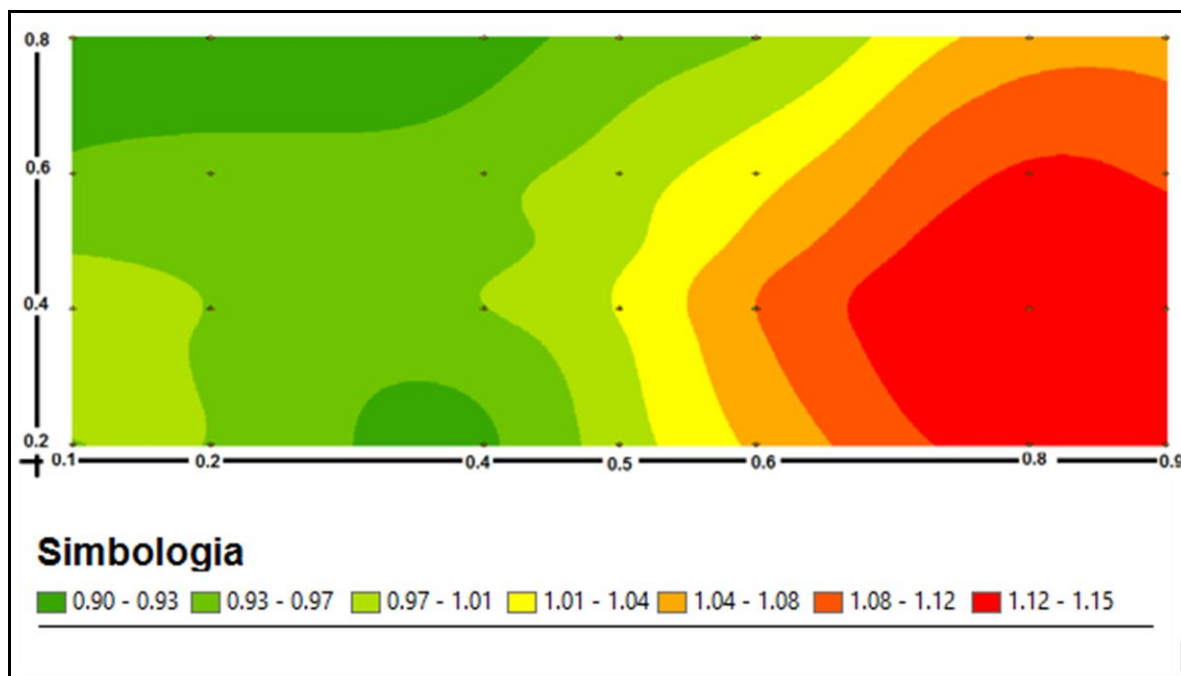


Figura 6.26. Perfiles de velocidad para un caudal de $0,46\sqrt{gD}$ A a 0,8m del borde de caída libre, visto aguas abajo.

Datos experimentales, como menciona Chow (1994), indican que para canales prismáticos y de pendiente de fondo constante, el valor de α debe oscilar entre un límite inferior de 1,03 y un límite superior de 1,36. Los resultados para los diferentes caudales se observan en el Cuadro 6.13 con valores de α relativamente bajos, cercanos al límite teórico, con excepción del caudal de $0,13\sqrt{gD}$ A.

La tendencia de los valores de α se observan en la Figura 6.27. Con los caudales menores, las láminas de agua presentan poca profundidad, por lo que el cálculo se realizó únicamente con dos puntos de medición en la franja vertical, propiciando una estimación poco precisa del comportamiento de las distribuciones de velocidad.

Para el caso del barril de la alcantarilla, debido a la geométrica y las limitaciones de equipo de medición, se definió la velocidad media producto de la profundidad del fluido y utilizando un coeficiente de coriolis igual a la unidad

Cuadro 6.13. Valores del coeficiente de coriolis para los caudales analizados

$Q/\sqrt{gD} A$	Coefficiente de coriolis (α)
0,08	1,19
0,09	1,14
0,11	1,03
0,13	0,95
0,17	1,03
0,21	1,08
0,25	1,07
0,29	1,03
0,34	1,08
0,40	1,05
0,46	1,05

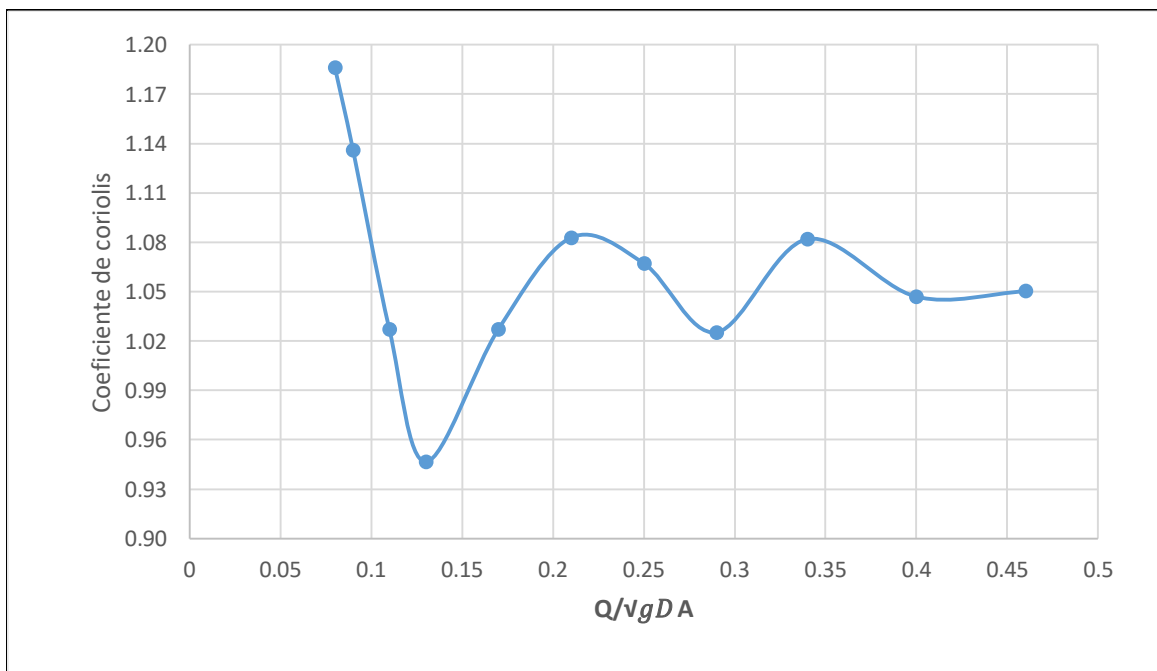


Figura 6.27. Variación del coeficiente de coriolis conforme para los caudales en estudio

Las tendencia descendente para los caudales bajos desde $0,08\sqrt{gD}$ A hasta $0,13\sqrt{gD}$ A representa los casos para los cuales la lámina de agua presenta poca profundidad y por ende se realizaron pocas mediciones. Para caudales mayores y debido a la mayor cantidad de puntos de medición, se mejora la precisión del cálculo y se observa una tendencia oscilante.

Los valores de Reynolds para el rango de caudales, se encuentra desde 5300 hasta 26400, valores que representan una magnitud superior al límite de turbulencia, es decir, un flujo con turbulencia plenamente desarrollada, donde teóricamente, la distribución de velocidades es casi uniforme y la influencia del contorno se restringe a la capa límite cercana a las paredes donde los esfuerzos viscosos son grandes y el gradiente de velocidad es intenso.

6.3.2 Carga de presión en el cabezal

Las mediciones de presión se realizaron en dos segmentos del modelo, tanto en el fondo del cabezal como a lo largo del barril de la alcantarilla, el primer cálculo para la caracterización del flujo en el modelo y el segundo para obtener las pérdidas de energía.

La carga de presión para los diferentes puntos dentro del cabezal, como se observa en la Figura 6.28, se obtuvo mediante los transductores de presión descritos anteriormente y se verificó mediante el uso de un pozo amortiguador, comparando la carga estática en cada punto.

A los datos obtenidos, se les realizó un análisis estadístico para eliminar valores atípicos que no representen de manera adecuada las mediciones, los resultados del análisis se pueden verificar en la sección de anexos.

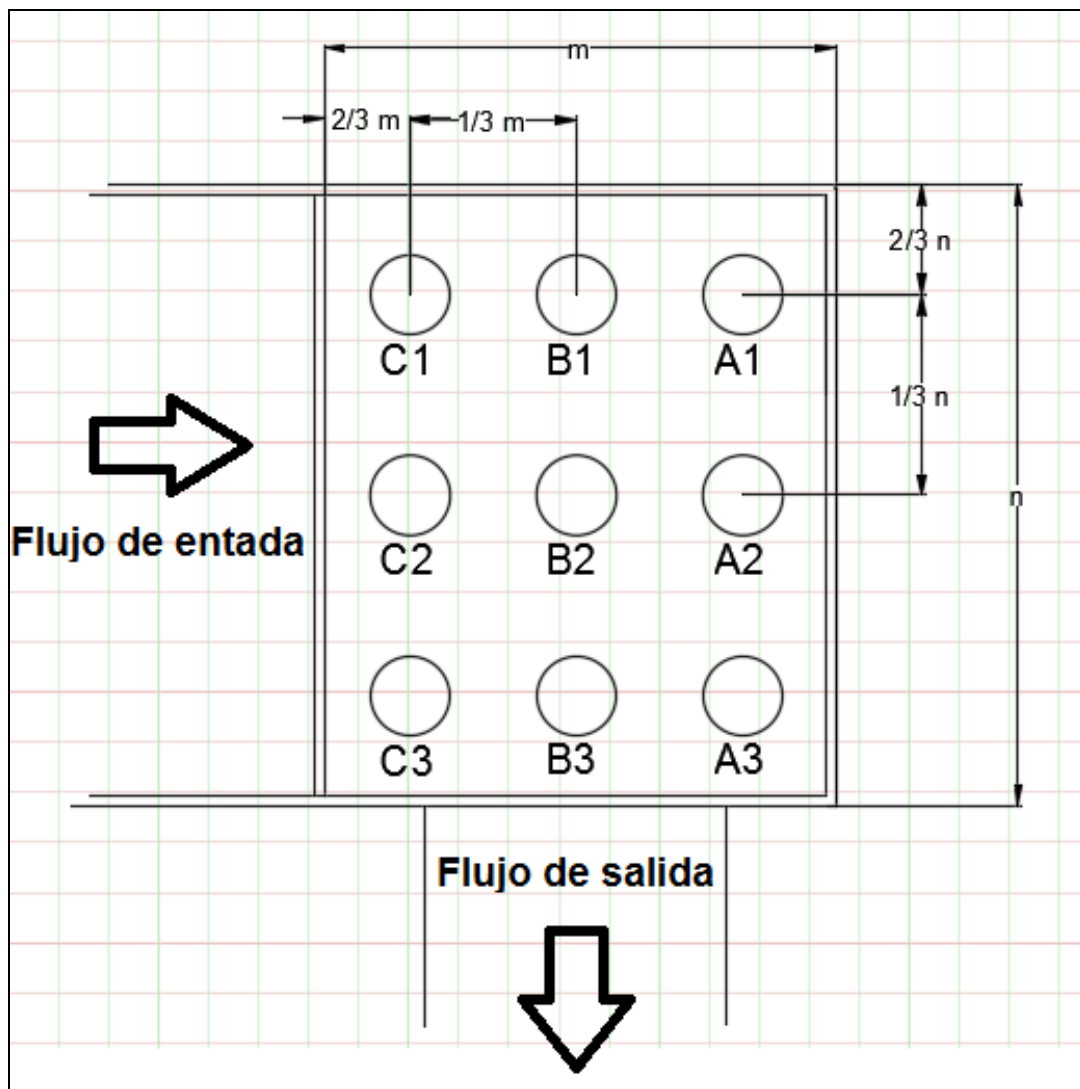


Figura 6.28. Puntos de medición de presiones en el cabezal

El comportamiento dentro del cabezal se analizó únicamente con la componente de la carga estática, debido a las limitaciones para obtener un valor adecuado de velocidad producto de la caída libre, la geometría y la vorticidad presente. Los valores de carga estática se encuentran normalizados por el diámetro del barril.

Cuadro 6.14. Relaciones H/D para un caudal $0,08\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)				Relación H/D (pozo amortiguador)			
A	0,38	0,49	0,53	A	0,35	0,36	0,35
B	0,69	0,75	0,79	B	0,50	0,39	0,43
C	0,44	0,50	0,47	C	0,29	0,35	0,35
	1	2	3		1	2	3

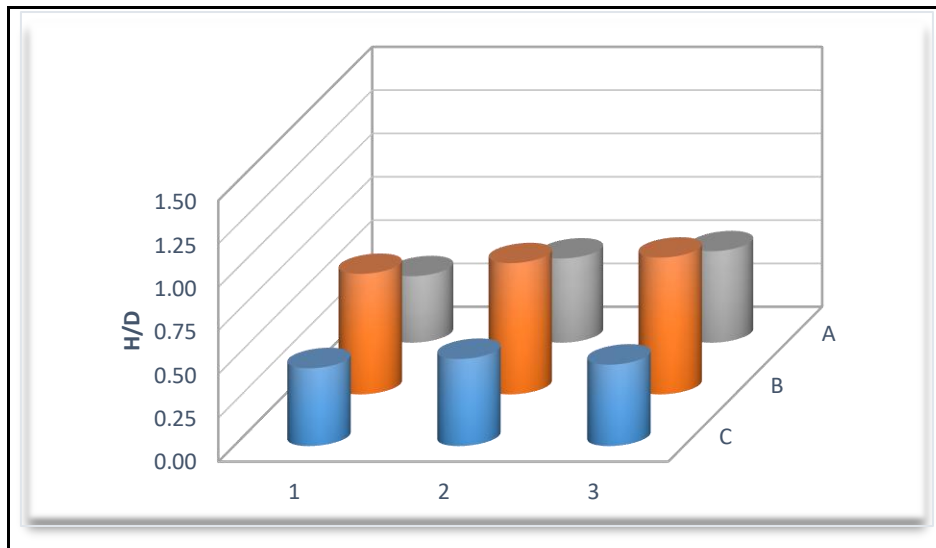


Figura 6.29. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando transductores con un caudal $0,08\sqrt{gD}$ A

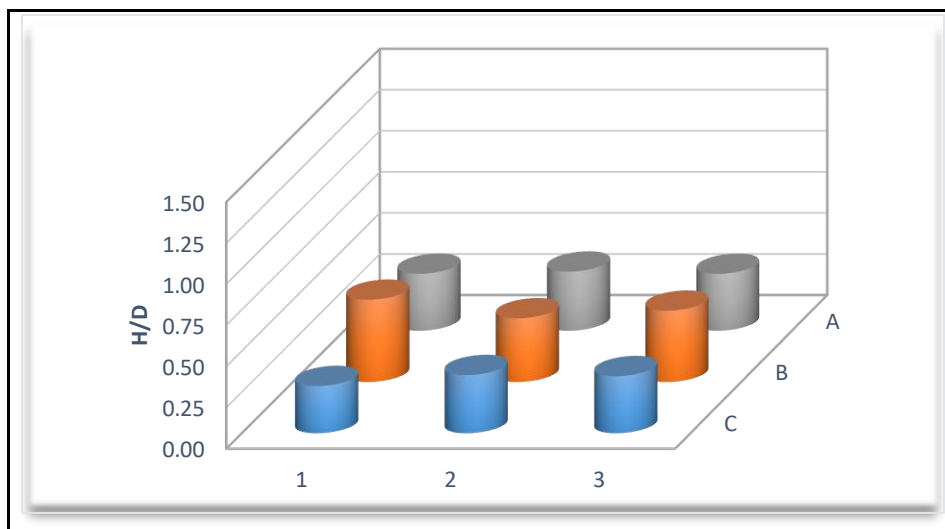


Figura 6.30. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,08\sqrt{gD}$ A

Cuadro 6.15. Relaciones H/D para un caudal $0,09\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)				Relación H/D (pozo amortiguador)			
A	0,40	0,53	0,62	A	0,41	0,40	0,38
B	0,70	0,70	0,96	B	0,75	0,69	0,71
C	0,32	0,37	0,48	C	0,35	0,37	0,36
	1	2	3		1	2	3

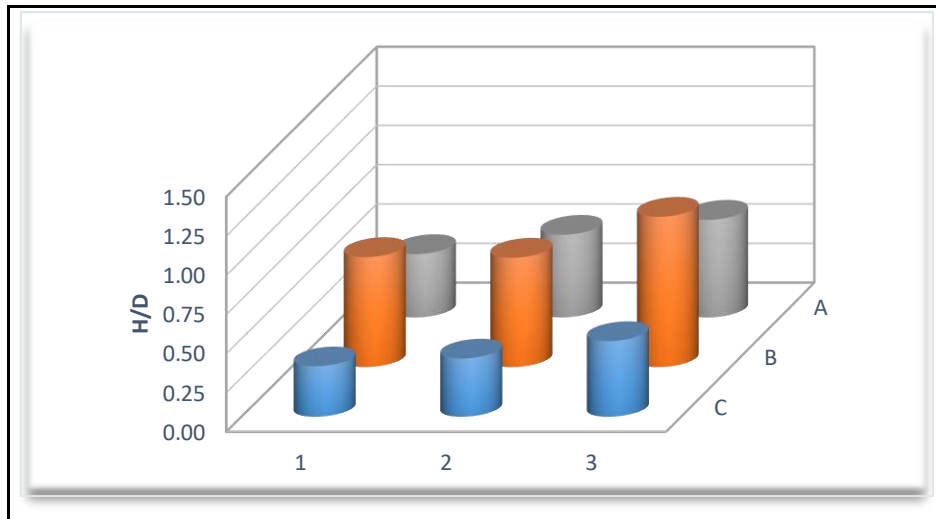


Figura 6.31. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando transductores con un caudal $0,09\sqrt{gD}$ A

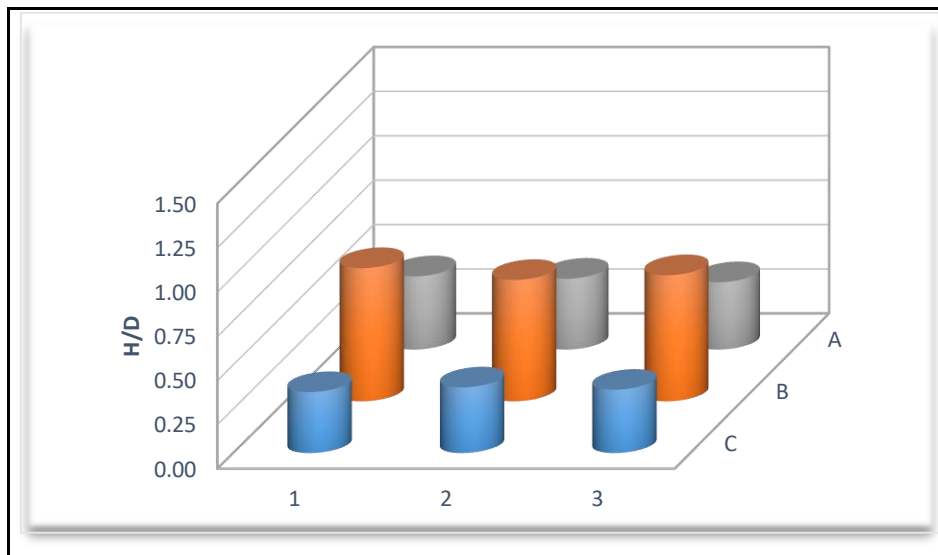


Figura 6.32. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,09\sqrt{gD}$ A

Cuadro 6.16. Relaciones H/D para un caudal $0,11\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)				Relación H/D (pozo amortiguador)			
A	0,44	0,58	0,43	A	0,45	0,44	0,42
B	0,95	0,86	0,94	B	0,82	0,82	0,75
C	0,44	0,48	0,41	C	0,39	0,43	0,43
	1	2	3		1	2	3

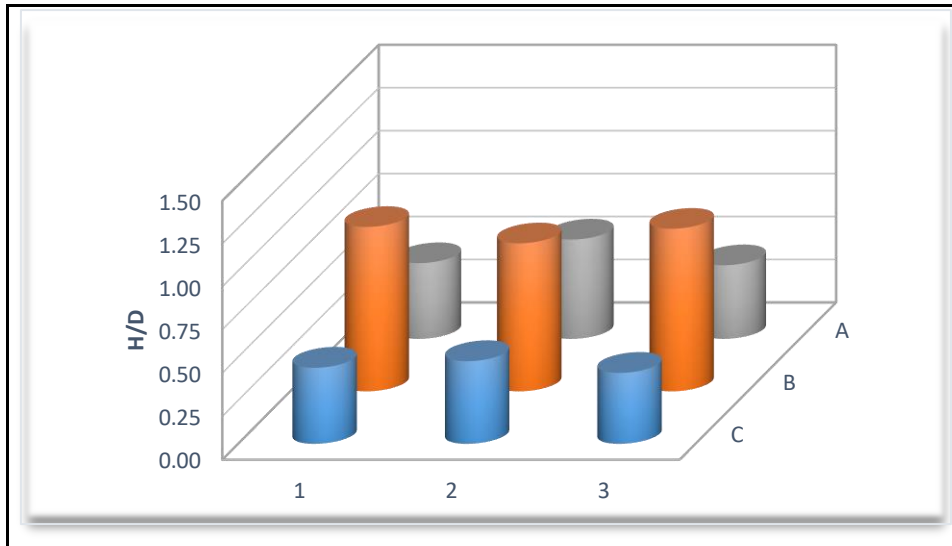


Figura 6.33. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,11\sqrt{gD}$ A

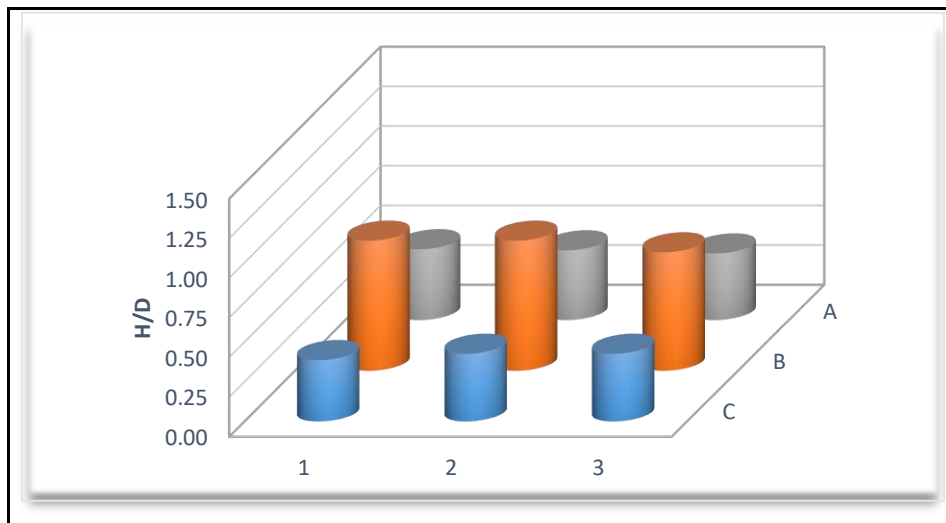


Figura 6.34. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,11\sqrt{gD}$ A

Cuadro 6.17. Relaciones H/D para un caudal $0,13\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)				Relación H/D (pozo amortiguador)			
A	0,64	0,68	0,65	A	0,46	0,55	0,47
B	1,04	0,93	0,75	B	0,78	0,81	0,75
C	0,46	0,63	0,59	C	0,38	0,48	0,42
	1	2	3		1	2	3

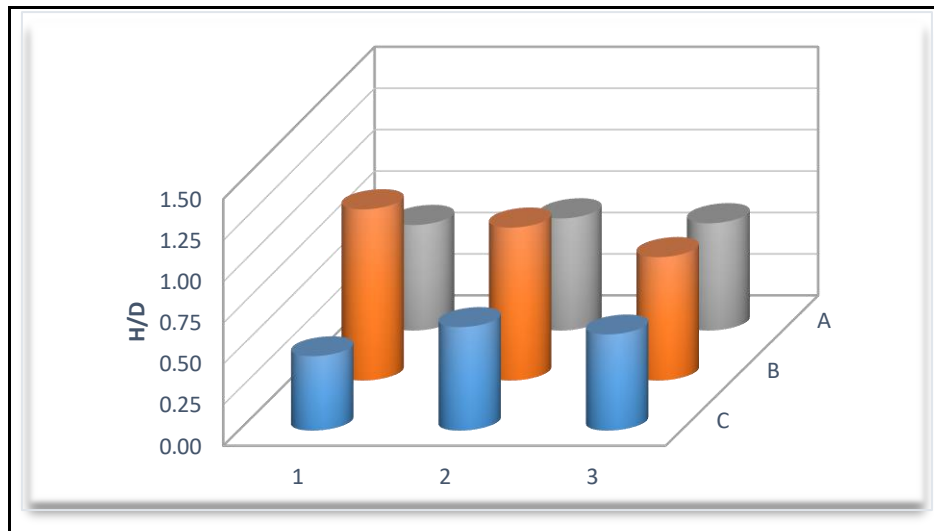


Figura 6.35. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,13\sqrt{gD}$ A

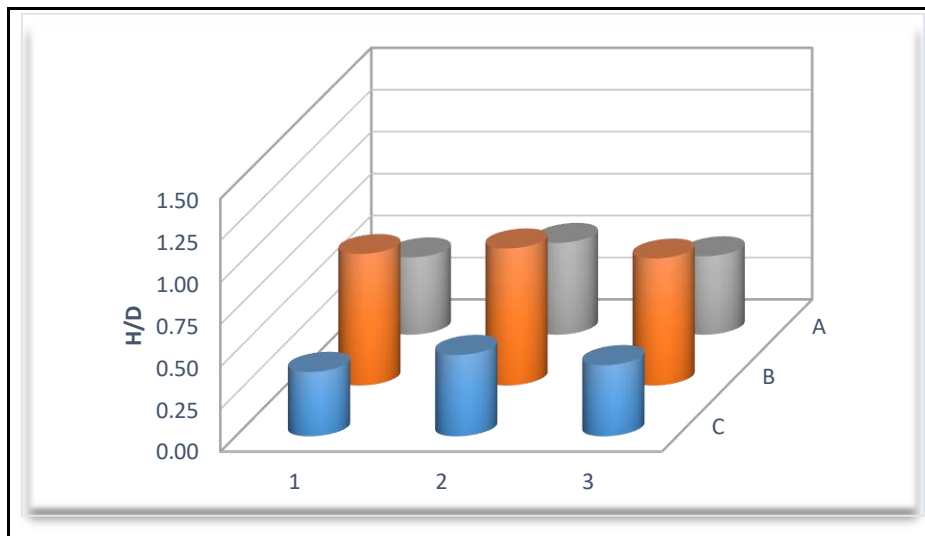


Figura 6.36. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,13\sqrt{gD}$ A

Cuadro 6.18. Relaciones H/D para un caudal $0,17\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)				Relación H/D (pozo amortiguador)			
A	0,80	0,68	0,80	A	0,57	0,47	0,49
B	0,98	1,00	0,72	B	0,83	0,71	0,50
C	0,64	0,71	0,66	C	0,51	0,51	0,49
	1	2	3		1	2	3

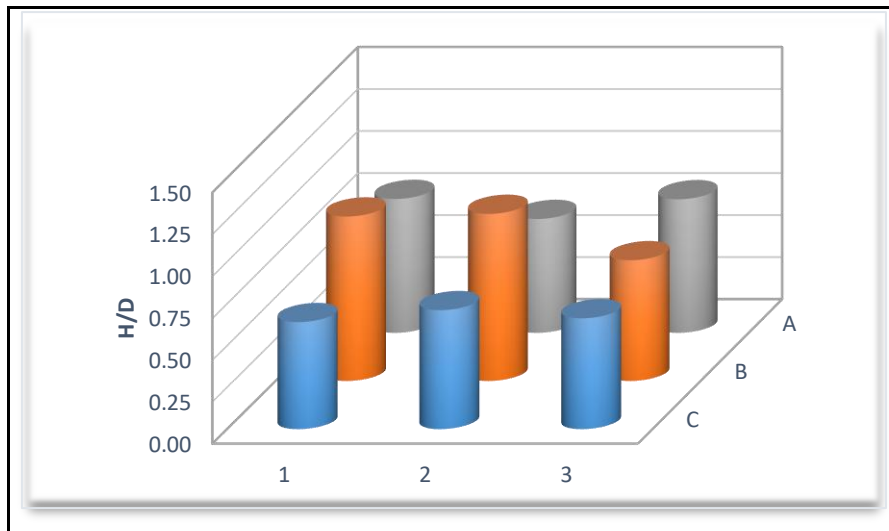


Figura 6.37. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,17\sqrt{gD}$ A

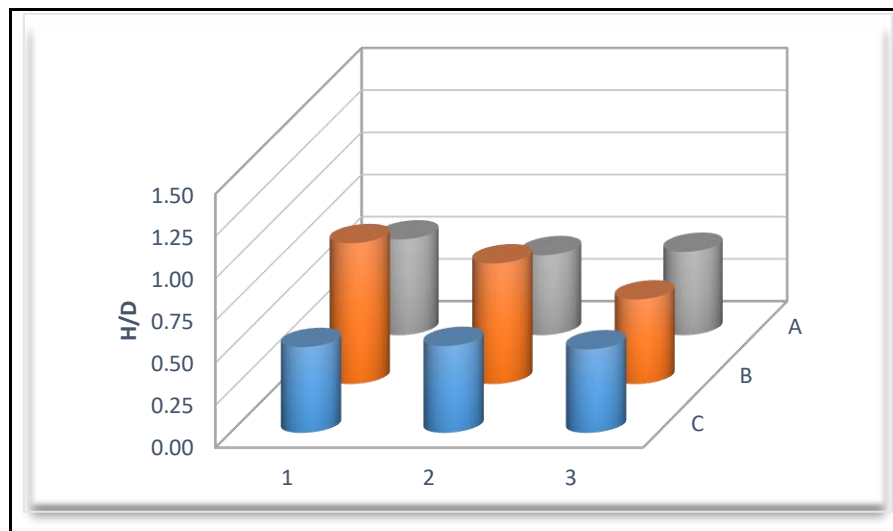


Figura 6.38. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,17\sqrt{gD}$ A

Cuadro 6.19. Relaciones H/D para un caudal $0,21\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)				Relación H/D (pozo amortiguador)			
A	0,81	0,83	0,69	A	0,63	0,71	0,63
B	1,04	0,89	1,11	B	0,77	0,88	0,85
C	0,74	0,70	0,62	C	0,57	0,57	0,56
	1	2	3		1	2	3

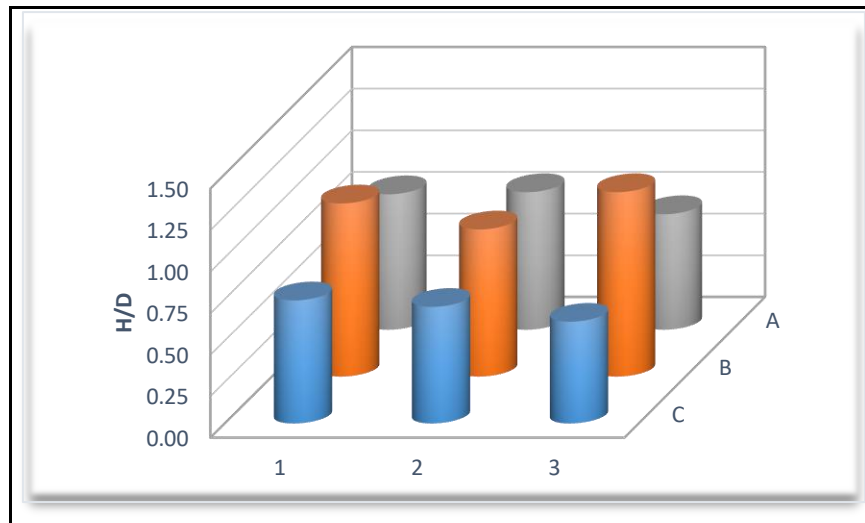


Figura 6.39. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,21\sqrt{gD}$ A

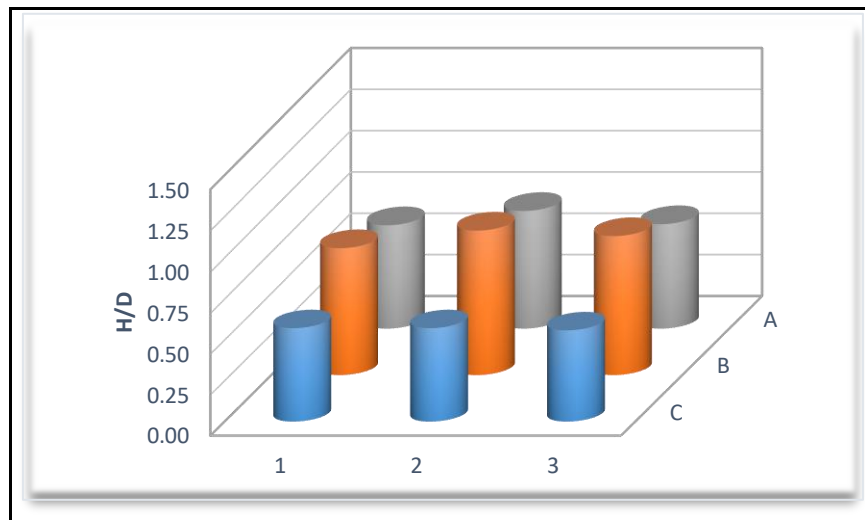


Figura 6.40. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,21\sqrt{gD}$ A

Cuadro 6.20. Relaciones H/D para un caudal $0,25\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)			Relación H/D (pozo amortiguador)				
A	0,78	0,84	0,84	A	0,66	0,79	0,71
B	1,12	0,99	1,11	B	0,83	0,87	0,89
C	0,73	0,83	0,72	C	0,66	0,65	0,64
	1	2	3		1	2	3

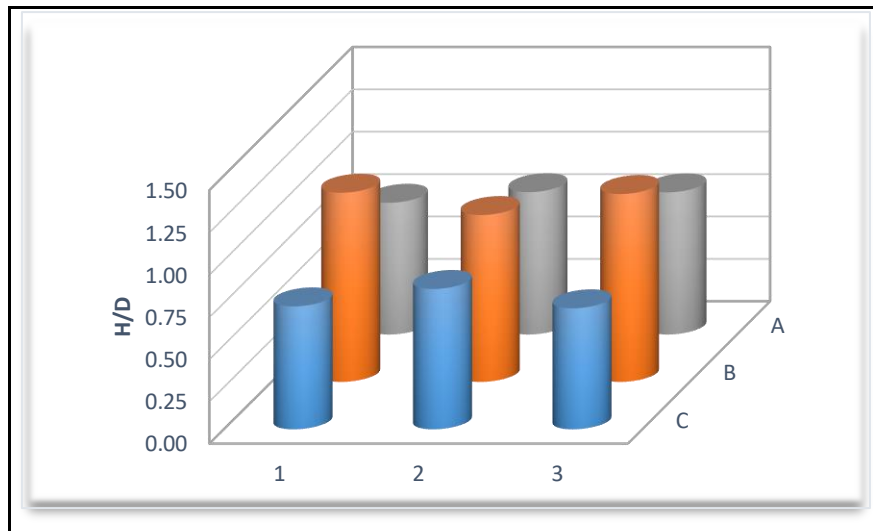


Figura 6.41. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,25\sqrt{gD}$ A

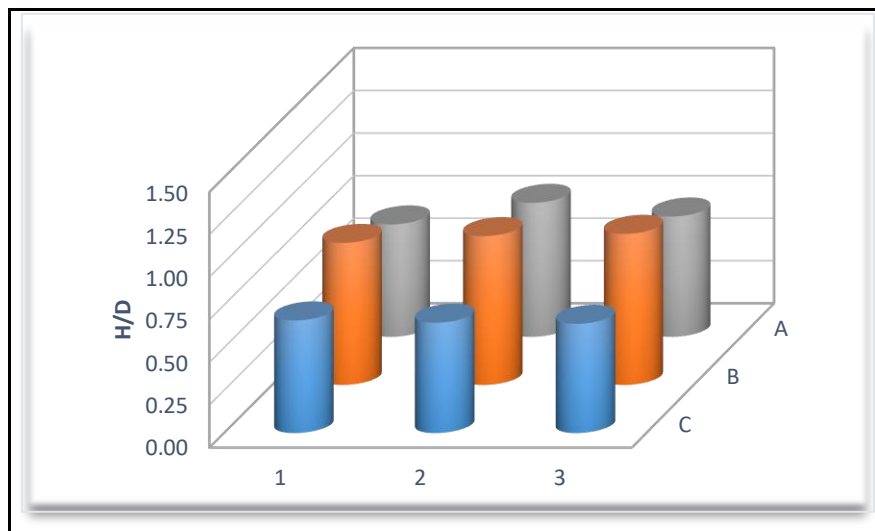


Figura 6.42. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,25\sqrt{gD}$ A

Cuadro 6.21. Relaciones H/D para un caudal $0,29\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)				Relación H/D (pozo amortiguador)			
A	0,99	0,94	0,88	A	0,73	0,77	0,81
B	1,31	1,16	1,13	B	1,12	0,96	0,90
C	0,89	0,96	0,85	C	0,82	0,80	0,75
	1	2	3		1	2	3

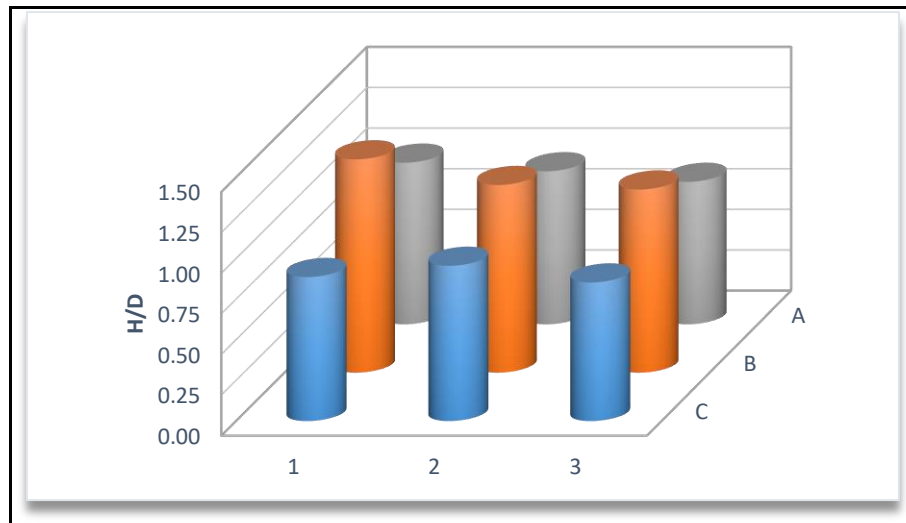


Figura 6.43. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,29\sqrt{gD}$ A

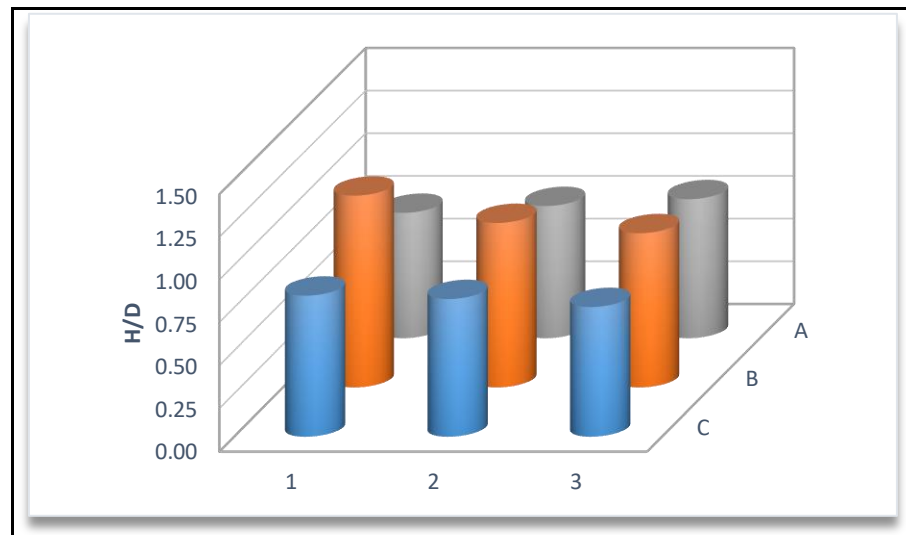


Figura 6.44. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,29\sqrt{gD}$ A

Cuadro 6.22. Relaciones H/D para un caudal $0,34\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)				Relación H/D (pozo amortiguador)			
A	1,08	1,06	0,98	A	0,88	0,85	0,90
B	1,30	1,18	1,16	B	1,17	1,04	0,95
C	0,97	1,11	0,95	C	0,90	0,96	0,86
	1	2	3		1	2	3

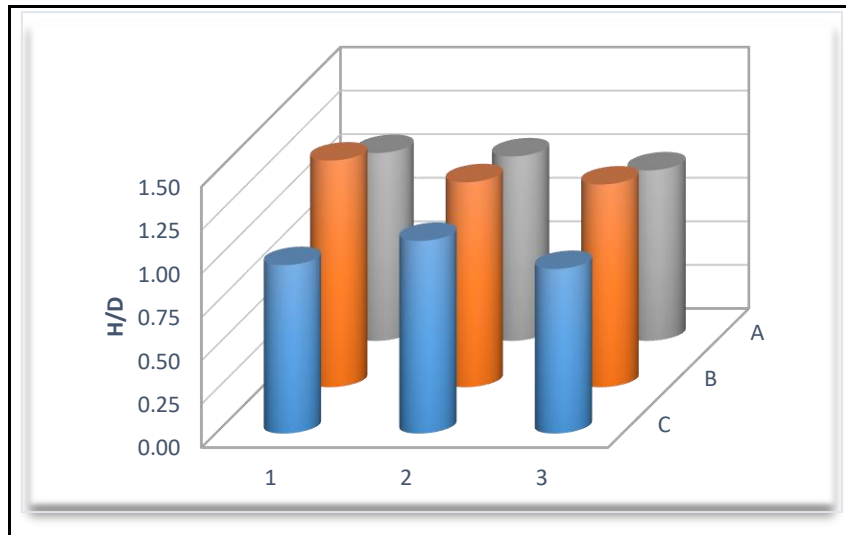


Figura 6.45. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,34\sqrt{gD}$ A

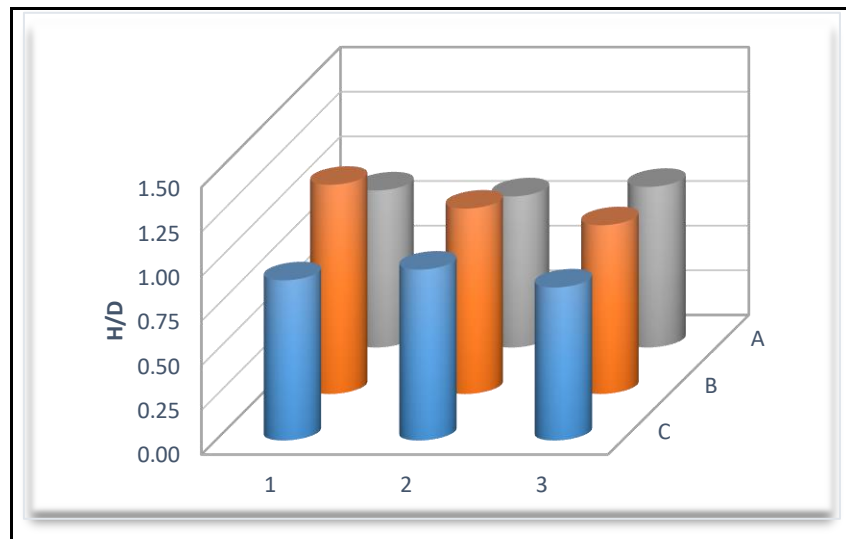


Figura 6.46. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,34\sqrt{gD}$ A

Cuadro 6.23. Relaciones H/D para un caudal $0,40\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)				Relación H/D (pozo amortiguador)			
A	1,17	1,15	1,09	A	0,99	0,94	1,00
B	1,35	1,26	1,22	B	1,21	1,11	1,00
C	1,11	1,20	1,07	C	1,05	1,08	0,99
	1	2	3		1	2	3

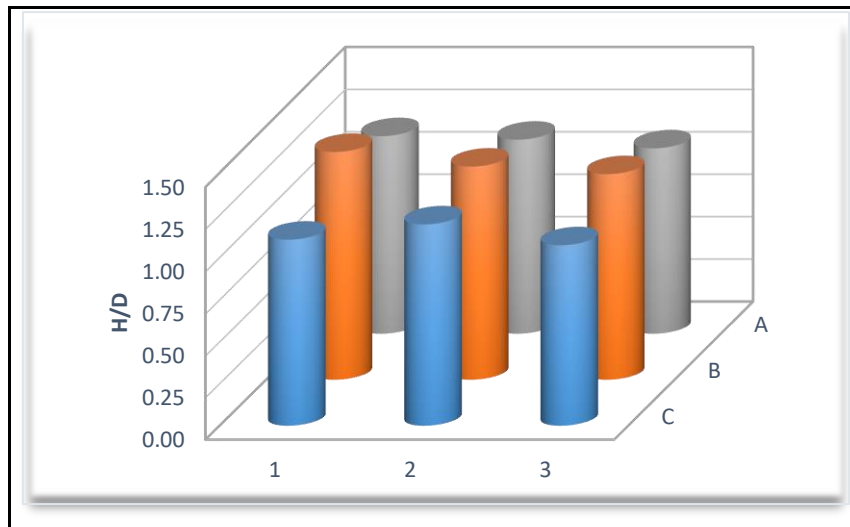


Figura 6.47. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,40\sqrt{gD}$ A

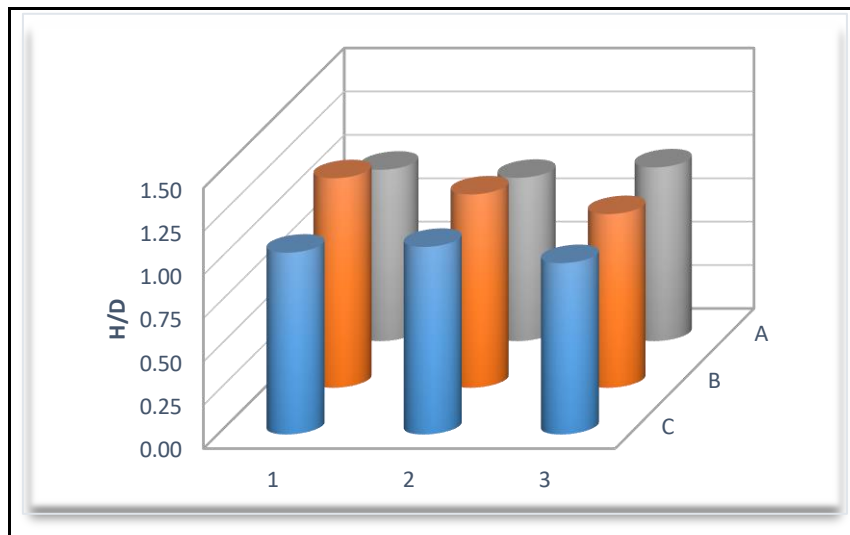


Figura 6.48. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,40\sqrt{gD}$ A

Cuadro 6.24. Relaciones H/D para un caudal $0,46\sqrt{gD}$ A en los puntos del cabezal

Relación H/D (transductores)				Relación H/D (pozo amortiguador)			
A	1,29	1,36	1,24	A	1,14	1,11	1,15
B	1,42	1,46	1,36	B	1,23	1,31	1,12
C	1,29	1,27	1,23	C	1,15	1,16	1,15
	1	2	3		1	2	3

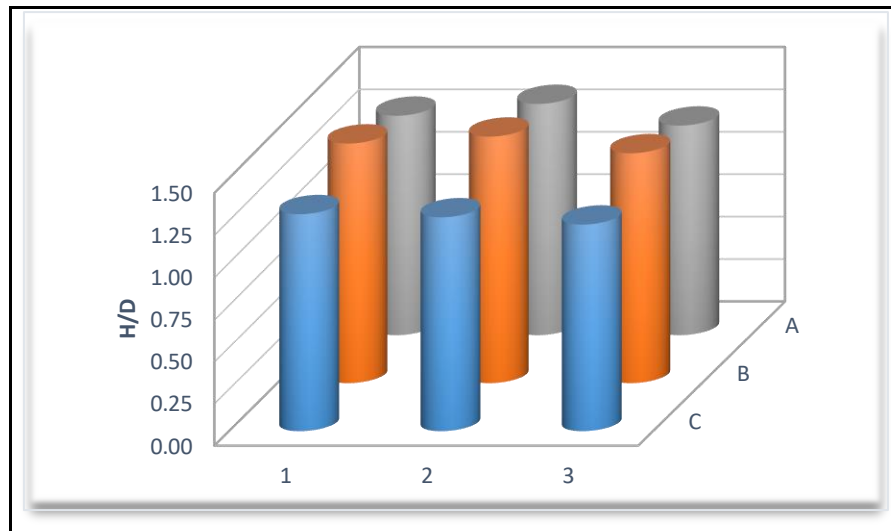


Figura 6.49. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,46\sqrt{gD}$ A

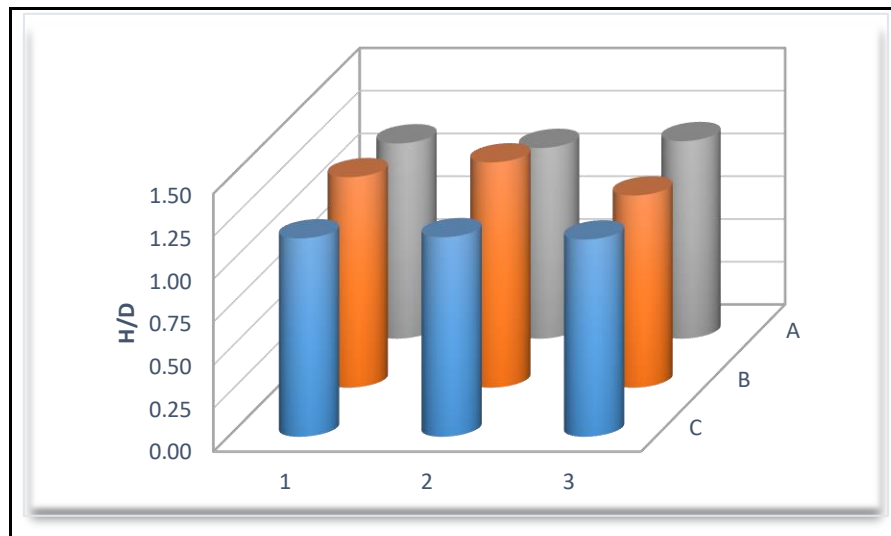


Figura 6.50. Relaciones H/D para carga estática en el fondo del cabezal utilizando un pozo amortiguador con un caudal $0,46\sqrt{gD}$ A

La medición de los valores de presión por medio de transductores y pozo amortiguador, aunque representan mediciones cercanas en magnitud no representan una medición comparable, ya que el primero es producto de los constantes cambios y fluctuaciones de presión en el cabezal y el segundo es una medición directa de una lectura estática en el pozo de presión.

Por esta razón y como se muestra en las figuras anteriores, las magnitudes de los transductores de presión son mayores que las obtenidas mediante el pozo amortiguador.

Las presiones en cada punto generan datos influenciados por un porcentaje de área específico, por ende se calculan las presiones promedio generales y por filas, para evaluar el comportamiento de las presiones debido a la caída libre y la gran turbulencia presente.

Las relaciones H/D desarrolladas se presentan en la Figura 6.51 en donde se ratifica un comportamiento descendente en el valor promedio obtenido conforme se disminuye el caudal.

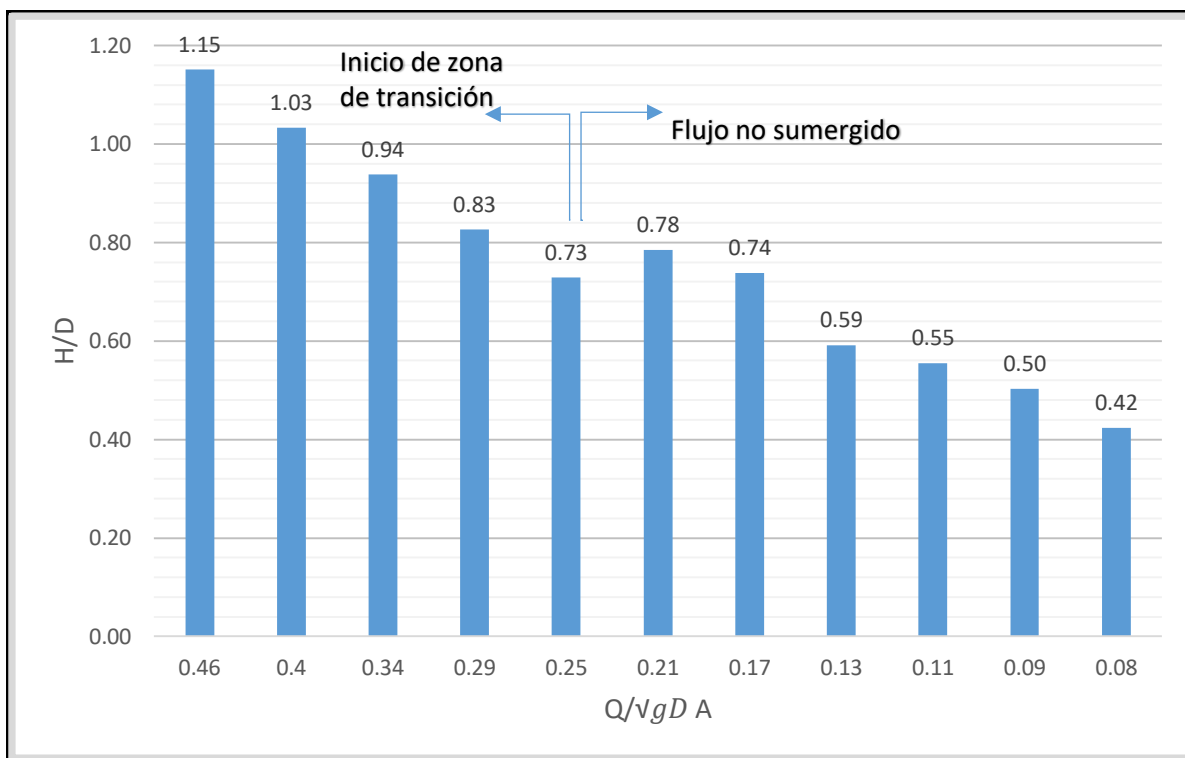


Figura 6.51. Relaciones H/D promedio en el fondo del cabezal para los diferentes caudales

En la Figura 6.51 se observa un descenso más pronunciado en el caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A, que representa el inicio de la zona de transición en la cual el flujo comienza a forzar su entrada en el barril debido al nivel del agua, las fluctuaciones y la aireación presentes.

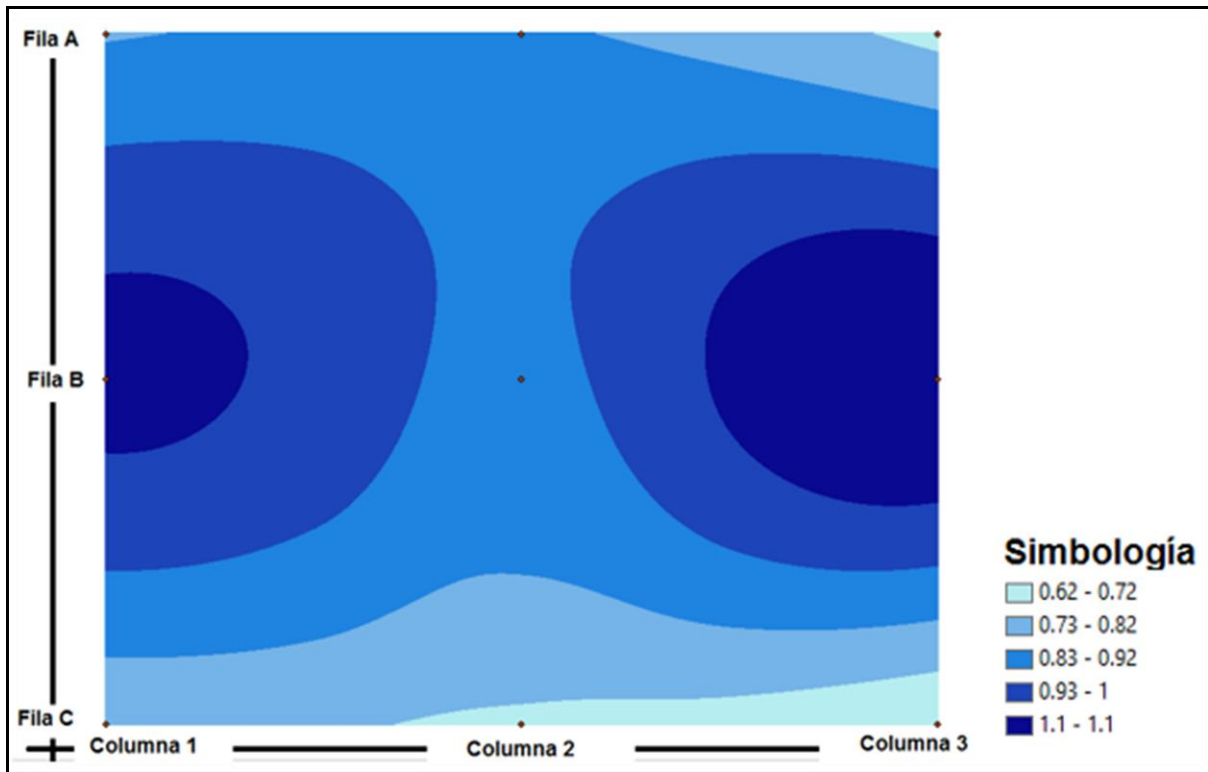


Figura 6.52. Relaciones H/D en el cabezal para un caudal de $0,21\sqrt{gD}$ A

La análisis de la zona de transición se puede apreciar al observar el comportamiento del flujo desde el caudal de $0,21\sqrt{gD}$ A hasta de $0,29\sqrt{gD}$ A. Inicialmente como se muestra la Figura 6.52 se inician a presentar relaciones de la carga de energía con respecto al diámetro similares a la unidad para un caudal de $0,21\sqrt{gD}$ A, principalmente en la zona de entrada del flujo en el barril y en menor medida al inicia de la fila B cercana a la pared opuesta a la entrada del barril. La zona intermedia, es decir la columna 2, presenta los valores menores, inferiores a la unidad.

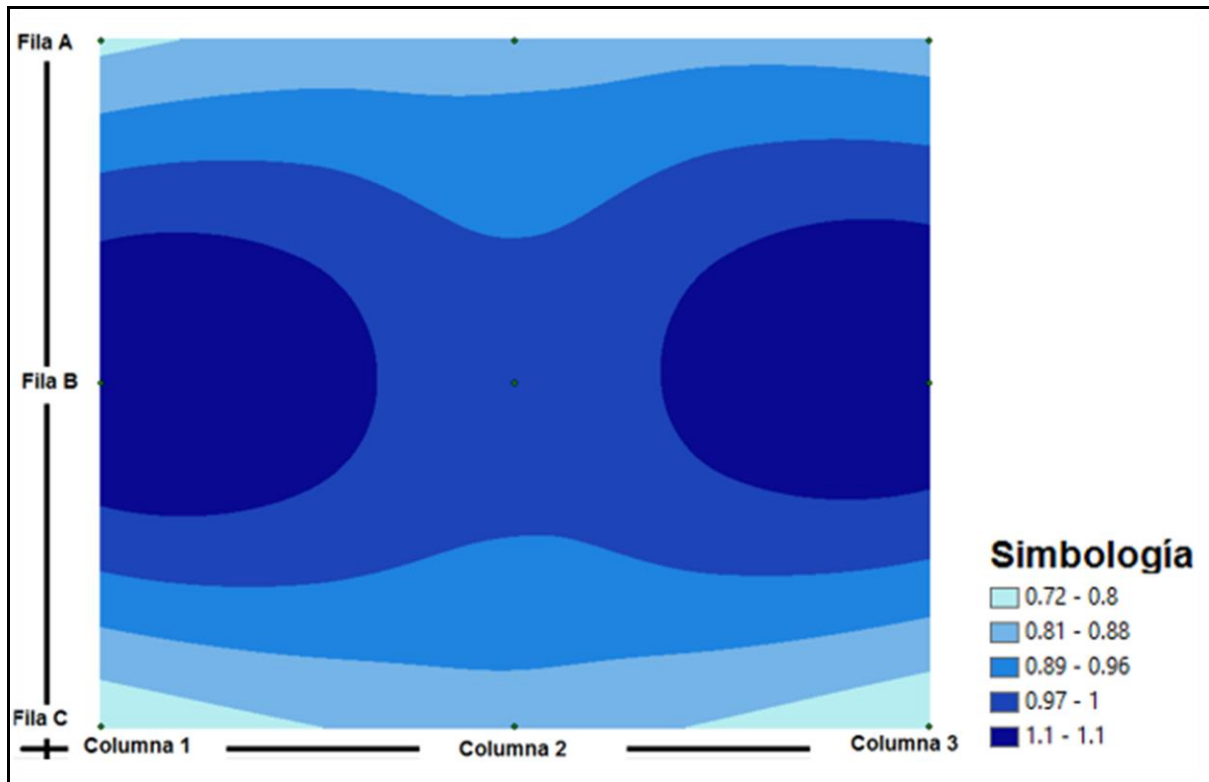


Figura 6.53. Relaciones H/D en el cabezal para un caudal de $0,25\sqrt{gD} A$

Al incrementar el caudal hasta un valor de $0,25\sqrt{gD} A$, punto en el cual inicia la zona de transición hacia el flujo sumergido en la entrada de la alcantarilla, se observa en la Figura 6.53 como las relaciones H/D iguales o ligeramente superiores a la unidad se concentran en una mayor área en las dos zonas, tanto en la entrada al barril como en la pared opuesta de la fila B.

Se comienzan a homogeneizar las relaciones a lo largo de la fila intermedia y en menor medida en la filas externas, debido a las fluctuaciones del flujo y la aireación en la entrada al barril que limitan el libre flujo del agua hacia al barril provocando que se acumule mayor cantidad de fluido en el cabezal aumentando las relaciones H/D dentro del cabezal.

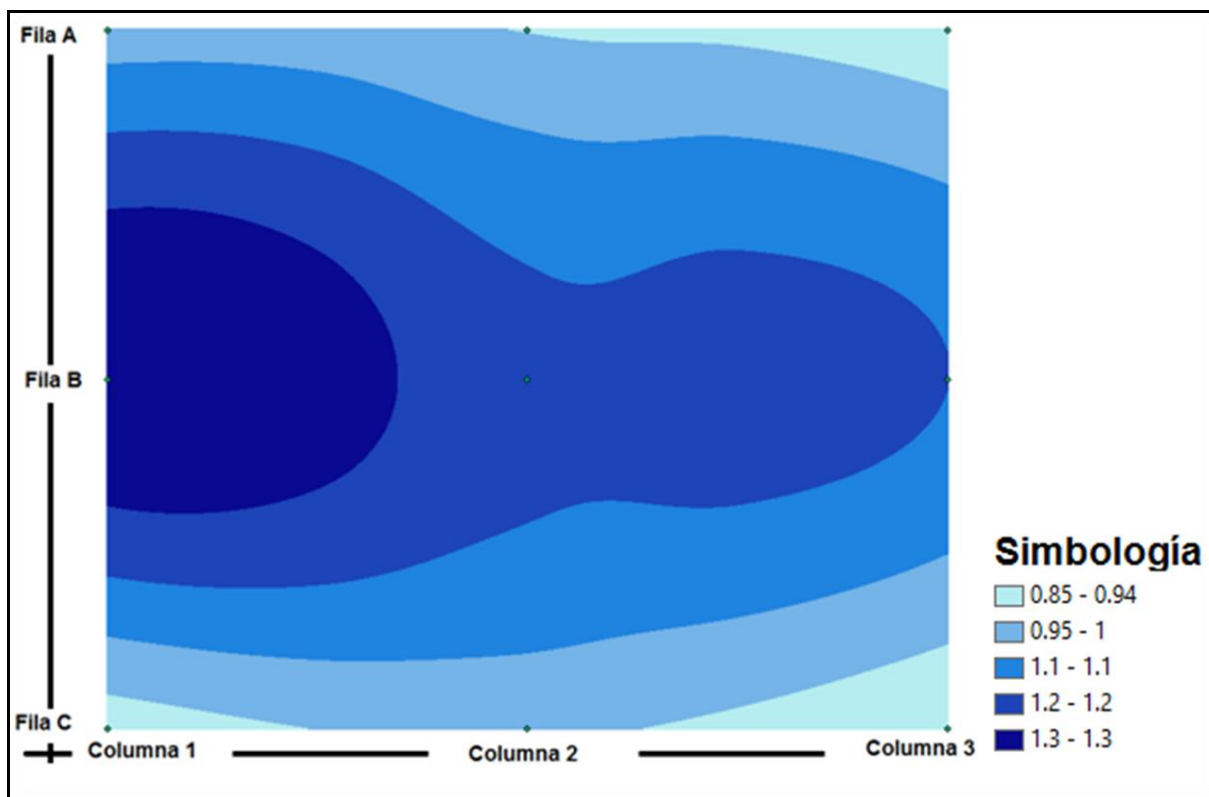


Figura 6.54. Relaciones H/D en el cabezal para un caudal de $0,29\sqrt{gD}$ A

Al ingresar en la zona de transición, como se observa en la Figura 6.54 para un caudal de $0,29\sqrt{gD}$ A se genera un aumento más significativo de la magnitud de la relación de carga de energía con respecto al diámetro, presentando valores de 1,3 en la pared opuesta a la entrada del barril.

Al limitar la entrada del flujo en el barril debido a que inicia a trabajar como flujo sumergido se genera un efecto de desplazamiento de las zonas donde se generan las relaciones H/D mayores por la elevación de la carga de agua en el cabezal.

Al aumentar el caudal desde $0,21\sqrt{gD}$ A hasta $0,29\sqrt{gD}$ A se observa el desplazamiento de las zonas con mayor carga potencial, iniciando por la entrada del barril, luego homogenizándose a lo largo de la fila intermedia del cabezal para finalizar con relaciones H/D significativas en la pared opuesta de la entrada al barril.

Analizando el comportamiento en cada una de las filas dentro del cabezal en la Figura 6.55 se presenta una tendencia al aumento en la presión en la fila B, producto del impacto del chorro

de la caída libre, que para caudales menores es el efecto predominante, sin embargo conforme aumenta el caudal, el nivel del agua dentro del cabezal tiende a aumentar, funcionamiento como una piscina amortiguadora del impacto, provocando que la magnitud de la carga estática aumente en mayor medida en las filas externas que presentan una magnitud similar entre ellas para los caudales analizados.

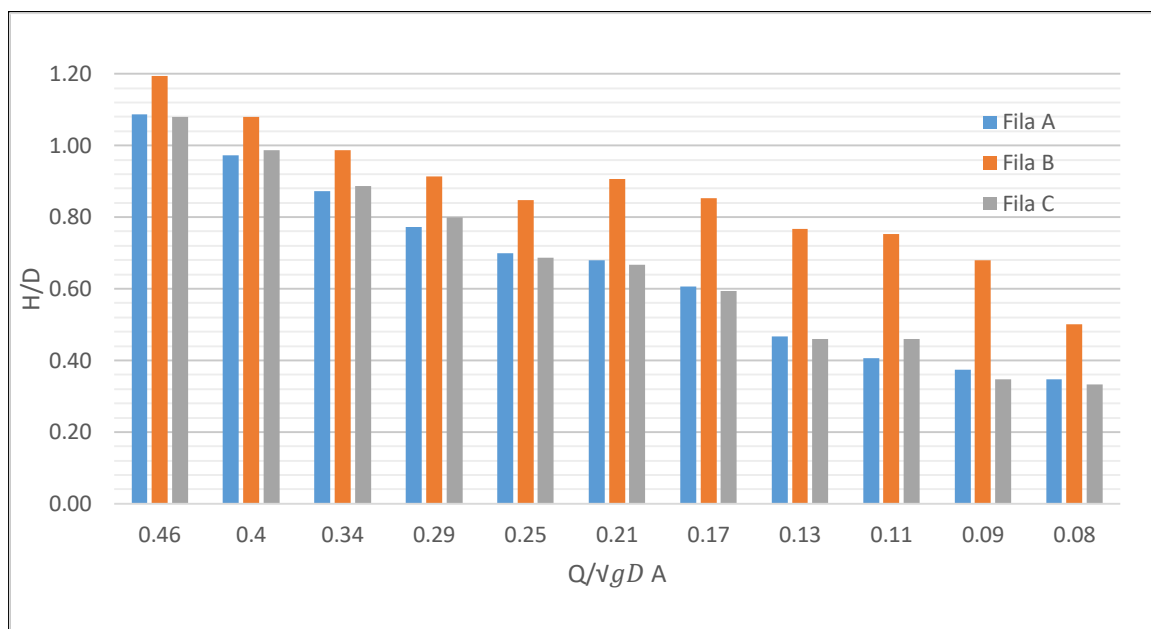


Figura 6.55. Valores promedio de H/D en las Filas del cabezal para los diferentes caudales

Para caudales menores, el chorro de la caída libre presenta un comportamiento más definido y directo sobre el fondo del cabezal, por ende la fila intermedia recibe la mayor presión de impacto.

La Figura 6.55 muestra un comportamiento diferente en magnitud en las filas a partir del caudal $0,25\sqrt{gD}$ A. Para caudales menores se produce un flujo no sumergido en el cual la magnitud de la fila intermedia es mayor, sin embargo a partir del caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A la diferencia en magnitud entre las filas externas y la intermedia se reduce significativamente debido al inicio de la zona de transición a flujo sumergido en la entrada del barril.

Así mismo conforme se aumenta el caudal, el ángulo de incidencia del chorro al entrar en la piscina generada en el cabezal tiende a aumentar, es decir, el chorro impacta con menos inclinación y de forma más perpendicular, funcionando para los caudales mayores como una

cortina que limita el paso del agua que comienza a ascender en su nivel detrás del chorro, por ende se presenta una mayor carga en la Fila C en comparación con la Fila A.

Utilizando la ecuación (2.8), se definió el valor teórico del ángulo de incidencia del chorro de la caída libre con la tendencia mostrada en la Figura 6.56.

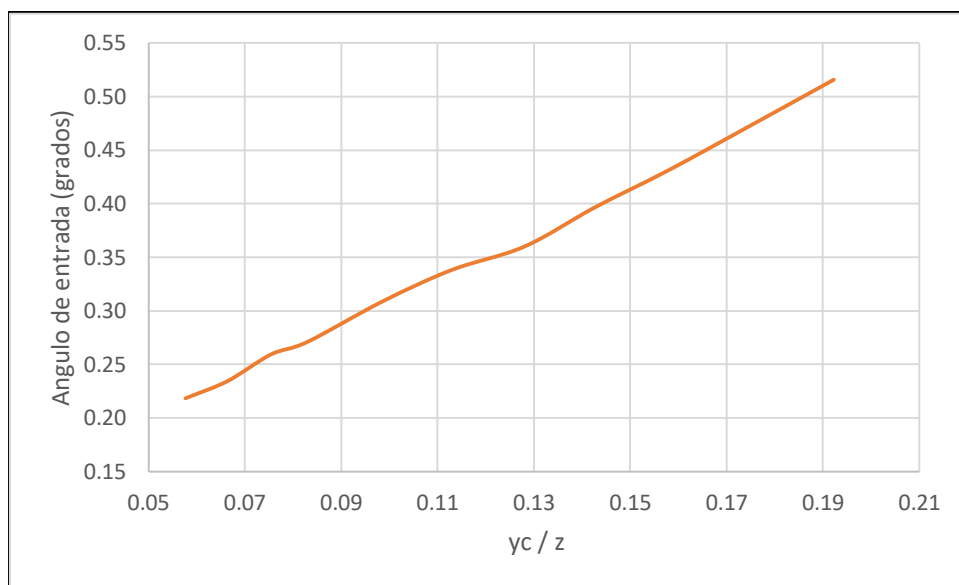


Figura 6.56. Ángulo de entrada del chorro de la caída libre con respecto a la horizontal

6.3.3 Carga de presión en el barril

Para las mediciones en el barril se utilizó únicamente los transductores de presión, sin verificarse con el pozo amortiguador, utilizando una configuración de puntos a lo largo del barril de la alcantarilla, como se observa en la Figura 6.57.

El cálculo de energía del fluido dentro del cabezal es difícil de obtener, ya que se presenta un cambio del movimiento, generando cambios en el vector velocidad en las tres direcciones, así como un cambio de energía potencial a cinética debido a la caída libre, estos dos efectos sumados generan un efecto rotacional del flujo generando vorticidad.

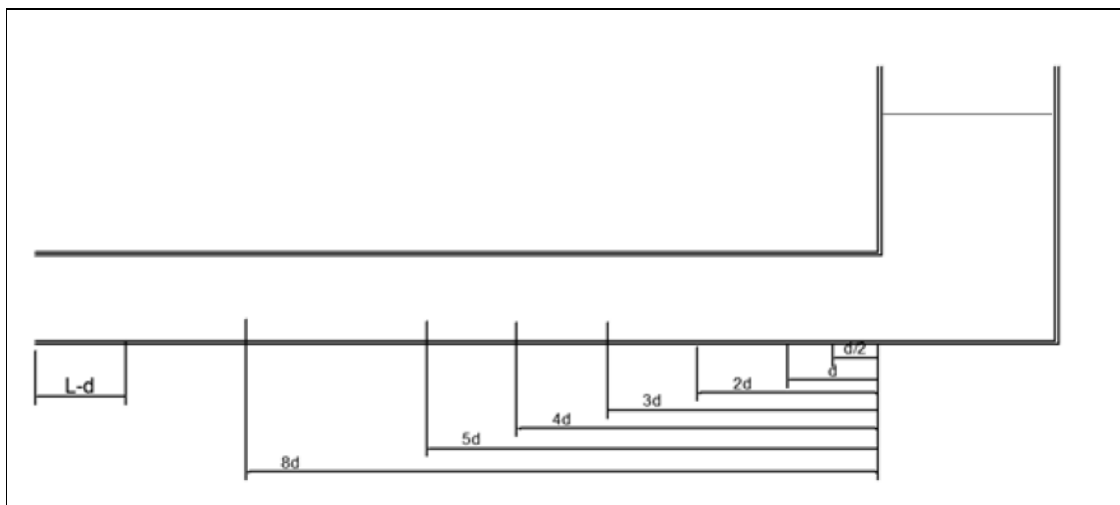


Figura 6.57. Puntos de medición de presiones a los largo del barril de la alcantarilla

Fuente: Alpizar, 2015.

El efecto rotacional del flujo presente en el cabezal se extiende a la entrada del barril de la alcantarilla sumado a la contracción debido al cambio de sección, provocan fluctuaciones del flujo a lo largo del barril con una tendencia a la estabilidad al final, sin embargo el grado de esta atenuación depende del caudal utilizado.

Los siguientes cuadros y figuras muestran el comportamiento de la carga de energía a lo largo del barril, en donde se espera teóricamente, que el flujo tienda a pasar o acercarse a la profundidad crítica cerca del extremo final barril.

Cuadro 6.25. Relaciones H/D para un caudal de $0,08\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	4,4	0,73	5,1	0,34
D	0	5,9	0,33	6,2	0,41
2D	0	5	0,51	5,5	0,36
3D	0	3	2,11	5,1	0,34
4D	0	4,2	0,83	5,0	0,33
5D	0	4,2	0,79	5,0	0,34
8D	0	4,2	0,81	5,0	0,33
L-D	0	4,1	0,89	5,0	0,33

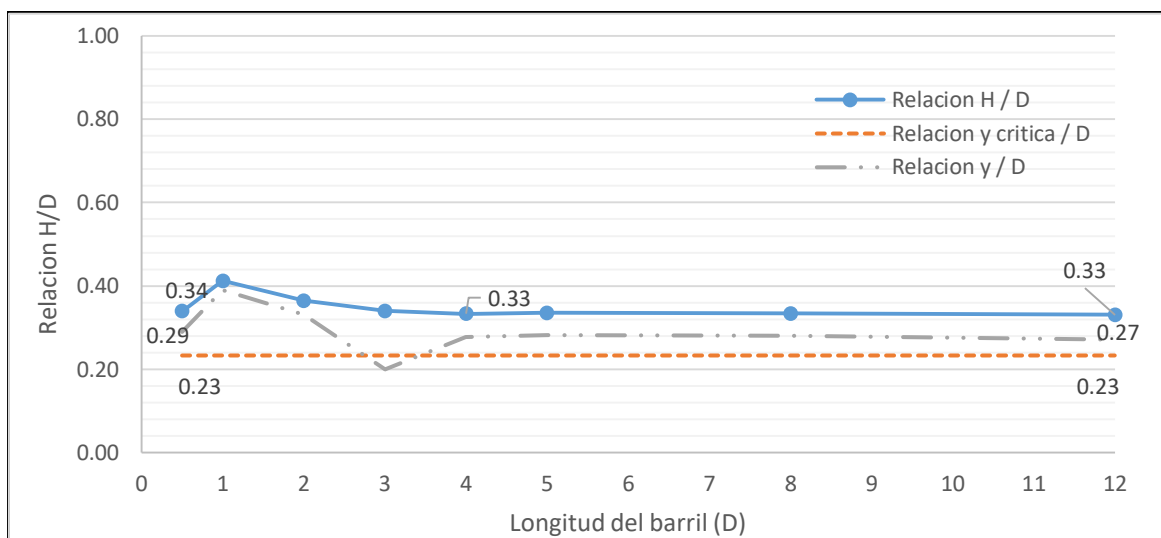


Figura 6.58. Relaciones H/D para un caudal $0,08\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

Cuadro 6.26. Relaciones H/D para un caudal de $0,09\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	4,8	0,86	5,7	0,38
D	0	4,6	0,94	5,6	0,37
2D	0	5,8	0,51	6,3	0,42
3D	0	4,7	0,93	5,6	0,37
4D	0	5,6	0,56	6,2	0,41
5D	0	4,6	0,96	5,6	0,37
8D	0	4,7	0,93	5,6	0,37
L-D	0	4,2	1,26	5,4	0,36

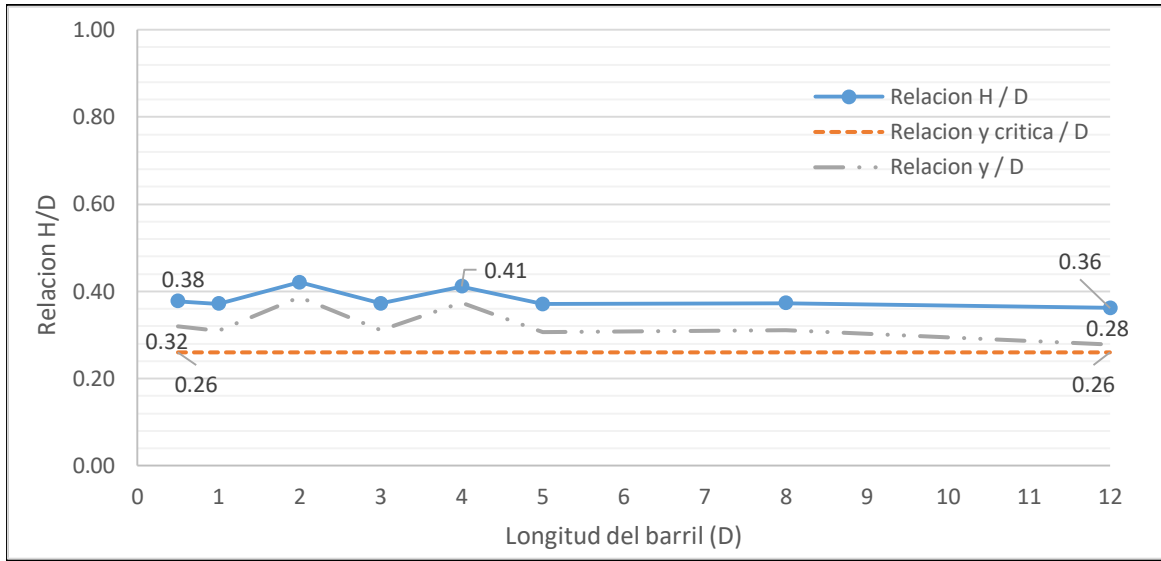


Figura 6.59. Relaciones H/D para un caudal $0,09\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

Cuadro 6.27. Relaciones H/D para un caudal de $0,11\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	5,3	0,94	6,3	0,42
D	0	4,4	1,57	6,0	0,40
2D	0	4,9	1,21	6,1	0,41
3D	0	5,0	1,14	6,1	0,41
4D	0	7,0	0,46	7,5	0,50
5D	0	6,0	0,67	6,7	0,45
8D	0	5,0	1,12	6,1	0,41
L-D	0	4,6	1,37	6,0	0,40

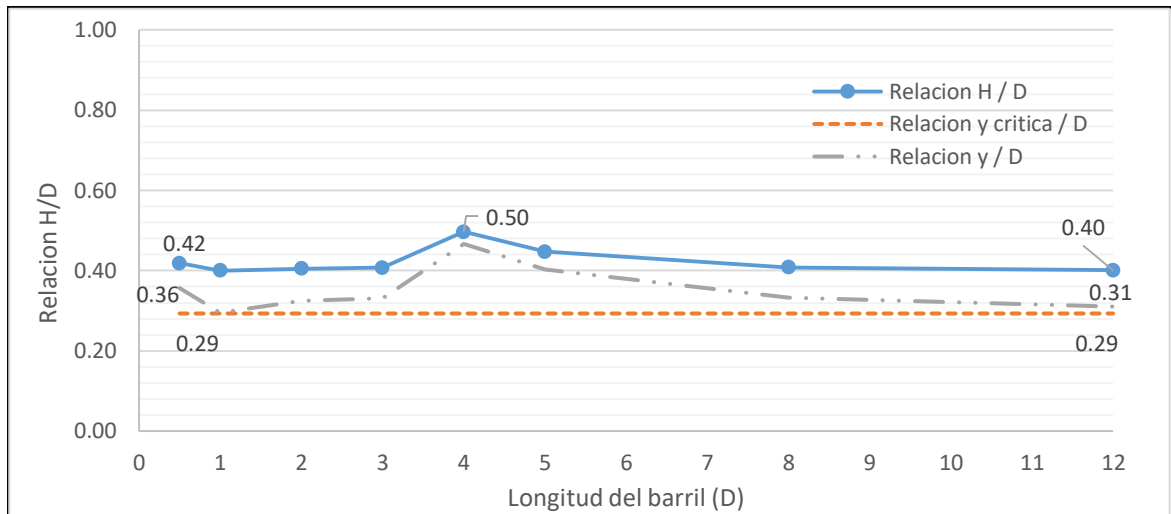


Figura 6.60. Relaciones H/D para un caudal $0,11\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

Cuadro 6.28. Relaciones H/D para un caudal de $0,13\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	5,4	1,22	6,6	0,44
D	0	7,5	0,50	8,0	0,54
2D	0	7,1	0,58	7,7	0,51
3D	0	6,0	0,93	6,9	0,46
4D	0	6,4	0,77	7,2	0,48
5D	0	5,4	1,21	6,6	0,44
8D	0	5,7	1,04	6,7	0,45
L-D	0	5,2	1,34	6,5	0,44

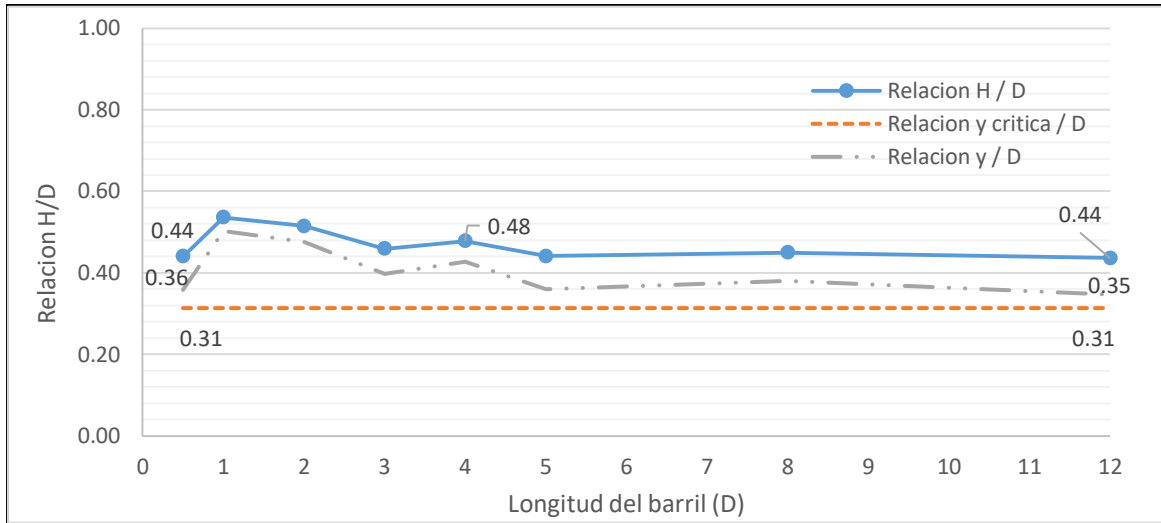


Figura 6.61. Relaciones H/D para un caudal $0,13\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

Cuadro 6.29. Relaciones H/D para un caudal de $0,17\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	6,0	1,54	7,5	0,50
D	0	6,3	1,33	7,7	0,51
2D	0	8,1	0,70	8,8	0,59
3D	0	8,5	0,62	9,1	0,61
4D	0	8,4	0,64	9,0	0,60
5D	0	8,0	0,72	8,7	0,58
8D	0	8,4	0,65	9,0	0,60
L-D	0	6,0	1,51	7,5	0,50

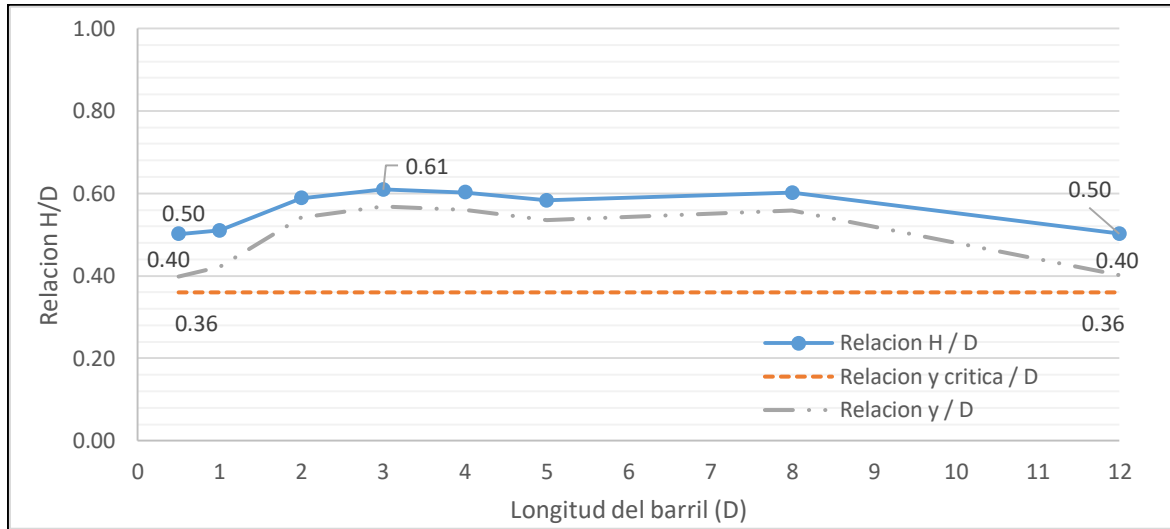


Figura 6.62. Relaciones H/D para un caudal $0,17\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

Cuadro 6.30. Relaciones H/D para un caudal de $0,21\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	7,4	1,35	8,7	0,58
D	0	7,0	1,53	8,5	0,57
2D	0	8,3	0,99	9,3	0,62
3D	0	7,9	1,13	9,0	0,60
4D	0	9,1	0,80	9,9	0,66
5D	0	9,4	0,73	1,0	0,68
8D	0	9,3	0,76	1,0	0,67
L-D	0	5,6	2,73	8,4	0,56

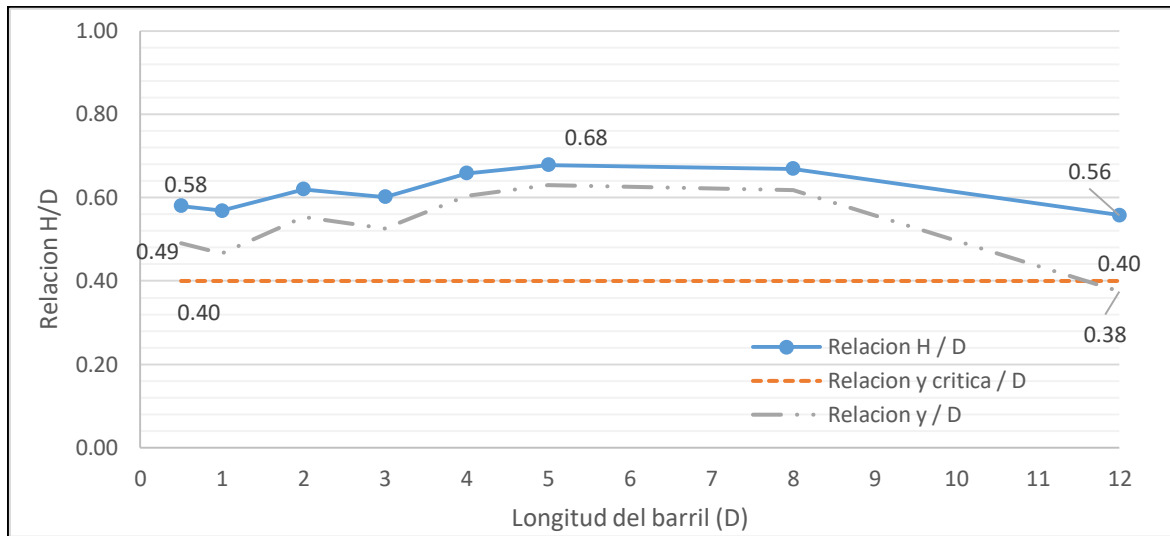


Figura 6.63. Relaciones H/D para un caudal $0,21\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

Cuadro 6.31. Relaciones H/D para un caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	7,7	1,73	9,4	0,63
D	0	7,6	1,76	9,4	0,62
2D	0	8,8	1,24	10,0	0,67
3D	0	8,6	1,30	9,9	0,66
4D	0	9,8	0,96	10,7	0,71
5D	0	10,1	0,89	11,0	0,73
8D	0	9,9	0,93	10,8	0,72
L-D	0	6,3	2,87	9,2	0,61

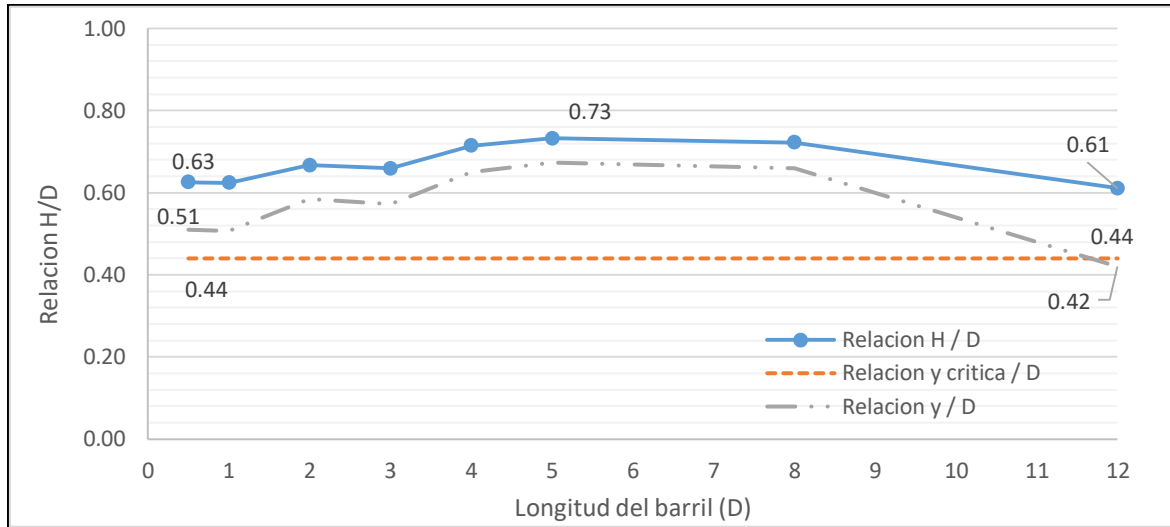


Figura 6.64. Relaciones H/D para un caudal $0,25\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

Cuadro 6.32. Relaciones H/D para un caudal de $0,29\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	8,7	1,78	10,5	0,70
D	0	8,5	1,91	10,4	0,69
2D	0	9,5	1,46	10,9	0,73
3D	0	9,4	1,47	10,9	0,73
4D	0	10,4	1,17	11,6	0,77
5D	0	10,8	1,09	11,9	0,79
8D	0	10,8	1,10	11,8	0,79
L-D	0	6,9	3,25	10,1	0,67

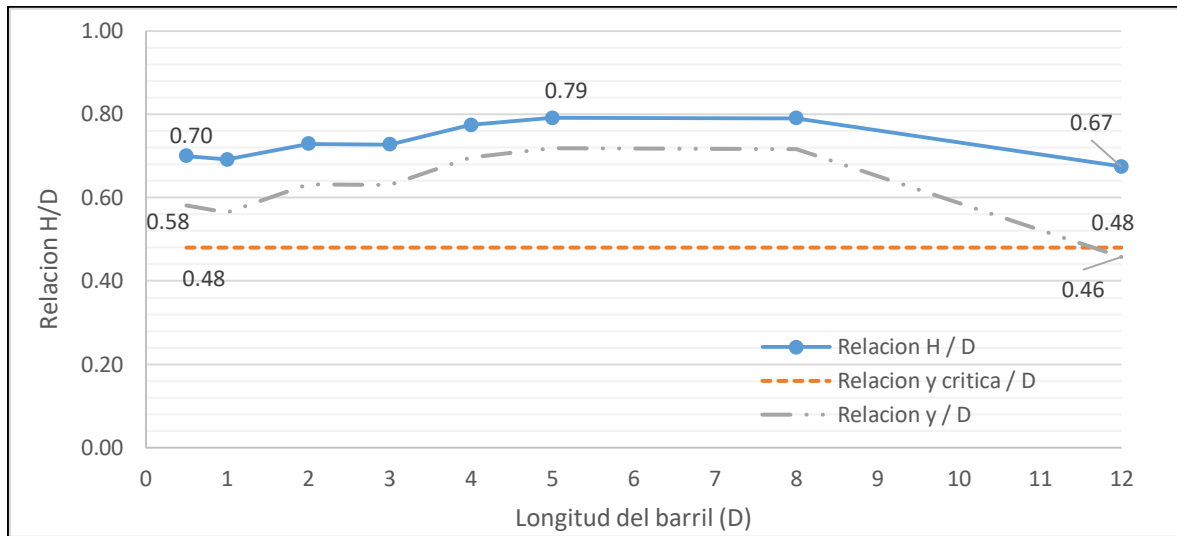


Figura 6.65. Relaciones H/D para un caudal $0,29\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

Cuadro 6.33. Relaciones H/D para un caudal de $0,34\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	9,4	1,99	11,4	0,76
D	0	9,0	2,23	11,2	0,75
2D	0	9,9	1,78	11,7	0,78
3D	0	10,0	1,76	11,7	0,78
4D	0	10,8	1,46	12,3	0,82
5D	0	11,3	1,34	12,6	0,84
8D	0	11,0	1,40	12,4	0,83
L-D	0	7,2	3,88	11,1	0,74

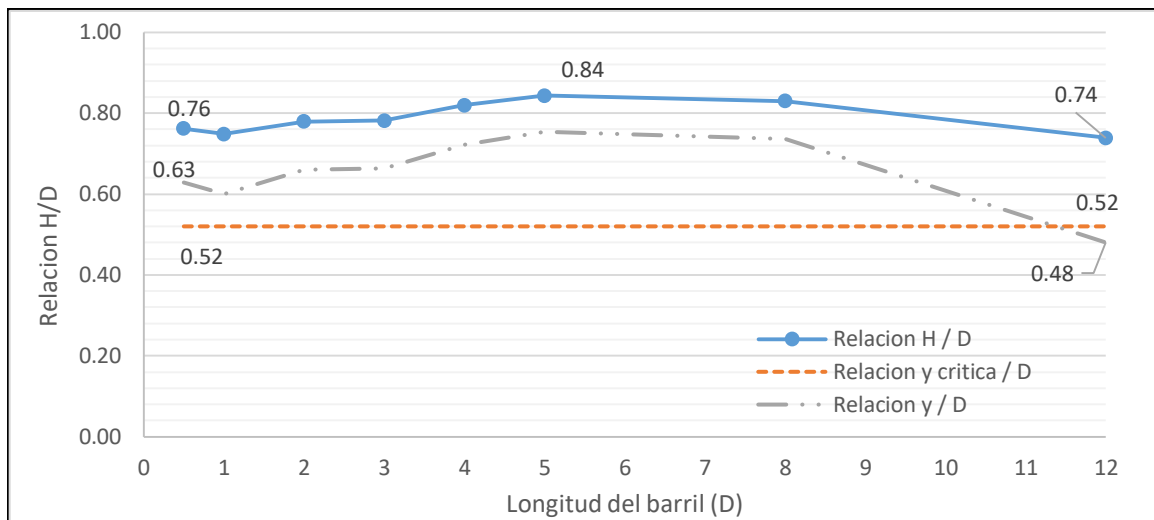


Figura 6.66. Relaciones H/D para un caudal $0,34\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

Cuadro 6.34. Relaciones H/D para un caudal de $0,40\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	10,2	2,26	12,5	0,83
D	0	9,6	2,58	12,2	0,81
2D	0	10,6	2,08	12,7	0,85
3D	0	10,5	2,13	12,6	0,84
4D	0	11,4	1,79	13,2	0,88
5D	0	12,0	1,60	13,6	0,91
8D	0	11,8	1,66	13,5	0,90
L-D	0	7,8	4,32	12,1	0,81

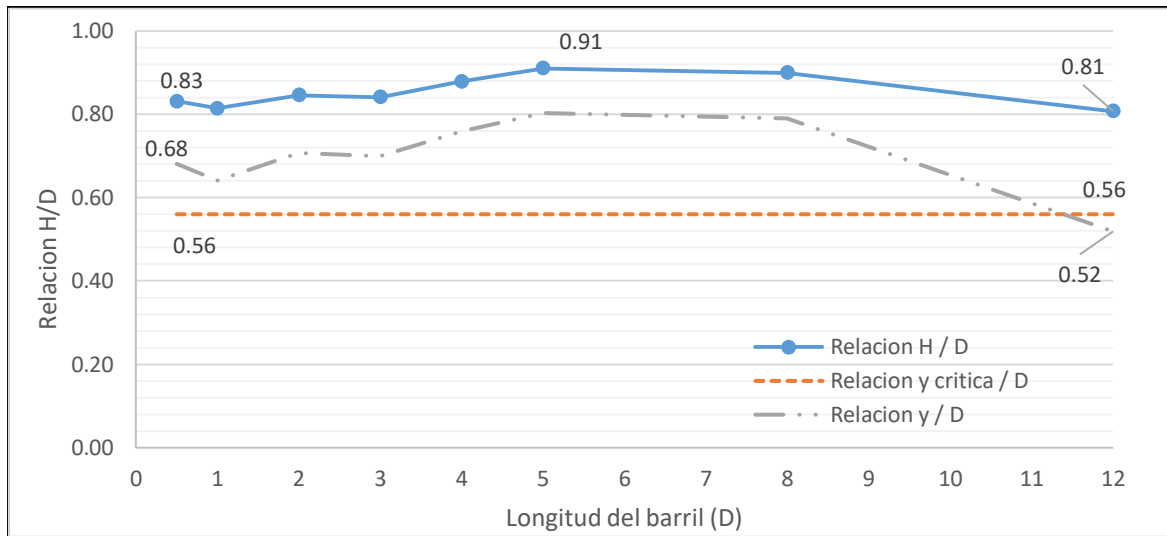


Figura 6.67. Relaciones H/D para un caudal $0,40\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

Cuadro 6.35. Relaciones H/D para un caudal de $0,46\sqrt{gD}$ A en el barril.

	z (cm)	y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D
0,5D	0	11,7	2,26	13,9	0,93
D	0	11,2	2,48	13,7	0,91
2D	0	12,2	2,09	14,3	0,95
3D	0	10,7	2,74	13,4	0,89
4D	0	11,8	2,22	14,0	0,94
5D	0	12,8	1,92	14,7	0,98
8D	0	12,4	2,03	14,4	0,96
L-D	0	8,3	4,89	13,2	0,88

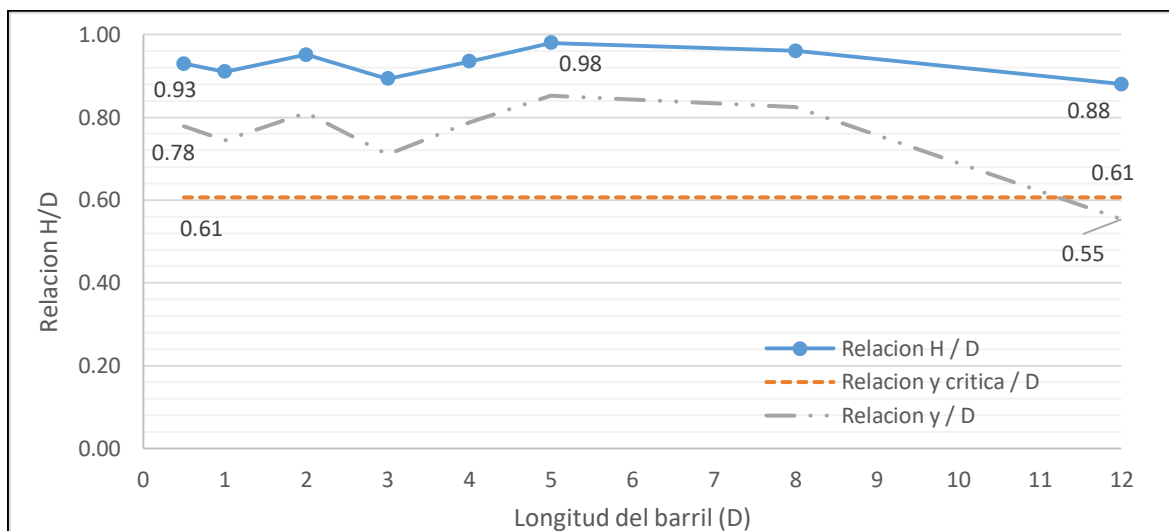


Figura 6.68. Relaciones H/D para un caudal $0,46\sqrt{gD}$ A a lo largo del barril de la alcantarilla

La Figura 6.64 muestra el comportamiento del flujo dentro del barril para el caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A con una relación máxima de carga con respecto al diámetro aproximadamente de 0,73. En el cabezal estas relaciones presentan valores alrededor de 0,84 y 0,75 para las filas externas, filas A y C respectivamente, sin embargo para la fila B las relaciones son del orden de 1,10. Estas diferencias concuerdan con el comportamiento fluctuante del nivel del fluido en la entrada del barril que implica el inicio de la zona de transición hacia una sumergencia en la entrada.

El punto máximo de funcionamiento a superficie libre únicamente dentro del barril, se observa en la Figura 6.68 con relaciones de carga de energía con respecto al diámetro del barril muy cercano a la unidad, sin embargo para la entrada del barril para este caudal de $0,46\sqrt{gD}$ A ya se presenta un flujo sumergido.

Para este caudal, la profundidad promedio del flujo a lo largo del barril es alrededor de 0,76 de la capacidad del barril, con un punto máximo de profundidad de 0,85 la capacidad del barril, sin embargo se debe tomar en consideración los posibles sedimentos asociados al comportamiento real de una alcantarilla de alivio, así como fluctuaciones del flujo y aireación dentro del barril.

A lo largo del barril y debido a la pendiente nula y la longitud del mismo se presenta un comportamiento de flujo no sumergido con control a la salida, donde en el punto de salida (L-

D) la altura del agua es cercano o presenta una tendencia a la profundidad crítica para caudales bajos ($0,08\sqrt{gD}$ A hasta $0,17\sqrt{gD}$ A) y para caudales altos ($0,21\sqrt{gD}$ A hasta $0,46\sqrt{gD}$ A) la altura del agua pasa por la profundidad crítica antes del punto L-D e incluso se observan profundidades menores.

Conforme se aumenta el caudal, la disminución de la carga de energía al final del barril tiende a ser más significativa, como se observa en el Cuadro 6.36, así como el comportamiento de la profundidad en el punto final de medición en el barril presentando un flujo no sumergido con control en la sección de la salida.

Cuadro 6.36. Relaciones de profundidad en punto L-D del barril para los caudales en estudio

$Q\sqrt{gD}$ A	H / D	y / D	y crítica / D	Diferencia absoluta (y / D - y crítica / D)
0,08	0,33	0,27	0,23	0,038
0,09	0,36	0,28	0,26	0,018
0,11	0,40	0,31	0,29	0,016
0,13	0,44	0,35	0,31	0,033
0,17	0,50	0,40	0,36	0,042
0,21	0,56	0,38	0,40	0,025
0,25	0,61	0,42	0,44	0,020
0,29	0,67	0,46	0,48	0,023
0,34	0,74	0,48	0,52	0,040
0,40	0,81	0,52	0,56	0,041
0,46	0,88	0,55	0,61	0,053

Cuando se presenta un control a la salida, el flujo aguas arriba de la sección de control presenta un remanso en flujo subcrítico. Este efecto se observa más claramente en la figuras de los caudales altos ($0,21\sqrt{gD}$ A hasta $0,46\sqrt{gD}$ A).

La Figura 6.69 muestra que para este rango de caudales se presenta que la profundidad del agua es menor que la profundidad crítica en el punto de medición a una distancia D desde el borde final del barril, sin embargo teóricamente se espera este comportamiento hasta el borde del barril, por lo tanto, en el punto final del barril, y debido a que no se generaron mediciones

en dicho punto, es de esperar que la profundidad del flujo sea incluso aún menor con respecto a la profundidad crítica.

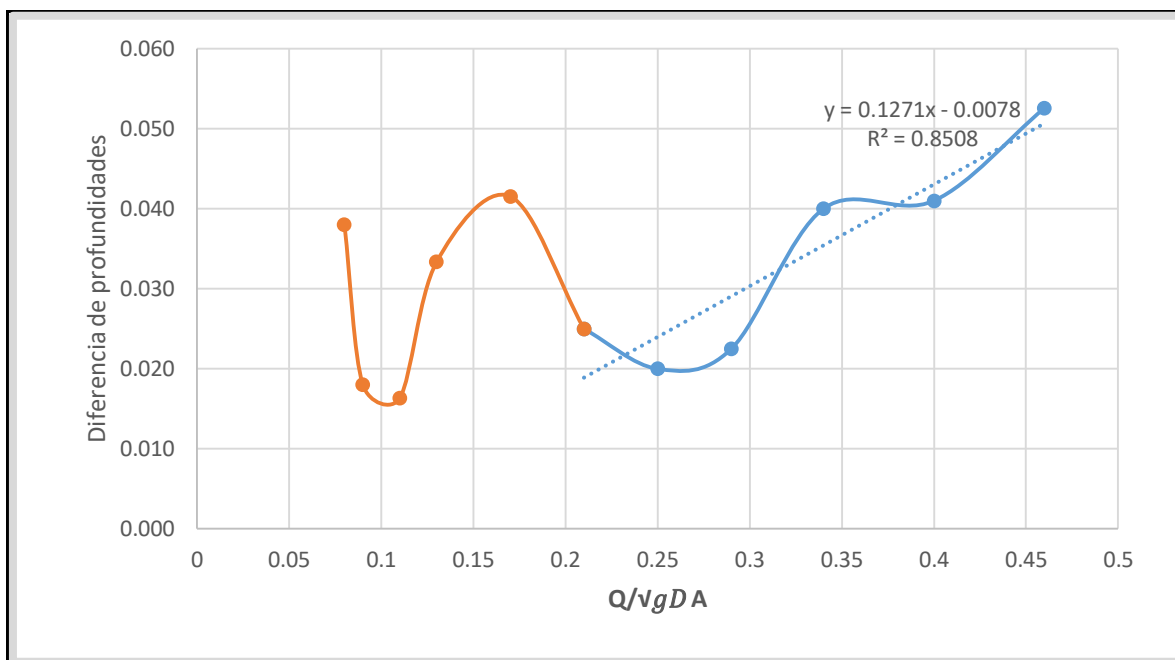


Figura 6.69. Diferencia entre la profundidad crítica y la profundidad del flujo en el punto final de medición del barril

El enfoque de flujo no sumergido implica que en la totalidad de la alcantarilla de alivio se presentan relaciones de carga de energía, con respecto al diámetro, menores o iguales a la unidad. El comportamiento del flujo muestra que para un caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A inicia la zona de transición hacia la sumergencia en la entrada. Esta zona se caracteriza por fluctuaciones del nivel del agua dentro del cabeza, turbulencia y aireación.

La muestra que al promediar los valores de carga de energía en las columnas de la cuadrícula de puntos de medición en el cabezal, y observar su comportamiento y los valores de carga con respecto al diámetro a lo largo del barril, se observa el efecto de la contracción del flujo en la entrada del barril y para el rango de caudales desde $0,21\sqrt{gD}$ A hasta $0,29\sqrt{gD}$ A se ratifica el comportamiento inicio de la zona transición hacia flujo sumergido para caudales mayores a $0,25\sqrt{gD}$ A.

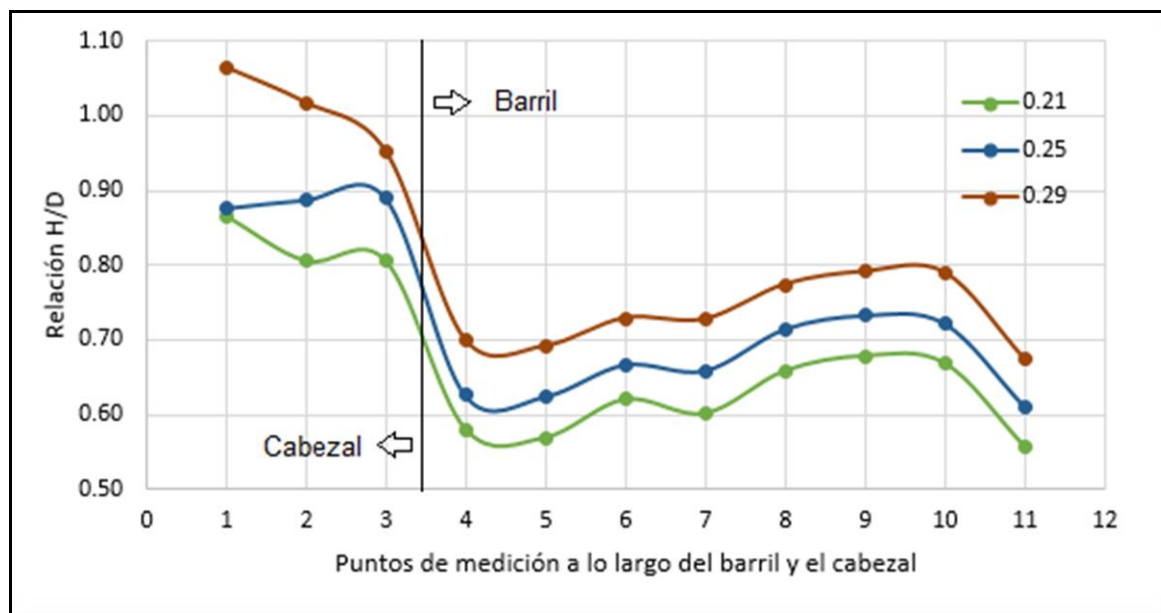


Figura 6.70. Relaciones H/D a lo largo del modelo (cabezal y barril) para evaluar punto de inicio de zona de transición a la sumergencia

6.4 Disipación de energía

Al colocar el nivel de referencia en el fondo del barril para la evaluación de energía a través del modelo, se establece una cota de 24,9 cm para el canal de aproximación y una cota de 0 cm para el barril de la alcantarilla. Con estos datos, las profundidades del fluido y las velocidades medias, se obtuvo el valor de carga hidráulica de entrada y su respectiva relación con el diámetro de la alcantarilla. Ver el Cuadro 6.37 y el Cuadro 6.38.

Es imperativo mencionar que el análisis de disipación de energía es una comparación únicamente entre el punto de ingreso del flujo en el canal de aproximación y el punto de salida al final del barril. Los fenómenos y efectos disipadores en el transcurso del flujo entre ambos puntos no se incorporan debido a que no se cuenta con equipo para realizar mediciones más precisas de las variables que afectan y modifican el gradiente energético del flujo a lo largo de la alcantarilla.

Cuadro 6.37. Energía de entrada medida a 80 cm aguas arriba del borde del cabezal

$Q\sqrt{gD}$ A	z (cm)	y (cm)	$\alpha V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D	$\delta H / D$
0,08	24,9	2,05	0,42	27,4	1,82	0,0036
0,09	24,9	2,40	0,45	27,7	1,85	0,0039
0,11	24,9	2,65	0,48	28,0	1,87	0,0040
0,13	24,9	2,85	0,51	28,3	1,88	0,0042
0,17	24,9	3,50	0,62	29,0	1,93	0,0041
0,21	24,9	3,90	0,79	29,6	1,97	0,0045
0,25	24,9	4,35	0,89	30,1	2,01	0,0049
0,29	24,9	4,70	1,04	30,6	2,04	0,0056
0,34	24,9	5,05	1,29	31,2	2,08	0,0083
0,40	24,9	5,45	1,45	31,8	2,12	0,0072
0,46	24,9	5,95	1,63	32,5	2,17	0,0094

Cuadro 6.38. Energía de salida medida en L-D

$Q\sqrt{gD}$ A	z (cm)	y (cm)	$\alpha V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D	$\delta H / D$
0,08	0	4,1	0,89	5,0	0,33	0,011
0,09	0	4,2	1,26	5,4	0,36	0,014
0,11	0	4,6	1,37	6,0	0,40	0,015
0,13	0	5,2	1,34	6,5	0,44	0,012
0,17	0	6,0	1,51	7,5	0,50	0,014
0,21	0	5,6	2,73	8,4	0,56	0,026
0,25	0	6,3	2,87	9,2	0,61	0,026
0,29	0	6,9	3,25	10,1	0,67	0,030
0,34	0	7,2	3,88	11,1	0,74	0,035
0,40	0	7,8	4,32	12,1	0,81	0,041
0,46	0	8,3	4,89	13,2	0,88	0,045

Se debe tomar en cuenta, que el fenómeno presente en el cabezal, genera pérdidas de energía debido a la fricción entre las partículas, la vibración y la aireación; fenómenos que no se pueden despreciar pero no se presentan métodos o parámetros de medición en este trabajo.

Cuadro 6.39. Relaciones H/D y porcentajes de disipación de energía en el modelo

$Q\sqrt{gD}$ A	H/D entrada	H/D promedio en cabezal	H/D salida	% Disipación
0,08	1,82	0,42	0,33	82
0,09	1,85	0,50	0,36	80
0,11	1,87	0,55	0,40	79
0,13	1,88	0,59	0,44	77
0,17	1,93	0,74	0,50	74
0,21	1,97	0,78	0,56	72
0,25	2,01	0,73	0,61	70
0,29	2,04	0,83	0,67	67
0,34	2,08	0,94	0,74	65
0,40	2,12	1,03	0,81	62
0,46	2,17	1,15	0,88	59

El Cuadro 6.39 presenta la tendencia del porcentaje de disipación de energía en el modelo, con los valores normalizados con el diámetro de la alcantarilla.

Las características propias de la alcantarilla de alivio generan dos escenarios de disipación de energía; la caída libre disipando la carga piezométrica debido al impacto del chorro, y el cambio direccional y posteriormente la contracción afectando la carga de velocidad.

Investigaciones experimentales previas realizadas por Lin (2009) demostraron que el principal mecanismo que causa de pérdidas de energía en una estructura de cabezal es la mezcla entre el nivel de agua de la piscina y el chorro de la caída libre.

La Figura 6.71 presenta el comportamiento descendente de la disipación de energía conforme se aumenta el caudal, como es esperado teóricamente, debido al impacto del chorro y el efecto disipador de la piscina en el cabezal.

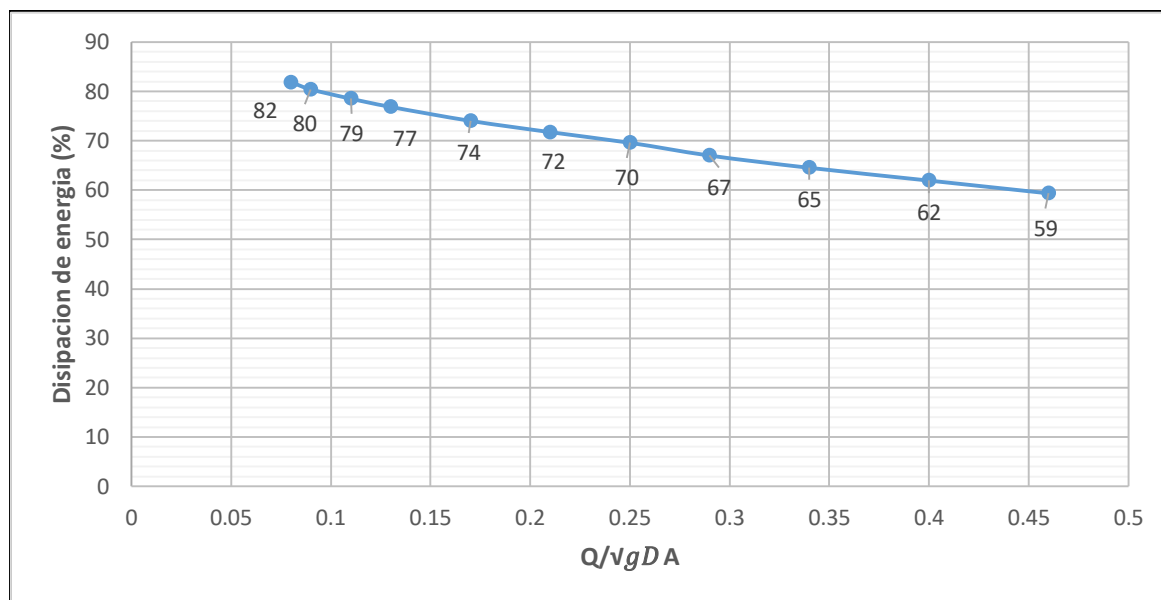


Figura 6.71. Porcentaje de disipación de energía en el modelo para el rango de caudales

Porcentualmente, como se observa en la Figura 6.72 la carga piezométrica representa más del 95% de la carga hidráulica de entrada en el canal de aproximación, por ende, para caudales menores, con la trayectoria definida del chorro de la caída libre y un mayor impacto sobre el cabezal, se produce una mayor disipación de carga estática, generando una mayor disipación global de la carga hidráulica.

Para caudales mayores, aproximadamente desde $0,21\sqrt{gD}$ A hasta $0,46\sqrt{gD}$ A, el efecto disipador del nivel de agua en el cabezal es importante, sin embargo el fenómeno que representa una mayor disipación de energía es la recirculación del flujo que produce además un efecto de aireación importante.

Conforme se aumenta el caudal, el impacto del chorro es menos influyente además de presentarse el efecto amortiguador del nivel del agua, asimismo para mayores valores del número de Reynolds se produce mayor turbulencia dentro del cabezal y aumento de la vorticidad.

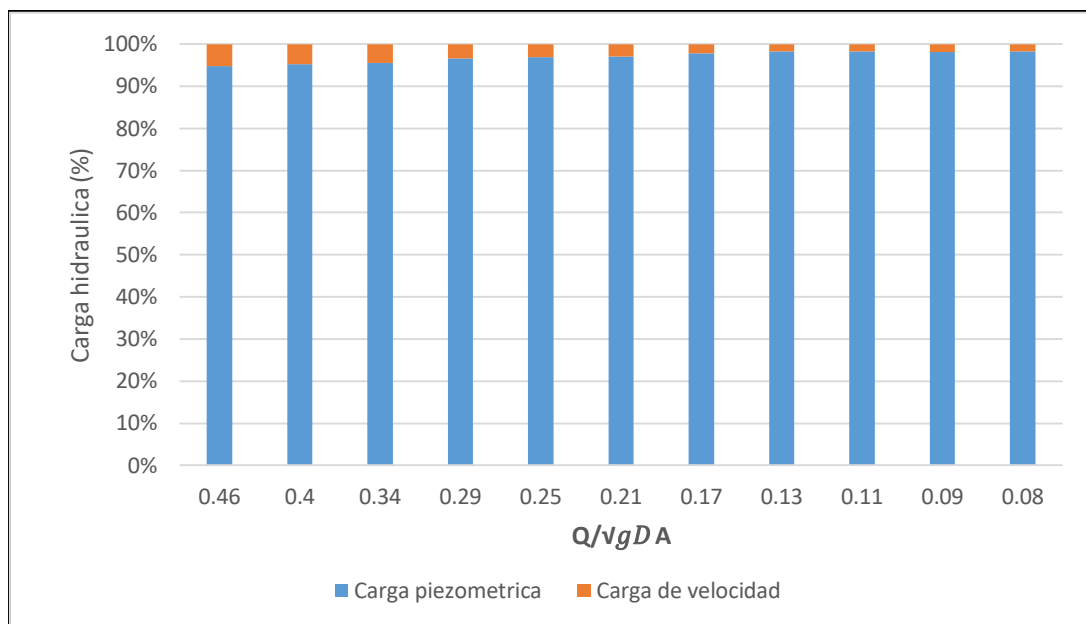


Figura 6.72. Porcentaje de carga piezométrica y carga de velocidad para condición de entrada en el modelo para el rango de caudales

6.4.1 Vorticidad

Debido a las características físicas de la alcantarilla de alivio, se produce una recirculación del flujo dentro del cabezal, aproximadamente a partir del caudal $0,17\sqrt{gD}$ A, dicha recirculación genera un efecto rotacional del flujo y por ende la aparición de vórtices. Ver Figura 6.73.

Conforme se aumenta el caudal, se da una mayor recirculación del flujo aumentando la generación de vórtices provocando un efecto de enrollamiento o **“roll-up” de la vorticidad a lo largo del cabezal hasta la entrada del barril**; la magnitud y el desarrollo de este enrollamiento depende de cada caudal.

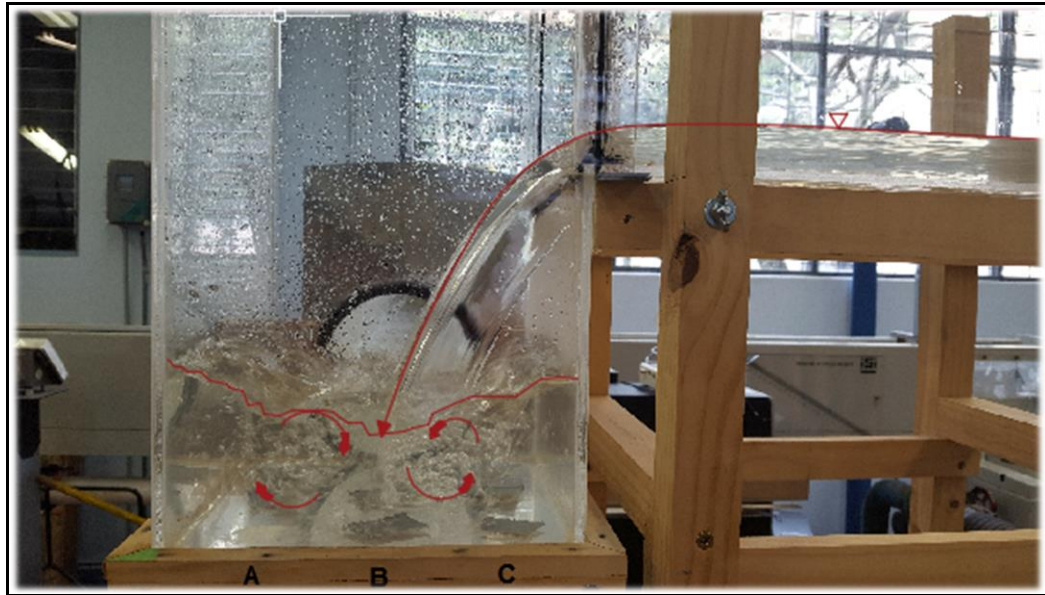


Figura 6.73. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de $0,17\sqrt{gD}$ A

La Figura 6.74 para un caudal de $0,21\sqrt{gD}$ A muestra de manera más significativa el inicio del movimiento rotacional del flujo, generando una mayor aireación e incorporación de burbujas, ubicado en las zonas anexas al impacto del chorro de caída libre, incluso se observan en el fondo del cabezal.

En general, como indica Edwini-Bonsu & Steffler (2006) los pozos de caída pueden introducir aire en el flujo por mecanismos como, arrastre de aire producto del chorro de caída libre al interactuar con el límite de la capa de aire, arrastre de aire por el impacto del chorro en las paredes del pozo o la piscina de agua, y por último debido a la aireación de superficie libre atribuido a las perturbaciones superficiales de la piscina amortiguadora.

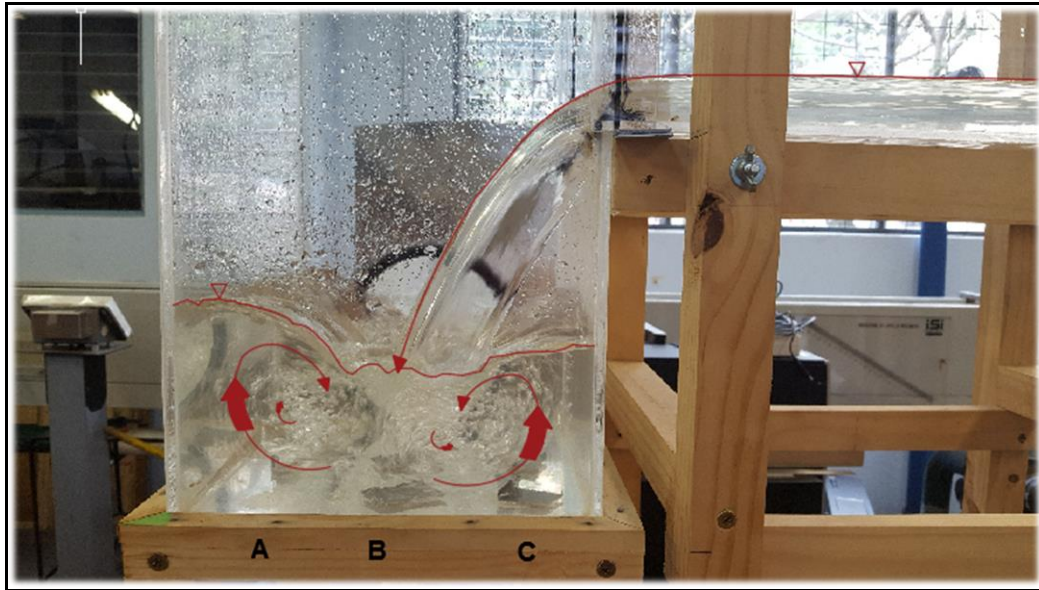


Figura 6.74. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de $0,21\sqrt{gD} A$

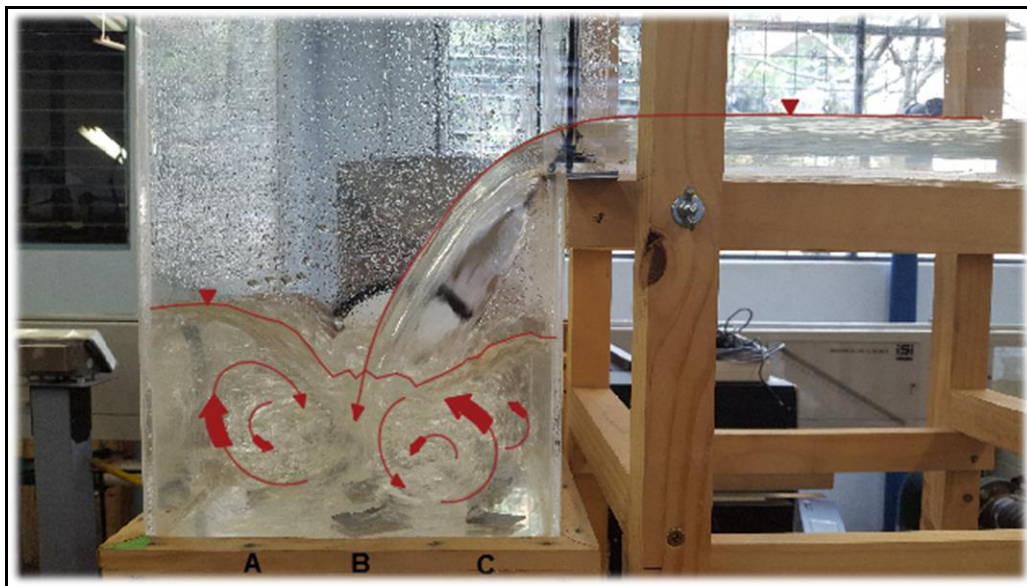


Figura 6.75. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de $0,25\sqrt{gD} A$

A partir del caudal de $0,25\sqrt{gD} A$, como el observado en la Figura 6.75 se comienza a presentar oscilaciones en el nivel de la piscina por encima del borde superior de la entrada del barril,

generando un cambio en el comportamiento del flujo dentro del cabezal, afectando el comportamiento del coeficiente de descarga, como se analizara más adelante. Debido a este comportamiento se presenta una mayor acumulación del flujo dentro del cabezal, aumentando en mayor medida la recirculación del flujo y la aireación.

Para un caudal mayor de $0,29\sqrt{gD}$ A, como el observado en la Figura 6.76, la relación de carga de energía con respecto al diámetro de entrada del barril es superior a la unidad, es decir el flujo se comporta como sumergido y se genera una gran concentración de aire dentro del flujo que aunque en esta investigación no se incluyó el análisis del diámetro de burbujas o su alcance en la profundidad del cabezal, se menciona su comportamiento cualitativo para ser tomado en consideración en posibles pautas de diseño estructural.

Tsai & Yen (2014) mencionan que el cambio de cantidad de movimiento entre el chorro de caída libre y la piscina crea una circulación del flujo en la piscina, y la mayor disipación turbulenta de energía ocurre en el la zona de cambio de cantidad de movimiento. Así mismo la máxima vorticidad ocurre en la esquina de la caída libre donde inicia el chorro.

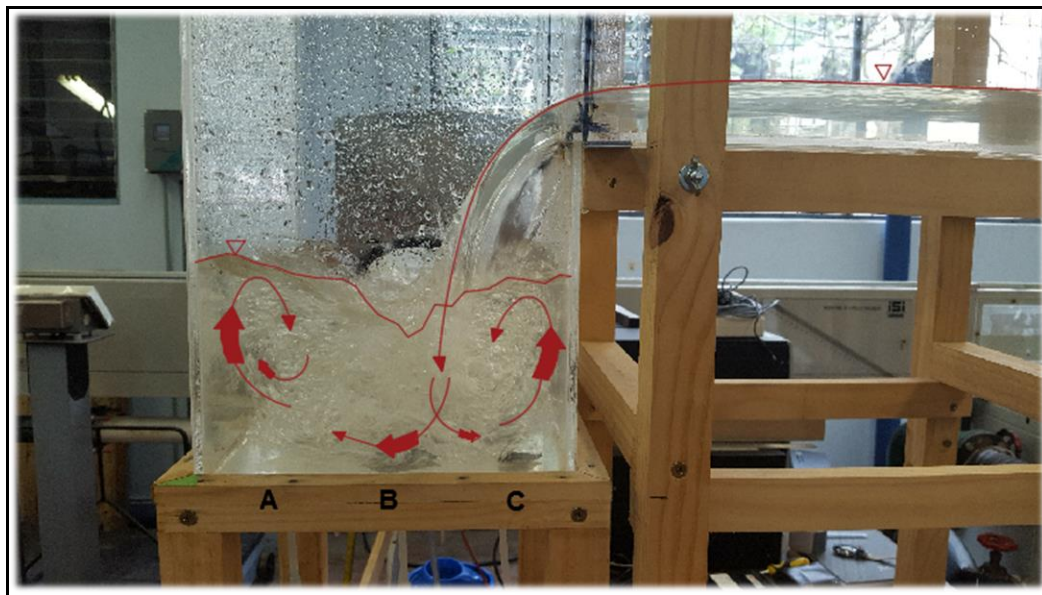


Figura 6.76. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de $0,29\sqrt{gD}$ A

Según Ahmed, Ervine & McKeogh (1984), cuando la profundidad de la piscina se incrementa, el arrastre de aire recirculado hacia arriba aumenta, es decir las burbujas de aire arrastradas por vórtices discretos.

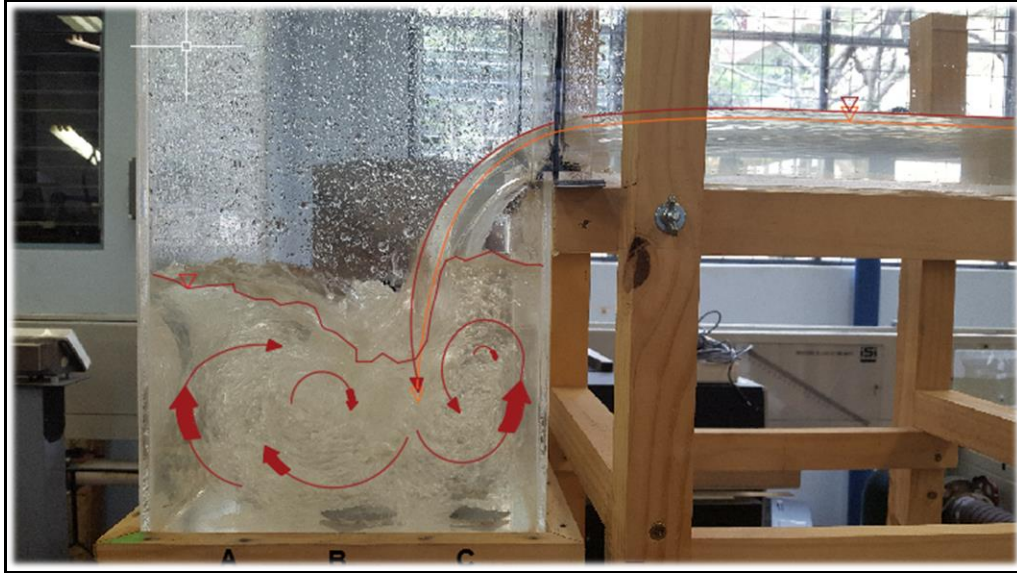


Figura 6.77. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de $0,40\sqrt{gD}$ A

En flujos turbulentos Polanco, Solorzano & Amon (2009) indican que la respuesta de la cantidad de momento en la dirección del flujo a fluctuaciones de presión, crea cambios entre la vorticidad media y las componentes de la perturbación, jugando un papel importante en el mecanismo de mantenimiento de la turbulencia.

La Figura 6.77 y la Figura 6.78 muestran el comportamiento del chorro de la caída libre al impactar con el nivel de la piscina dentro del cabezal, observándose varios fenómenos, entre ellos, la validación de los datos teóricos sobre el ángulo de entrada del chorro, aumentando y siendo más perpendicular en su trayectoria de entrada, con una ligera tendencia a generar un mayor impacto sobre la Fila C en comparación con las trayectorias para caudales menores.

Así mismo un comportamiento de separación o cortina del flujo dentro del cabezal por parte de la trayectoria del chorro, generando un mayor flujo en el lado posterior al impacto, aumentando la circulación del flujo y la aireación en esa zona en particular.

Este comportamiento de separación incide en la entrada del barril, limitando, junto a las oscilaciones del nivel de la piscina, la cantidad de flujo que ingresa al barril, provocando un aumento en el nivel del agua en la parte anterior del impacto del chorro.

Este fenómeno divisorio del flujo, para caudales altos ($0,35\sqrt{gD}$ A hasta $0,46\sqrt{gD}$ A), cumple una función similar a un válvula en el control a la entrada, ya que la trayectoria del chorro

incide directamente sobre la totalidad de la longitud del cabezal, incluyendo la entrada del barril, por ende, se observa conforme se aumenta el caudal, que la lámina divisoria del chorro, se moviliziza ligeramente hacia atrás, regulando el flujo que pasa por detrás del chorro y permitiendo un flujo masivo en la parte posterior.

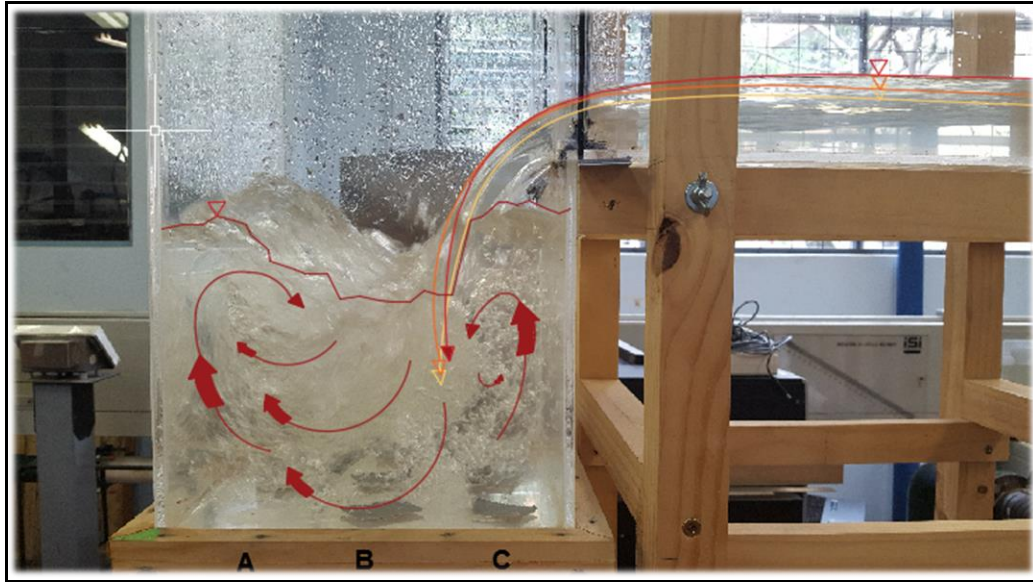


Figura 6.78. Turbulencia y aumento de vorticidad en el cabezal producto de un caudal de $0,46\sqrt{gD} A$

El concepto hidráulico básico en el diseño de los pozos de caída es suponer que la totalidad de la energía cinética del flujo es disipada en la caída, así lo indica Empresas Públicas de Medellín (2009). De esta manera, el fluido tiene que ganar energía potencial elevando su nivel al interior de la estructura. Cuando esto ocurre, el conducto de salida opera como un conducto cerrado con control en la entrada.

Continuando con este principio, la carga de energía con la que sale el flujo del cabezal no representa un porcentaje residual de la carga energética con la que ingreso, sino representa el aumento neto producto de la recirculación del flujo y la vorticidad para incrementar la carga de velocidad, y por otra parte el aumento del nivel de la piscina representa el incremento de la carga potencial.

6.5 Régimen de flujo

Para determinar el tipo de flujo se aplica un número de Reynolds que implica el rango en el cual el flujo es laminar, turbulento o en transición, relacionando la velocidad, densidad y viscosidad del fluido. Así mismo se puede generar una segunda clasificación en regímenes laminar-subcrítico, turbulento-subcrítico, laminar-supercrítico y turbulento-supercrítico, utilizando el número de Reynolds y el número de Froude para clasificarlos.

El análisis del número de Froude menor a la unidad define los flujos como régimen subcrítico, así mismo el número de Weber, presenta valores muy superiores a la unidad por lo que se pueden despreciar el efecto de la tensión superficial en el modelo. Los datos se muestran en el Cuadro 6.40.

La totalidad del rango de caudales analizados, desde $0,08\sqrt{gD}$ A hasta $0,46\sqrt{gD}$ A, se clasifican en flujo turbulento al ingresar en el modelo, ya que presentan valores del número de Reynolds superiores a los 2000³, cuya magnitud aumenta debido al cambio de energía potencial en cinética y a la vorticidad y turbulencia que se desarrolla al pasar a través del cabezal, generando un flujo de régimen turbulento más definido.

Cuadro 6.40. Valores obtenidos para la clasificación del flujo en canales abiertos.

Q/\sqrt{gD} A	Reynolds canal	Reynolds barril	Froude	Weber
0,08	5312	10610	0,59	40,7
0,09	6427	12304	0,57	52,8
0,11	7675	14207	0,60	67,3
0,13	8746	15069	0,62	65,8
0,17	10936	17212	0,59	80,8
0,21	13135	20223	0,61	113,4
0,25	15283	22984	0,62	149,4
0,29	17878	25775	0,66	188,3
0,34	20438	28950	0,69	241,5
0,40	23349	32126	0,71	306,6
0,46	26314	34781	0,72	377,9

³ valor superior arbitrario para rango turbulento en el número de Reynolds en canales abiertos debido a que no existe un límite definido para todas las condiciones de flujo

6.6 Curva de desempeño

Al graficar la altura general de la piscina amortiguadora contra el caudal de entrada se obtiene una curva de desempeño, indicando la relación de la carga potencial contra el caudal, en términos adimensionales.

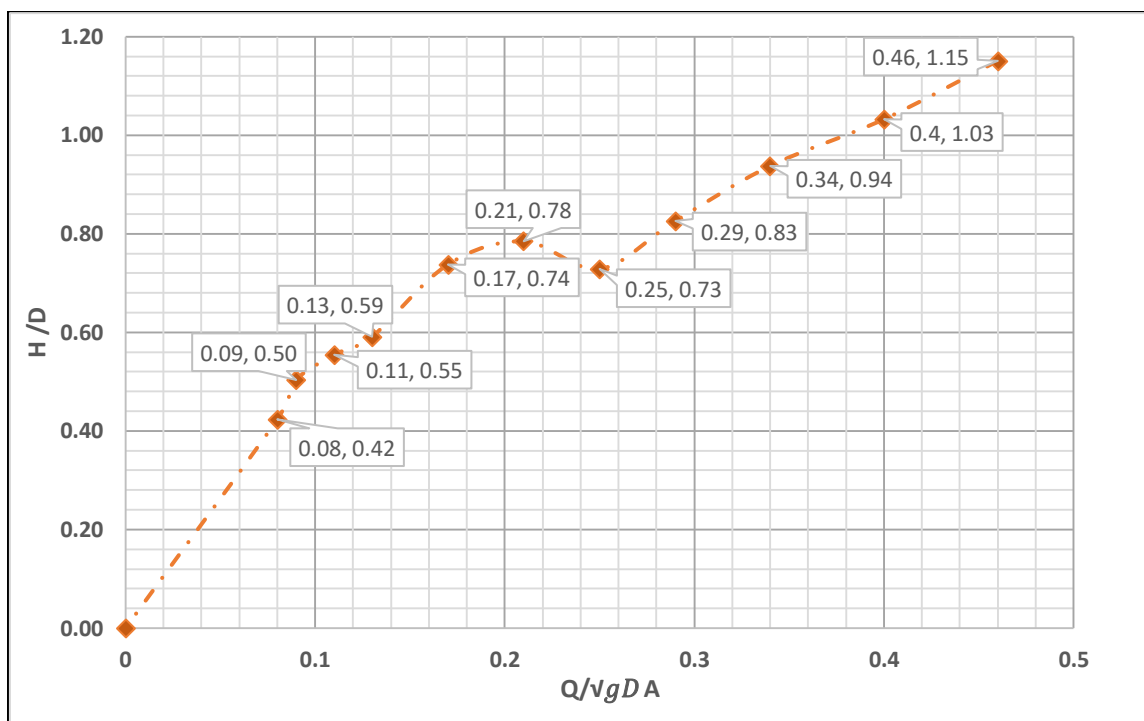


Figura 6.79. Curva de desempeño para la alcantarilla de alivio con control a la salida

La Figura 6.79, presenta una tendencia a incrementarse la relación de la profundidad entre el diámetro con respecto al aumento del caudal, a excepción del caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A presentando una disminución de la carga en el cabezal, que representa el punto donde el flujo entra en una zona de transición entre flujo no sumergido y un flujo sumergido.

6.7 Coeficiente de descarga

Las características geométricas y el comportamiento del flujo a través del barril de la alcantarilla permiten clasificar el flujo varios casos. Según Bodhaine (1982) esta clasificación del flujo depende del punto o sección de control y la relación de cargas de agua al inicio y al final del barril.

Para cada caso en particular de flujo se desarrollaron ecuaciones de descarga utilizando conceptos de energía y continuidad entre la sección de aproximación y la sección terminal, partiendo del principio de Torricelli para casos que se aplican a alcantarillas comunes con flujo directo a través del barril, sin embargo, la característica geométrica propia de la alcantarilla de alivio con el cambio direccional a 90 grados, presenta una limitante para aplicar las ecuaciones sugeridas. No obstante para los casos de interés, en donde el barril funcione con superficie a flujo libre concuerdan con los tipos de flujos 1, 2 o 3, analizados por Bodhaine (1982).

En donde la relación de elevación en la salida y el diámetro es menor a la unidad, la relación de elevación de la sección de aproximación con respecto al diámetro es menor a 1,5 y la elevación de salida con respecto a la elevación de la sección de aproximación es menor a la unidad.

Para dichos casos, se aplica una ecuación de energía, tomando como punto inicial la sección de aproximación y punto final la sección de control a la salida. Aplicando el mismo principio se desarrolló la siguiente ecuación (6.1) de energía con control a la salida del barril, propia del modelo, con dos limitantes, la velocidad de aproximación y el cambio direccional del flujo. Los términos de la ecuación se encuentran desarrollados en la teoría expresada por Bodhaine.

$$Q = C_d A_c \sqrt{2g \left(h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - d_c - h_{f1-2} \right)} \quad (6.1)$$

La velocidad de aproximación, es decir la componente de velocidad en dirección del flujo presente en el cabezal, es difícil de cuantificar debido al comportamiento hidráulico del flujo y el flujo rotacional presente. Asimismo, al presentarse regímenes turbulentos se presentan fluctuaciones de presión en la dirección del flujo, como las observadas en el comportamiento del flujo a través del barril.

Las variables necesarias para aplicar la ecuación anterior, se obtienen en el barril de la alcantarilla y la sección de control a la salida, logrando despejar el valor del coeficiente de descarga.

Las velocidades dentro del barril están directamente relacionadas con la profundidad del flujo, el cual fluctúa y con ello las velocidades, por ende para el cálculo de los coeficientes de descarga se decide promediar la velocidad dentro del barril y utilizarla como la velocidad de

aproximación del flujo, presentando una magnitud menor a la velocidad calculada en el punto más cercano a la entrada del flujo (0.5D).

Debido a las fluctuaciones del flujo en el cabezal y la contracción para ingresar al barril, el flujo debe contraerse, por ende, la velocidad en los primeros puntos del barril debe ser mayor a la velocidad de aproximación teórica del flujo como se observa en el Cuadro 6.41, respaldando el criterio para utilizar la velocidad promedio como la velocidad de aproximación. Así mismo las mismas variaciones del flujo en la entrada dependen del grado de vorticidad presente asociado a cada caudal.

Los números de Reynolds se obtuvieron promediando los parámetros hidráulicos a lo largo del barril, y utilizando la ecuación (2.42).

Cuadro 6.41. Coeficiente de descarga de la alcantarilla de alivio para el rango de caudales en estudio

Q/\sqrt{gD} A	Velocidad al inicio del barril (cm/s)	Velocidad promedio (cm/s)	Coeficiente (Cd)	Reynolds en el barril
0,08	38	38	0,62	10610
0,09	43	40	0,62	12304
0,11	55	43	0,62	14207
0,13	49	41	0,59	15069
0,17	55	41	0,54	17212
0,21	55	46	0,67	20223
0,25	59	50	0,78	22984
0,29	61	54	0,77	25775
0,34	66	59	0,75	28950
0,40	71	64	0,75	32126
0,46	70	68	0,75	34781

Se espera teóricamente que el coeficiente de descarga tienda a aumentar conforme se aumente el caudal, el comportamiento propio de la alcantarilla de alivio se muestra en la Figura 6.80, en donde el coeficiente para caudales bajos ($0,08\sqrt{gD}$ A - $0,11\sqrt{gD}$ A), presenta un valor constante de 0,62, posteriormente se genera un disminución del coeficiente hasta 0,54 al

aumentar el caudal hasta un valor de $0,17\sqrt{gD}$ A, en donde se presentan números de Reynolds inferiores a 17 000.

Al aumentar el caudal, se genera un incremento del coeficiente de descarga así como de la turbulencia dentro del cabezal y por ende el número de Reynolds.

A partir del caudal $0,17\sqrt{gD}$ A se presenta un aumento del número de Reynolds desde 17 000 hasta 23 000 aproximadamente y un coeficiente de descarga desde 0,54 hasta 0,78. Este último punto está asociado a un caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A, que representa el inicio de la zona de transición del flujo a condiciones de sumergencia en donde el nivel de agua dentro del cabezal presenta magnitudes superiores al diámetro de entrada del barril.

Para los caudales mayores ($0,29\sqrt{gD}$ A - $0,46\sqrt{gD}$ A) se presenta una disminución para posteriormente generarse una tendencia de un coeficiente de descarga asociada a un valor de 0,75. En este rango de caudales se presenta gran turbulencia y flujo rotacional, así como fluctuaciones importantes del nivel del agua incluso en la entrada del barril, influenciando la capacidad de descarga de la alcantarilla.

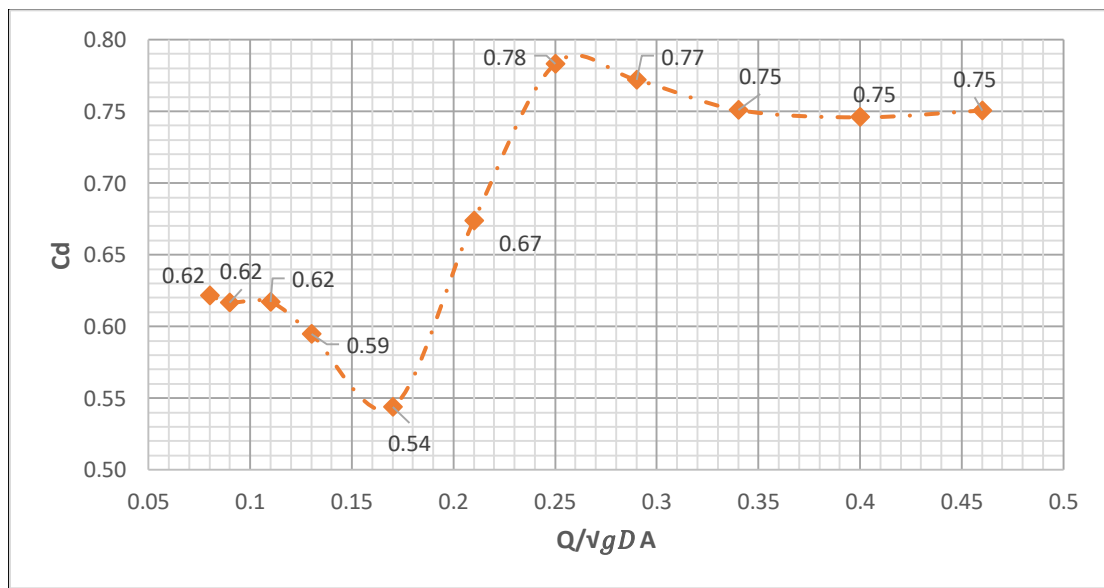


Figura 6.80. Coeficiente de descarga del orificio de la alcantarilla de alivio para los caudales analizados.

6.8 Efectos de escala en el modelo

Dependiendo de la magnitud relativa entre las fuerzas, se pueden despreciar el efecto de las fuerzas menores propias del fenómeno en el modelo en estudio.

El modelo se construyó tomando una semejanza de Froude con respecto al prototipo, considerando predominantes las fuerzas gravitacionales sobre las fuerzas de viscosidad.

Para minimizar los efectos de escala causados típicamente por la incorrecta simulación de los efectos viscosos, el criterio utilizado generalmente es realizar el modelo lo suficientemente grande para minimizar dichos efectos provocando que los números de Reynolds se encuentren por encima de los niveles críticos.

El régimen del flujo en un modelo a escala y un prototipo debe ser el mismo, laminar o turbulento, uniforme o no uniforme, estable o inestable, rotacional o irrotacional, subcrítico o supercrítico.

Según Yalin (1989) para asegurar la turbulencia en el fluido en estudio es necesario un valor mínimo del número de Reynolds donde el caudal es el flujo por unidad de ancho del canal, se espera que el número crítico de Reynolds sea aproximadamente de 2500.

Como se observa en el Cuadro 6.40, los valores del número de Reynolds en el canal de aproximación presentan un rango desde los 5 000 hasta los 26 500, de igual manera el número adimensional en el barril se encuentra dentro de un rango desde 10 000 hasta 35 000, por ende se pueden asegurar el comportamiento turbulento en el modelo.

Generalmente se acepta que la profundidad del flujo no debería ser menor a 3 cm para evitar los efectos de la tensión superficial, sin embargo Novak, Guinot, Jeffrey & Reeve (2010) indican que se acepta como límite 1,5 cm, ya para profundidades menores a 1,5 cm podrían resultar efectos de escala considerables.

Para el rango de caudales analizados se pueden observar los perfiles experimentales con las profundidades del flujo en el canal de aproximación del modelo, desde la Figura 6.3 hasta la Figura 6.9, donde las profundidades del flujo son mayores a 1,5 cm además de presentarse números de Weber con valores muy superiores a la unidad, ambos criterios permiten despreciar los efectos de tensión superficial dentro del modelo.

El comportamiento del flujo en el modelo presenta el mismo régimen de turbulencia esperado en el prototipo, así como el flujo en el canal de aproximación con un régimen subcrítico y para

el rango de caudales analizados. Los números de Froude, Reynolds y Weber se observan en el Cuadro 6.40. El flujo rotacional dentro del cabezal en el modelo refleja el mismo comportamiento esperado en el prototipo.

Novak, Guinot, Jeffrey & Reeve (2010) indican que cuando se trata de predecir la disipación de energía a partir de modelos con similitud geométrica operando de acuerdo a la ley de Froude, los efectos de escala están asociados a los efectos de la aireación y en cierto punto las pérdidas por fricción podrían deberse también por los efectos del grado de turbulencia. Algunos de estos efectos se pueden eliminar o por lo menos minimizar en modelos de gran escala y con números de Reynolds suficientemente grandes, alrededor de 10^5 .

Para alcanzar números de Reynolds de esa magnitud se necesitan modelos de mayor escala y un rango mayor de caudales, asimismo no se realizaron mediciones en la zona de aireación para cuantificar la magnitud de este proceso en el modelo, por ende, no se cuenta con suficiente información de datos para evaluar el efecto de escala asociados a los efectos de aireación.

CONCLUSIONES

- Para el funcionamiento de la alcantarilla de alivio con flujo a superficie libre y con control a la salida se recomienda un caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A o menores. Para esta condición la entrada del barril se mantiene con una relación de carga con respecto al diámetro menor a la unidad y con fluctuaciones del nivel del agua, así como una carga de energía dentro del barril con relaciones H/D alrededor de 0,73 como máximo.
- El caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A representa el inicio de la zona de transición en la cual el flujo comienza a forzar su entrada en el barril debido al nivel del agua, las fluctuaciones y la aireación presentes.
- El efecto rotacional del flujo presente en el cabezal se extiende a la entrada del barril de la alcantarilla sumado a la contracción debido al cambio de sección, provocan fluctuaciones del flujo a lo largo del barril con una tendencia a la estabilidad al final, sin embargo el grado de esta atenuación depende del caudal utilizado.
- Para el caudal mayor utilizado de $0,46\sqrt{gD}$ A, el funcionamiento a superficie libre dentro del barril presenta relaciones de carga de energía con respecto al diámetro del barril muy cercano a la unidad. Para este caudal, la profundidad promedio del flujo a lo largo del barril es alrededor de 0,76 de la capacidad del barril, con un punto máximo de profundidad de 0,85 la capacidad del barril, sin embargo se debe tomar en consideración los posibles sedimentos asociados al comportamiento real de una alcantarilla de alivio, así como fluctuaciones del flujo y aireación dentro del barril.
- En el barril debido a la pendiente nula y la longitud del mismo se presenta un comportamiento de flujo no sumergido con control a la salida, donde en el punto de salida (L-D) la altura del agua es cercano o presenta una tendencia a la profundidad crítica para caudales bajos ($0,08\sqrt{gD}$ A hasta $0,17\sqrt{gD}$ A) y para caudales mayores ($0,21\sqrt{gD}$ A hasta $0,46\sqrt{gD}$ A) la altura del agua pasa por la profundidad crítica antes del punto L-D e incluso profundidades menores.

- Las características propias de la alcantarilla de alivio generan varios escenarios de disipación de energía; el impacto del chorro, la recirculación del flujo, el cambio direccional y posteriormente la contracción en la entrada del barril.
- En el rango de caudales de $0,08\sqrt{gD}$ A hasta $0,17\sqrt{gD}$ A, el impacto del chorro de caída libre genera una mayor disipación de energía, debido a que no se desarrolla un nivel importante del agua en la piscina amortiguadora.
- Para caudales mayores, aproximadamente desde $0,21\sqrt{gD}$ A hasta $0,46\sqrt{gD}$ A, el fenómeno que representa una mayor disipación de energía es la recirculación del flujo que produce además un efecto de aireación importante.
- En términos globales del modelo, el porcentaje de disipación de energía a lo largo de la alcantarilla de alivio, desde el canal de aproximación hasta el punto L-D del barril se reduce conforme se aumenta el caudal utilizado, desde un 82% para $0,08\sqrt{gD}$ A hasta un 59% para $0,46\sqrt{gD}$ A. Esto sin tomar en consideración las pérdidas debido a la fricción entre las partículas y la aireación; fenómenos que no se pueden despreciar pero no se presentan métodos o parámetros de medición en este trabajo.
- Es imperativo mencionar que el análisis de disipación de energía total es una comparación únicamente entre el punto de ingreso del flujo en el canal de aproximación y el punto de salida al final del barril y no se realizaron mediciones de los fenómenos y efectos disipadores en el transcurso del flujo entre ambos puntos.
- Debido a las características físicas de la alcantarilla de alivio, se produce una recirculación del flujo dentro del cabezal, aproximadamente a partir de $0,17\sqrt{gD}$ A, dicha recirculación genera un efecto rotacional del flujo y por ende la aparición de vórtices.
- A partir del caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A se comienza a presentar oscilaciones significativas en el nivel de la piscina por encima del borde superior de la entrada del barril, generando un cambio en el comportamiento del flujo dentro del cabezal. Así mismo, existe una

separación del flujo dentro del cabezal por parte de la trayectoria del chorro de la caída libre, funcionando como una cortina divisoria, generando un mayor flujo en el lado posterior al impacto, aumentando la circulación del flujo y la aireación en esa zona en particular.

- Este fenómeno divisorio del flujo, para caudales altos ($0,35\sqrt{gD}$ A hasta $0,46\sqrt{gD}$ A), cumple una función similar a un válvula en el control a la entrada, ya que la trayectoria del chorro incide directamente sobre la totalidad de la longitud del cabezal, incluyendo la entrada del barril, por ende, se observa conforme se aumenta el caudal, que la lámina divisoria del chorro, se moviliza ligeramente hacia atrás, regulando el flujo que pasa por detrás del chorro y permitiendo un flujo masivo en la parte posterior.
- El coeficiente de descarga para caudales bajos ($0,08\sqrt{gD}$ A – $0,11\sqrt{gD}$ A), presenta un valor constante de 0,62, posteriormente se genera un disminución del coeficiente hasta 0,54 al aumentar el caudal hasta un valor de $0,17\sqrt{gD}$ A.
- A partir del caudal $0,17\sqrt{gD}$ A se presenta un aumento del coeficiente de descarga desde 0,54 hasta 0,78. Este último punto está asociado a un caudal de $0,25\sqrt{gD}$ A, que representa el inicio de la zona de transición del flujo a condiciones de sumergencia en donde el nivel de agua dentro del cabezal presenta magnitudes superiores al diámetro de entrada del barril.
- Para los caudales mayores ($0,29\sqrt{gD}$ A - $0,46\sqrt{gD}$ A) se presenta una tendencia de un coeficiente de descarga asociada a un valor de 0,75. En este rango de caudales se presenta gran turbulencia y flujo rotacional, así como fluctuaciones importantes del nivel del agua incluso en la entrada del barril, influenciando la capacidad de descarga de la alcantarilla.
- El modelo se construyó utilizando una semejanza de Froude con respecto al prototipo, considerando predominantes las fuerzas gravitacionales sobre las fuerzas de viscosidad.

- El comportamiento del flujo en el modelo presenta el mismo régimen de turbulencia y subcrítico esperado en el prototipo. El flujo rotacional dentro del cabezal en el modelo refleja el mismo comportamiento esperado en el prototipo.

RECOMENDACIONES

- Las pérdidas desde el punto de entrada y el punto de salida, se deben de igual manera a fricción entre las partículas, aumento de calor, sonido, vibración entre otros, generando un porcentaje no cuantificable de energía que se disipa en el flujo. Por ende, en estudios similares al desarrollado se podría incluir análisis cuantificables de los parámetros adicionales que causan pérdidas de energía e incluso podrían comprometer la estructura de la alcantarilla como la vibración.
- En el funcionamiento real de una alcantarilla de alivio se presentan flujos con sedimentos, por lo tanto se podría modificar el modelo para evaluar el comportamiento al utilizar diferentes diámetros de partículas, y el arrastre por parte del caudal utilizado.
- El tiempo total que una partícula se mantiene circulando en el flujo desde el canal de aproximación hasta el punto de salida se podría cuantificar usando partículas flotantes de cera, aluminio u otros materiales y realizar la medición mediante cronómetros digitales y equipo de video, permitiendo evaluar el comportamiento de distintos tamaños de partículas y su interacción con los diferentes fenómenos presentes en la alcantarilla de alivio.
- La interacción de las capas liquido-gas, con la incorporación y arrastre de aire producto del impacto de la caída libre y la recirculación del flujo se podría analizar mediante el cálculo del diámetro de burbujas producido para cada caudal, así como la profundidad a la que se desarrollan debido al impacto del chorro de caída libre, evaluando la posible cavitación que se pueda desarrollar en las paredes y fondo del cabezal.
- Dentro del rango de variables hidráulicas presentes en el modelo, la pendiente, tanto del canal de aproximación como del barril, se pueden modificar para evaluar el impacto de esta variable en el comportamiento del flujo. De igual manera la diferencia de elevación de la caída libre, se podría modificar y determinar el efecto de la caída libre y determinar la disipación de energía asociada directamente a la caída libre

FUENTES DE INFORMACIÓN

- Ahmed, A., Ervine, D., & McKeogh, E. (1984). Process of aeration in closed conduit hydraulic structures. *Proc., Symp. on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures. Vol. 4(13)*, págs. 1-11. Madrid, España: Editorial IAHR.
- Alpizar, G. (2015). *Caracterización hidraulica de las alcantarillas de alivio, mediante el uso de un modelo fisico. Proyecto de graduacion para optar por el grado de Licenciatura en Ingenieria Civil*. San José, Costa Rica: Escuela de Ingenieria Civil, Universidad de Costa Rica.
- Bodhaine, G. L. (1982). *Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey, Measurement of peak discharge at culvert by indirect methods* (Vol. Capitulo A3). Denver, Colorado: United States Government Printing Office.
- Camino, G. A., Zhu, D. Z., & Rajaratnam, N. (Agosto de 2011). Hydraulics of stacked drop manholes. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 137(8), pp. 537-552.
- Carvalho, R. F., & Leandro, J. (Junio de 2012). Hydraulic characteristics of a drop square manhole with a downstream control gate. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 138(6), pp. 569-576.
- Chamani, M. R., & Beirami, M. (2002). Flow characteristics at drops. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(8), pp. 788-791.
- Chanson, H. (1996). Energy Loss at Drops-Discussion. *Journal of Hydraulics Resources, IAHR*, 34(2), pp. 273-278.
- Chanson, H. (2002). *An experimental study of roman dropshaft operation: Hydraulics, two phase flow, acoustics*. Department of Civil Engineering. Australia: University of Queensland.
- Chanson, H. (2004). Hydraulics of rectangular Dropshafts. *Journal of irrigation and Drainage Engineering, Vol. 130*(No 6).
- Chow, V. T. (1959). *Open Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill.
- Chow, V. T. (1994). *Hidraulica de canales abiertos*. Mexico: McGraw Hill Companies.
- Christodoulou, G. C. (Enero de 1991). Drop manholes in supercritical pipelines. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 117(1), pp. 37-47.

- Edwini-Bonsu, S., & Steffler, P. M. (2006). Modeling ventilation phenomenon in sanitary sewer systems: A system theoretic approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, 778-790.
- Empresas Publicas de Medellin. (2009). *Normas de diseño de sistemas de alcantarillado de EPM* (1 ed.). Medellin.
- French, J. L. (1955). *First progress report on hydraulics of short pipes: hydraulic characteristics of commonly used pipe entrance*. Washington D.C: NBS Reporte 444. National Bureau of Standards.
- García P, J. (2013). *Modelos Hidráulicos*. Universidad Politecnica de Madrid, Madrid.
- Gazolaz, D. C. (2011). *Jornadas sobre los problemas del milenio. Las ecuaciones de Navier-Stokes*. Barcelona.
- Hager, W. H. (2010). *Wastewater hydraulics. Theory and practice* (Segunda Edicion ed.). Alemania: Springer-Verlag Berlin Heildelberg.
- Henderson, F. (1966). *Open channel flow*. New York: Macmillan.
- Herr, L. A., & Bossy, H. G. (1965). *Hydraulic Charts for the selection of Highway Culverts*. Federal Highway Administration. Washington D.C: Hydraulic Engineering Circular No.5 (HEC-5).
- Hughes, I. G., & Hase, T. P. (2010). *Measurements and their uncertainties*. New York: Oxford University Press.
- Keller, G., & Sherar, J. (2004). *Ingeniería de Caminos Rurales, Guía de campo para las mejores prácticas de gestión de caminos rurales*. Mexico: US Agency for International Development (USAID).
- Li, W.-H., & Patterson, C. C. (1956). Free outlets and self-priming action of culverts. *Proceeding Journal, N HY3*, pp 1-12.
- Lin, W. J. (2009). Flow characteristics in skimming flow over a vertical drop pool. *Proyecto de Doctorado en el Departamento de Ingenieria Civil de la Universidad Nacional de Chung Hsing*.
- Lorenz G. Straub, Alvin G. Anderson, Charles E. Bowers. (1953). Importance of inlet design on culvert capacity. *Culvert Hydraulic highway Research Board, Research report 13-B*, pp 53-67.

- Malcherek, A. (2016). History of the Torricelli Principle and a New Outflow Theory. *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(11).
- Metzler, D. E., & Rouse, H. (1959). *Hydraulic of Box Culverts. Boletin 38*. Ames, Iowa: Iowa State University.
- MOPT. (1966). *Normas y diseños para la construcción de carreteras. Plan Vial* (5 ed.).
- Normann, J. M., Houghtalen, R. J., & Johnson, W. J. (19 de Octubre de 2016). *Hydraulic design of highway culverts*. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/47289239/Hydraulic-Design-Of-Highway-Culverts-1985>
- Novak, P., Guinot, V., Jeffrey, A., & Reeve, D. E. (2010). *Hydraulic Modelling- an Introduction*. New York & Oxon: Taylor & Francis e-Library.
- Polanco, G., Solorzano, L. R., & Amon, C. (2009). Uso de la vorticidad como parametro caracteristico del estudio de la capa limite. *Seventh LACCEI Latin American and Caribbean Conference for Engineering and Technology (LACCEI 2009), Energy and technology for the Americas: Education, Innovation, Technology and Practice*. San Cristobal, Venezuela.
- R.W, Carter. (1957). Computation of peak discharge at culverts. *U.S. Geological Survey, Circular 376*.
- Rajaratnam, N., Mainali, A., Hsung C. (1997). Observations on flow in vertical dropshafts in urban drainage systems. *Journal of Environmental Engineering, Vol. 123*(No 5).
- Rocha, A. (2007). *Hidraulica de tuberías y canales*. Lima, Peru : Universidad Nacional de Ingeniería.
- Schall, J. D., Thompson, P. L., Zerges, S. M., Kilgore, R. T., & Morris, J. L. (2012). *Hydraulic design of highway culverts*. Washington D.C.: Federal Highway Administration. Series No. 5. 3 ed.
- Straub, L. G., & Morris, H. M. (1950). *Hydraulic data comparison of concrete and corrugated metal culvert pipes*. . Minneapolis, Minnesota: University of Minnesota Centennial.
- Streeter, V. L. (1972). *Mecánica de Fluidos*. Mexico: McGraw Hill Companies.
- Tirado, D. A., & Sen, M. (2009). *Mecánica de Fluidos*. Mexico: Universidad Nacional Autónoma de México.

- Toman, E. M., Skaugset, A. E., & Simmons, A. N. (Febrero de 2014). Calculating discharge from culverts under inlet control using stage at the inlet. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(2). doi:10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000650
- Tsai, C.-P., & Ching-Ching Yen, C. L. (julio de 2014). Simulations on skimming flow over a vertical drop pool. *Journal of Engineering Mechanics*, 140(7).
- Vergara, M. A. (1993). *Técnicas de modelación en hidráulica*. México: Ediciones Alfaomega.
- Wu, B., & Molinas, A. (Agosto de 2001). Choked flows through short contractions. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(8), pp. 657-662.
- Yalin, M. (1989). *Recent Advances in Hydraulic Physical Modelling*. Netherlands: Springer.
- Yarnell, D. L., Nagler, F. A., & Woodward, S. M. (1926). *Flow of water through culverts*. Ames, Iowa: Iowa State University.

ANEXOS

A.1 Velocidades

Velocidades para caudal $0.08\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.6	1.30	1.12	0.92	0.00	0.00	0.00	0.89
0.4	0.00	0.25	1.06	1.22	1.43	1.33	1.41
δV promedio (cm/s)			0.78				
δy (cm)			0.05				

Velocidades para caudal $0.09\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.6	0.00	1.30	1.21	1.26	1.15	1.15	1.17
0.4	1.76	1.19	0.91	0.42	1.48	0.00	1.98
δV promedio (cm/s)			1.07				
δy (cm)			0.05				

Velocidades para caudal $0.11\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.6	1.57	1.01	1.06	1.24	0.00	0.00	1.29
0.4	1.75	0.00	1.56	1.60	1.24	1.48	1.63
δV promedio (cm/s)			1.10				
δy (cm)			0.05				

Velocidades para caudal $0.13\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.6	0.32	1.30	0.93	0.00	0.98	0.98	0.00
0.4	1.63	1.58	1.55	1.55	1.54	1.83	2.00
δV promedio (cm/s)			1.16				
δy (cm)			0.05				

Velocidades para caudal $0.17\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.8	1.18	0.00	1.24	1.29	0.99	1.03	1.37
0.6	1.58	1.42	1.15	1.26	1.12	0.81	1.22
0.4	0.96	1.42	0.00	1.36	1.30	1.22	1.27
0.2	0.77	0.00	1.40	0.00	0.00	1.46	0.90
δV promedio (cm/s)			0.99				
δy (cm)			0.05				

Velocidades para caudal $0.21\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.8	0.91	1.33	0.00	1.08	0.00	1.06	1.37
0.6	0.00	1.69	1.15	1.25	0.75	1.34	1.48
0.4	1.02	1.79	1.55	1.41	0.89	1.75	1.57
0.2	2.03	1.24	1.64	1.02	0.00	1.58	1.57
δV promedio (cm/s)			1.16				
δy (cm)			0.05				

Velocidades para caudal $0.25\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.8	1.85	0.99	1.54	1.32	1.54	1.14	1.37
0.6	1.82	0.33	1.08	0.99	1.15	0.00	1.48
0.4	1.50	1.18	0.00	1.36	1.35	1.36	1.57
0.2	1.73	1.87	1.66	1.41	1.44	2.03	1.57
δV promedio (cm/s)			1.31				
δy (cm)			0.05				

Velocidades para caudal $0.29\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.8	1.96	1.76	1.69	0.00	1.43	0.00	1.98
0.6	1.78	1.37	1.33	1.54	1.24	0.84	1.99
0.4	1.97	1.87	1.51	0.00	1.24	1.94	1.56
0.2	2.17	1.92	1.45	1.69	1.80	1.95	1.88
δV promedio (cm/s)			1.50				
δy (cm)			0.05				

Velocidades para caudal $0.34\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.8	2.87	2.45	1.92	2.01	2.21	2.85	3.51
0.6	2.51	2.03	1.46	1.62	2.17	2.19	2.91
0.4	2.21	2.88	2.00	2.10	2.28	1.97	2.51
0.2	2.34	2.93	1.92	2.63	2.30	0.75	3.38
δV promedio (cm/s)			2.32				
δy (cm)			0.05				

Velocidades para caudal $0.40\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.8	3.06	0.91	1.59	2.06	1.97	1.02	3.01
0.6	2.21	0.89	1.51	1.47	1.69	2.04	2.21
0.4	2.00	1.96	0.00	1.51	1.97	2.51	1.70
0.2	1.93	2.41	1.94	1.72	1.87	1.90	1.65
δV promedio (cm/s)			1.81				
δy (cm)			0.05				

Velocidades para caudal $0.46\sqrt{gD}$ A

y / y_{total}	δV (cm/s)						
	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
0.8	2.53	1.86	1.64	2.01	2.29	2.81	3.44
0.6	2.19	2.02	1.96	2.31	2.12	2.88	2.72
0.4	2.53	2.30	2.08	1.96	1.78	2.67	3.34
0.2	2.22	2.26	1.75	2.05	1.82	2.50	3.48
δV promedio (cm/s)			2.34				
δy (cm)			0.05				

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.08\sqrt{gD}$ A

y/y_{total}	Punto 3 cm		Punto 7 cm		Punto 11 cm		Punto 15 cm	
	0.4	0.6	0.4	0.6	0.4	0.6	0.4	0.6
Promedio	0.28	0.29	0.28	0.27	0.27	0.29	0.27	0.28
Desviación	0.00	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
Percentil 25	0.28	0.28	0.28	0.26	0.26	0.28	0.26	0.28
Percentil 75	0.28	0.31	0.28	0.28	0.28	0.29	0.28	0.28
L. superior	0.28	0.36	0.29	0.31	0.31	0.31	0.31	0.28
L. inferior	0.28	0.24	0.27	0.23	0.23	0.27	0.23	0.28
Mediana	0.28	0.29	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	1.03	0.53	3.60	-0.78	-1.18	1.60	-0.65	1.03
C. curtosis	-2.09	-0.85	0.10	-1.00	-0.30	1.84	-0.24	-2.08

y/y_{total}	Punto 19 cm		Punto 23 cm		Punto 27 cm			
	0.4	0.6	0.4	0.6	0.4	0.6		
Promedio	0.27	0.28	0.27	0.28	0.27	0.28		
Desviación	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01	0.01		
Percentil 25	0.26	0.28	0.26	0.28	0.25	0.28		
Percentil 75	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.29		
L. superior	0.31	0.28	0.31	0.28	0.33	0.31		
L. inferior	0.23	0.28	0.22	0.28	0.21	0.27		
Mediana	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	-0.87	1.04	-0.29	1.03	-0.68	2.06		
C. curtosis	-0.20	-2.10	-1.68	-2.09	-1.00	3.36		

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.09\sqrt{gD}$ A

	Punto 3 cm		Punto 7 cm		Punto 11 cm		Punto 15 cm	
y/y _{total}	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6
Promedio	0.29	0.31	0.29	0.29	0.29	0.29	0.28	0.29
Desviación	0.02	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01
Percentil 25	0.28	0.31	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
Percentil 75	0.31	0.31	0.29	0.31	0.29	0.31	0.28	0.30
L. superior	0.36	0.31	0.31	0.36	0.31	0.36	0.29	0.32
L. inferior	0.24	0.31	0.27	0.24	0.27	0.24	0.28	0.26
Mediana	0.29	0.31	0.28	0.29	0.28	0.29	0.28	0.29
Varianza	0,00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	-0.72	-1.03	1.18	0.54	1.86	0.69	1.29	0.53
C. curtosis	-0.02	-2.09	-0.31	-1.49	2.64	-1.14	-0.36	-0.68

	Punto 19 cm		Punto 23 cm		Punto 27 cm			
y/y _{total}	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6		
Promedio	0.28	0.29	0.28	0.29	0.27	0.29		
Desviación	0.01	0.01	0.00	0.01	0.02	0.01		
Percentil 25	0.26	0.28	0.28	0.28	0.25	0.29		
Percentil 75	0.28	0.30	0.28	0.29	0.28	0.31		
L. superior	0.31	0.32	0.28	0.31	0.33	0.34		
L. inferior	0.23	0.26	0.28	0.27	0.21	0.26		
Mediana	0.28	0.29	0.28	0.29	0.28	0.29		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	-0.01	0.45	1.04	0.99	0.14	0.35		
C. curtosis	0.10	-0.59	-2.11	-0.54	-0.63	-1.44		

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.11\sqrt{gD}$ A

	Punto 3 cm		Punto 7 cm		Punto 11 cm		Punto 15 cm	
y/y _{total}	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6
Promedio	0.32	0.31	0.31	0.32	0.30	0.32	0.30	0.31
Desviación	0.02	0.02	0.00	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01
Percentil 25	0.31	0.31	0.31	0.31	0.29	0.31	0.28	0.31
Percentil 75	0.33	0.33	0.31	0.33	0.31	0.33	0.31	0.33
L. superior	0.36	0.36	0.31	0.36	0.34	0.36	0.36	0.36
L. inferior	0.28	0.28	0.31	0.28	0.26	0.28	0.24	0.28
Mediana	0.33	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	-0.88	-0.66	-1.04	0.41	-0.30	-0.21	-0.06	-0.29
C. curtosis	-0.20	-0.29	-2.11	-1.76	-0.56	-1.25	-1.14	0.04

	Punto 19 cm		Punto 23 cm		Punto 27 cm			
y/y _{total}	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6		
Promedio	0.29	0.30	0.29	0.31	0.29	0.30		
Desviación	0.01	0.01	0.01	0.00	0.02	0.01		
Percentil 25	0.28	0.29	0.28	0.31	0.28	0.29		
Percentil 75	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31		
L. superior	0.36	0.34	0.36	0.31	0.36	0.34		
L. inferior	0.24	0.26	0.24	0.31	0.24	0.26		
Mediana	0.29	0.31	0.29	0.31	0.29	0.31		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	0.64	-0.48	-0.28	-1.04	0.41	-0.31		
C. curtosis	-1.27	-0.96	0.20	-2.10	-0.56	-0.55		

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.13\sqrt{gD}$ A

	Punto 3 cm		Punto 7 cm		Punto 11 cm		Punto 15 cm	
y/y _{total}	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6
Promedio	0.31	0.31	0.32	0.34	0.33	0.32	0.33	0.33
Desviación	0.02	0.00	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.00
Percentil 25	0.31	0.31	0.31	0.33	0.31	0.31	0.31	0.33
Percentil 75	0.33	0.31	0.33	0.36	0.33	0.33	0.33	0.33
L. superior	0.36	0.31	0.36	0.41	0.36	0.36	0.36	0.33
L. inferior	0.28	0.31	0.28	0.29	0.28	0.28	0.28	0.33
Mediana	0.31	0.31	0.33	0.34	0.33	0.33	0.33	0.33
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	-0.12	-1.04	-0.87	0.53	0.37	-0.81	-0.04	0.38
C. curtosis	0.03	-2.11	1.67	-0.85	0.30	-1.39	0.81	1.33

	Punto 19 cm		Punto 23 cm		Punto 27 cm			
y/y _{total}	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6		
Promedio	0.32	0.34	0.31	0.32	0.29	0.31		
Desviación	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.00		
Percentil 25	0.31	0.33	0.29	0.31	0.28	0.31		
Percentil 75	0.33	0.34	0.33	0.33	0.31	0.31		
L. superior	0.36	0.36	0.39	0.36	0.36	0.31		
L. inferior	0.28	0.32	0.23	0.28	0.24	0.31		
Mediana	0.33	0.33	0.31	0.31	0.28	0.31		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	-1.13	1.59	-0.31	0.71	0.26	-0.23		
C. curtosis	0.39	1.07	-1.21	-1.39	-0.09	-0.03		

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.17\sqrt{gD}$ A

	Punto 3 cm				Punto 7 cm				Punto 11 cm	
y/y _{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4
Promedio	0.36	0.37	0.35	0.34	0.33	0.34	0.34	0.33	0.33	0.33
Desviación	0.01	0.01	0.02	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
Percentil 25	0.36	0.36	0.34	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.31	0.33
Percentil 75	0.37	0.37	0.36	0.34	0.33	0.34	0.36	0.33	0.33	0.33
L. superior	0.39	0.39	0.39	0.36	0.33	0.36	0.41	0.33	0.36	0.33
L. inferior	0.35	0.35	0.31	0.32	0.33	0.32	0.29	0.33	0.28	0.33
Mediana	0.36	0.36	0.36	0.33	0.33	0.33	0.34	0.33	0.33	0.33
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	1.25	1.13	-0.32	1.21	0.00	0.92	0.44	0.00	0.38	0.00
C. curtosis	-0.14	-0.17	-1.14	-0.25	0.00	-0.83	-1.24	0.00	-0.08	0.00

	Punto 11 cm		Punto 15 cm				Punto 19 cm			
y/y _{total}	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8
Promedio	0.34	0.32	0.33	0.34	0.35	0.32	0.33	0.35	0.35	0.33
Desviación	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01
Percentil 25	0.33	0.31	0.33	0.33	0.34	0.31	0.33	0.34	0.34	0.33
Percentil 75	0.34	0.33	0.33	0.36	0.36	0.33	0.33	0.36	0.36	0.33
L. superior	0.36	0.36	0.33	0.41	0.39	0.36	0.33	0.39	0.39	0.33
L. inferior	0.32	0.28	0.33	0.29	0.31	0.28	0.33	0.31	0.31	0.33
Mediana	0.33	0.33	0.33	0.34	0.34	0.32	0.33	0.36	0.36	0.33
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	1.13	0.14	0.00	0.54	-0.06	0.64	0.00	-0.54	-1.06	0.00
C. curtosis	-0.28	1.13	0.00	-1.47	-1.74	0.93	0.00	-1.26	-0.36	0.00

	Punto 23 cm				Punto 27 cm					
y/y _{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8		
Promedio	0.35	0.37	0.37	0.34	0.37	0.39	0.37	0.35		
Desviación	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01		
Percentil 25	0.33	0.36	0.36	0.33	0.36	0.38	0.36	0.34		
Percentil 75	0.36	0.38	0.37	0.34	0.37	0.39	0.38	0.36		
L. superior	0.41	0.41	0.39	0.36	0.39	0.41	0.41	0.39		
L. inferior	0.29	0.33	0.35	0.32	0.35	0.37	0.33	0.31		
Mediana	0.35	0.37	0.36	0.33	0.36	0.38	0.38	0.36		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	0.10	-0.65	0.88	1.47	0.77	0.83	-0.45	-0.60		
C. curtosis	-1.25	1.46	-0.92	0.90	-0.61	-0.31	1.54	-0.40		

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.21\sqrt{gD}$ A

	Punto 3 cm				Punto 7 cm				Punto 11 cm	
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4
Promedio	0.40	0.42	0.41	0.38	0.37	0.39	0.39	0.35	0.35	0.37
Desviación	0.02	0.01	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02
Percentil 25	0.38	0.41	0.41	0.37	0.36	0.38	0.38	0.34	0.34	0.36
Percentil 75	0.41	0.42	0.41	0.38	0.38	0.41	0.41	0.36	0.36	0.38
L. superior	0.46	0.44	0.41	0.40	0.41	0.46	0.46	0.39	0.39	0.41
L. inferior	0.34	0.40	0.41	0.36	0.33	0.34	0.34	0.31	0.31	0.33
Mediana	0.41	0.41	0.41	0.38	0.37	0.38	0.38	0.36	0.36	0.37
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	-0.01	1.58	-1.05	-0.46	0.23	0.53	0.61	-0.76	-0.14	0.13
C. curtosis	-0.73	1.23	-2.13	-0.51	0.70	-0.35	-0.29	-0.35	-1.19	1.06

	Punto 11 cm		Punto 15 cm				Punto 19 cm			
y/y_{total}	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8
Promedio	0.37	0.36	0.38	0.40	0.39	0.37	0.36	0.38	0.38	0.36
Desviación	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00
Percentil 25	0.36	0.36	0.37	0.38	0.38	0.36	0.36	0.37	0.37	0.36
Percentil 75	0.38	0.36	0.38	0.41	0.39	0.38	0.36	0.38	0.38	0.36
L. superior	0.41	0.36	0.40	0.46	0.41	0.41	0.36	0.40	0.40	0.36
L. inferior	0.33	0.36	0.35	0.34	0.37	0.33	0.36	0.36	0.36	0.36
Mediana	0.37	0.36	0.38	0.39	0.39	0.38	0.36	0.38	0.38	0.36
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	1.12	1.04	-0.46	0.01	0.60	0.49	1.04	-0.38	-0.32	1.04
C. curtosis	1.02	-2.11	-0.94	-1.73	-0.87	0.53	-2.12	-0.49	-0.02	-2.10

	Punto 23 cm				Punto 27 cm					
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8		
Promedio	0.39	0.40	0.40	0.37	0.42	0.44	0.43	0.40		
Desviación	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02	0.02	0.01	0.01		
Percentil 25	0.38	0.39	0.39	0.36	0.41	0.44	0.42	0.39		
Percentil 75	0.41	0.41	0.41	0.38	0.44	0.46	0.44	0.41		
L. superior	0.46	0.44	0.44	0.41	0.49	0.49	0.47	0.44		
L. inferior	0.34	0.35	0.36	0.33	0.37	0.41	0.39	0.36		
Mediana	0.38	0.41	0.41	0.37	0.42	0.44	0.44	0.41		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	0.26	0.04	-0.40	0.63	0.04	-0.30	-0.22	-0.30		
C. curtosis	-0.88	-0.41	-0.28	2.49	-0.81	-0.38	-0.61	-1.05		

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.25\sqrt{gD}$ A

	Punto 3 cm				Punto 7 cm				Punto 11 cm	
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4
Promedio	0.42	0.43	0.43	0.37	0.40	0.42	0.41	0.38	0.39	0.41
Desviación	0.02	0.01	0.02	0.02	0.02	0.01	0.00	0.01	0.02	0.00
Percentil 25	0.41	0.41	0.41	0.36	0.39	0.41	0.41	0.37	0.38	0.41
Percentil 75	0.44	0.44	0.44	0.38	0.41	0.42	0.41	0.38	0.41	0.41
L. superior	0.49	0.49	0.49	0.41	0.44	0.44	0.41	0.40	0.46	0.41
L. inferior	0.37	0.37	0.37	0.33	0.36	0.40	0.41	0.36	0.34	0.41
Mediana	0.42	0.44	0.44	0.37	0.41	0.41	0.41	0.38	0.38	0.41
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	0.06	-0.06	0.42	0.36	-0.15	1.13	-1.05	-0.16	0.62	-1.04
C. curtosis	-0.40	-1.18	-0.78	0.65	0.01	-0.39	-2.13	-1.00	0.10	-2.12

	Punto 11 cm		Punto 15 cm				Punto 19 cm			
y/y_{total}	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8
Promedio	0.42	0.38	0.40	0.42	0.42	0.38	0.42	0.43	0.42	0.39
Desviación	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
Percentil 25	0.41	0.37	0.39	0.41	0.41	0.37	0.41	0.42	0.41	0.38
Percentil 75	0.42	0.39	0.41	0.43	0.42	0.39	0.43	0.44	0.42	0.41
L. superior	0.44	0.42	0.44	0.45	0.44	0.42	0.45	0.47	0.44	0.46
L. inferior	0.40	0.34	0.36	0.39	0.40	0.34	0.39	0.39	0.40	0.34
Mediana	0.41	0.38	0.39	0.41	0.41	0.38	0.41	0.44	0.41	0.39
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	1.56	0.41	-0.01	0.44	1.72	0.33	0.43	-0.05	1.06	-0.31
C. curtosis	0.88	-0.25	-1.45	-0.35	1.72	0.15	-0.71	0.02	-0.42	-1.15

	Punto 23 cm				Punto 27 cm					
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8		
Promedio	0.42	0.43	0.43	0.37	0.40	0.42	0.41	0.38		
Desviación	0.02	0.01	0.02	0.02	0.02	0.01	0.00	0.01		
Percentil 25	0.41	0.41	0.41	0.36	0.39	0.41	0.41	0.37		
Percentil 75	0.44	0.44	0.44	0.38	0.41	0.42	0.41	0.38		
L. superior	0.49	0.49	0.49	0.41	0.44	0.44	0.41	0.40		
L. inferior	0.37	0.37	0.37	0.33	0.36	0.40	0.41	0.36		
Mediana	0.42	0.44	0.44	0.37	0.41	0.41	0.41	0.38		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	0.06	-0.06	0.42	0.36	-0.15	1.13	-1.05	-0.16		
C. curtosis	-0.40	-1.18	-0.78	0.65	0.01	-0.39	-2.13	-1.00		

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.29\sqrt{gD}$ A

	Punto 3 cm				Punto 7 cm				Punto 11 cm	
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4
Promedio	0.46	0.47	0.45	0.43	0.45	0.45	0.45	0.43	0.43	0.43
Desviación	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02
Percentil 25	0.44	0.46	0.44	0.41	0.44	0.44	0.44	0.41	0.41	0.41
Percentil 75	0.47	0.48	0.46	0.44	0.46	0.46	0.46	0.44	0.44	0.44
L. superior	0.52	0.52	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
L. inferior	0.40	0.43	0.41	0.37	0.41	0.41	0.41	0.37	0.37	0.37
Mediana	0.46	0.47	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.42	0.42	0.42
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	0.30	0.15	0.19	-0.26	-0.15	-0.18	-0.39	0.12	0.43	0.23
C. curtosis	-0.15	-0.90	0.06	0.24	-0.53	-0.61	0.23	0.17	-1.06	-1.15

	Punto 11 cm		Punto 15 cm				Punto 19 cm			
y/y_{total}	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8
Promedio	0.43	0.40	0.43	0.44	0.44	0.41	0.45	0.46	0.45	0.43
Desviación	0.01	0.02	0.02	0.00	0.02	0.00	0.02	0.01	0.01	0.01
Percentil 25	0.41	0.38	0.42	0.44	0.42	0.41	0.44	0.44	0.44	0.41
Percentil 75	0.44	0.41	0.44	0.44	0.44	0.41	0.47	0.46	0.46	0.44
L. superior	0.49	0.46	0.47	0.44	0.47	0.41	0.52	0.49	0.49	0.49
L. inferior	0.37	0.34	0.39	0.44	0.39	0.41	0.40	0.41	0.41	0.37
Mediana	0.44	0.39	0.44	0.44	0.44	0.41	0.46	0.46	0.46	0.42
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	-0.38	0.35	0.14	1.04	-0.07	-1.05	-0.50	-0.32	0.45	0.43
C. curtosis	-1.73	0.05	-0.71	-2.12	-0.56	-2.13	-0.29	0.19	-0.56	-0.55

	Punto 23 cm				Punto 27 cm					
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8		
Promedio	0.48	0.49	0.47	0.44	0.47	0.49	0.49	0.47		
Desviación	0.02	0.02	0.01	0.00	0.02	0.02	0.02	0.02		
Percentil 25	0.47	0.47	0.46	0.44	0.46	0.49	0.47	0.46		
Percentil 75	0.50	0.50	0.47	0.44	0.49	0.50	0.50	0.48		
L. superior	0.55	0.55	0.49	0.44	0.54	0.52	0.55	0.50		
L. inferior	0.43	0.43	0.45	0.44	0.42	0.46	0.43	0.44		
Mediana	0.48	0.49	0.46	0.44	0.47	0.50	0.50	0.46		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	-0.11	-0.07	1.48	0.00	0.10	-0.43	-0.27	0.37		
C. curtosis	-0.25	0.04	2.18	0.00	-0.87	-0.40	0.20	-0.83		

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.34\sqrt{gD}$ A

	Punto 3 cm				Punto 7 cm				Punto 11 cm	
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4
Promedio	0.45	0.46	0.45	0.41	0.44	0.44	0.44	0.40	0.45	0.46
Desviación	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02
Percentil 25	0.44	0.44	0.44	0.39	0.42	0.42	0.44	0.38	0.44	0.44
Percentil 75	0.47	0.47	0.46	0.44	0.46	0.46	0.46	0.41	0.46	0.47
L. superior	0.52	0.52	0.50	0.52	0.52	0.52	0.49	0.46	0.49	0.52
L. inferior	0.40	0.40	0.41	0.32	0.36	0.35	0.41	0.34	0.41	0.40
Mediana	0.44	0.46	0.44	0.41	0.44	0.44	0.44	0.41	0.44	0.46
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	0.24	-0.01	0.25	-0.32	-0.23	-0.01	0.22	0.26	-0.15	0.62
C. curtosis	-0.05	-0.17	-0.47	-0.19	0.38	0.37	-0.13	-0.53	-0.61	0.34

	Punto 11 cm		Punto 15 cm				Punto 19 cm			
y/y_{total}	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8
Promedio	0.46	0.43	0.47	0.49	0.49	0.46	0.54	0.53	0.54	0.49
Desviación	0.01	0.02	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
Percentil 25	0.46	0.41	0.46	0.47	0.49	0.44	0.52	0.52	0.52	0.47
Percentil 75	0.47	0.44	0.50	0.50	0.50	0.47	0.55	0.55	0.55	0.50
L. superior	0.49	0.49	0.56	0.55	0.52	0.52	0.60	0.60	0.60	0.55
L. inferior	0.44	0.37	0.40	0.43	0.46	0.40	0.48	0.48	0.48	0.43
Mediana	0.46	0.42	0.47	0.50	0.50	0.46	0.54	0.54	0.54	0.50
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	-0.01	0.75	0.68	0.13	-0.48	0.33	-0.30	-0.22	0.04	-0.67
C. curtosis	-0.43	0.12	0.52	0.43	-0.41	-0.57	-0.44	-0.45	-0.73	0.05

	Punto 23 cm				Punto 27 cm					
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8		
Promedio	0.55	0.58	0.57	0.53	0.55	0.57	0.56	0.54		
Desviación	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04		
Percentil 25	0.54	0.58	0.55	0.50	0.52	0.55	0.54	0.52		
Percentil 75	0.55	0.60	0.58	0.55	0.57	0.58	0.58	0.57		
L. superior	0.57	0.63	0.63	0.63	0.65	0.63	0.64	0.65		
L. inferior	0.53	0.55	0.51	0.43	0.45	0.51	0.48	0.45		
Mediana	0.55	0.58	0.57	0.53	0.55	0.58	0.55	0.54		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	0.87	0.25	-0.24	-0.20	-0.45	0.26	-0.08	-0.42		
C. curtosis	3.26	0.18	-0.71	-0.61	0.07	-0.23	0.00	-0.22		

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.40\sqrt{gD}$ A

	Punto 3 cm				Punto 7 cm				Punto 11 cm	
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4
Promedio	0.51	0.52	0.50	0.46	0.49	0.51	0.50	0.47	0.48	0.50
Desviación	0.02	0.02	0.02	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02	0.00
Percentil 25	0.50	0.50	0.47	0.44	0.47	0.50	0.49	0.46	0.47	0.50
Percentil 75	0.52	0.53	0.50	0.49	0.50	0.52	0.50	0.47	0.49	0.50
L. superior	0.55	0.58	0.55	0.57	0.55	0.56	0.52	0.49	0.52	0.50
L. inferior	0.47	0.46	0.43	0.37	0.43	0.47	0.48	0.45	0.43	0.50
Mediana	0.50	0.52	0.50	0.46	0.50	0.50	0.50	0.47	0.47	0.50
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	-0.39	0.76	0.56	0.05	-0.59	0.51	1.09	1.07	-0.05	0.00
C. curtosis	-0.58	0.05	0.15	-0.75	-0.62	-0.63	0.36	1.45	-0.56	0.00

	Punto 11 cm		Punto 15 cm				Punto 19 cm			
y/y_{total}	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8
Promedio	0.49	0.48	0.51	0.52	0.51	0.49	0.53	0.55	0.54	0.52
Desviación	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
Percentil 25	0.47	0.47	0.50	0.50	0.50	0.47	0.52	0.54	0.52	0.50
Percentil 75	0.50	0.50	0.52	0.52	0.52	0.50	0.55	0.57	0.55	0.53
L. superior	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.60	0.62	0.60	0.58
L. inferior	0.43	0.43	0.47	0.47	0.47	0.43	0.48	0.50	0.48	0.46
Mediana	0.50	0.47	0.50	0.52	0.50	0.50	0.54	0.55	0.55	0.52
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	-0.40	0.38	0.38	0.44	1.21	0.14	-0.25	-0.20	-0.33	0.24
C. curtosis	-0.90	-1.57	-0.36	-0.37	0.48	-0.42	-0.68	-0.40	0.37	-0.32

	Punto 23 cm				Punto 27 cm					
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8		
Promedio	0.58	0.60	0.57	0.55	0.58	0.60	0.59	0.56		
Desviación	0.02	0.03	0.02	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03		
Percentil 25	0.57	0.58	0.55	0.54	0.57	0.60	0.58	0.54		
Percentil 75	0.60	0.62	0.58	0.55	0.59	0.62	0.60	0.58		
L. superior	0.65	0.68	0.63	0.57	0.63	0.65	0.63	0.64		
L. inferior	0.53	0.52	0.51	0.53	0.54	0.57	0.55	0.48		
Mediana	0.58	0.60	0.58	0.55	0.58	0.60	0.58	0.57		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	0.15	-0.16	0.00	0.44	-0.53	0.40	0.04	-0.46		
C. curtosis	-0.09	-0.05	0.21	0.54	-0.31	-0.22	-0.44	-0.57		

Valores estadísticos para cálculo de velocidad (m/s) para caudal $0.46\sqrt{gD}$ A

	Punto 3 cm				Punto 7 cm				Punto 11 cm	
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4
Promedio	0.53	0.55	0.52	0.50	0.53	0.53	0.52	0.49	0.51	0.53
Desviación	0.02	0.03	0.02	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
Percentil 25	0.52	0.53	0.50	0.49	0.52	0.52	0.50	0.49	0.50	0.52
Percentil 75	0.55	0.57	0.53	0.53	0.55	0.55	0.53	0.50	0.52	0.54
L. superior	0.60	0.63	0.58	0.59	0.60	0.60	0.58	0.52	0.55	0.58
L. inferior	0.48	0.46	0.46	0.43	0.48	0.48	0.45	0.46	0.47	0.49
Mediana	0.54	0.55	0.52	0.50	0.53	0.53	0.52	0.50	0.52	0.53
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	0.10	0.31	-0.64	-0.28	0.35	0.34	0.45	-0.43	0.11	0.60
C. curtosis	-0.59	0.71	-0.14	-0.62	-0.38	-0.42	-1.08	-0.70	0.00	0.02

	Punto 11 cm		Punto 15 cm				Punto 19 cm			
y/y_{total}	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8
Promedio	0.53	0.51	0.54	0.56	0.54	0.52	0.58	0.59	0.56	0.54
Desviación	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
Percentil 25	0.52	0.50	0.53	0.55	0.52	0.50	0.58	0.58	0.55	0.52
Percentil 75	0.54	0.52	0.55	0.58	0.57	0.54	0.60	0.60	0.58	0.55
L. superior	0.58	0.55	0.58	0.63	0.65	0.60	0.63	0.63	0.63	0.60
L. inferior	0.49	0.47	0.50	0.51	0.45	0.44	0.55	0.55	0.51	0.48
Mediana	0.53	0.50	0.55	0.55	0.55	0.52	0.58	0.60	0.55	0.53
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C. asimetría	0.04	0.66	-0.12	-0.08	0.04	0.54	-0.03	0.13	0.87	0.18
C. curtosis	-0.41	0.92	-0.37	-0.52	-1.07	-0.35	0.14	0.19	0.63	-0.70

	Punto 23 cm				Punto 27 cm					
y/y_{total}	0.2	0.4	0.6	0.8	0.2	0.4	0.6	0.8		
Promedio	0.62	0.63	0.62	0.59	0.62	0.63	0.61	0.58		
Desviación	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03		
Percentil 25	0.60	0.62	0.60	0.57	0.60	0.60	0.60	0.55		
Percentil 75	0.63	0.65	0.63	0.60	0.64	0.66	0.63	0.60		
L. superior	0.68	0.70	0.68	0.65	0.70	0.75	0.68	0.68		
L. inferior	0.56	0.58	0.56	0.53	0.54	0.51	0.54	0.48		
Mediana	0.63	0.63	0.60	0.58	0.62	0.63	0.62	0.58		
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C. asimetría	0.10	-0.19	0.48	0.31	-0.08	-0.23	0.19	0.12		
C. curtosis	-0.47	-0.61	-0.56	-0.24	-0.65	-0.64	-0.95	-0.48		

A.2 Presiones

A.2.1 Presiones en el cabezal

Presiones en el cabezal para caudal $0.08\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	0.383	0.485	0.527
Desviación	0.003	0.008	0.008
Percentil 25	0.380	0.480	0.520
Percentil 75	0.387	0.488	0.533
L. superior	0.397	0.501	0.553
L. inferior	0.370	0.468	0.500
Mediana	0.380	0.487	0.527
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.315	0.182	0.156
C. curtosis	-2.003	-0.662	-0.850
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	0.692	0.754	0.786
Desviación	0.034	0.032	0.023
Percentil 25	0.660	0.738	0.767
Percentil 75	0.713	0.773	0.807
L. superior	0.793	0.826	0.867
L. inferior	0.580	0.686	0.707
Mediana	0.683	0.753	0.787
Varianza	0.001	0.001	0.001
C. asimetría	0.697	-0.093	0.033
C. curtosis	-0.065	-0.129	-0.903
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	0.445	0.498	0.465
Desviación	0.005	0.003	0.005
Percentil 25	0.440	0.493	0.460
Percentil 75	0.447	0.500	0.467
L. superior	0.457	0.510	0.477
L. inferior	0.430	0.483	0.450
Mediana	0.447	0.500	0.467
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.470	-0.777	0.729
C. curtosis	-0.759	-1.473	0.378

Presiones en el cabezal para caudal $0.09\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	0.403	0.526	0.621
Desviación	0.008	0.007	0.008
Percentil 25	0.400	0.520	0.613
Percentil 75	0.407	0.533	0.627
L. superior	0.417	0.553	0.647
L. inferior	0.390	0.500	0.593
Mediana	0.407	0.527	0.620
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.335	-0.365	0.837
C. curtosis	-0.774	-0.752	1.142
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	0.702	0.698	0.959
Desviación	0.023	0.036	0.026
Percentil 25	0.680	0.672	0.947
Percentil 75	0.720	0.728	0.980
L. superior	0.780	0.813	1.030
L. inferior	0.620	0.587	0.897
Mediana	0.707	0.693	0.953
Varianza	0.001	0.001	0.001
C. asimetría	-0.135	0.061	-0.133
C. curtosis	-1.078	-1.195	-0.500
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	0.323	0.373	0.485
Desviación	0.003	0.005	0.007
Percentil 25	0.320	0.367	0.480
Percentil 75	0.327	0.380	0.487
L. superior	0.337	0.400	0.497
L. inferior	0.310	0.347	0.470
Mediana	0.320	0.373	0.487
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.104	0.000	0.582
C. curtosis	-2.097	-1.350	-0.135

Presiones en el cabezal para caudal $0.11\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	0.440	0.578	0.428
Desviación	0.008	0.009	0.009
Percentil 25	0.433	0.573	0.420
Percentil 75	0.447	0.587	0.433
L. superior	0.467	0.607	0.453
L. inferior	0.413	0.553	0.400
Mediana	0.440	0.580	0.427
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.908	0.050	-0.082
C. curtosis	1.365	-0.902	-0.479
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	0.954	0.858	0.943
Desviación	0.020	0.019	0.024
Percentil 25	0.940	0.847	0.927
Percentil 75	0.967	0.868	0.960
L. superior	1.007	0.901	1.010
L. inferior	0.900	0.814	0.877
Mediana	0.960	0.860	0.940
Varianza	0.000	0.000	0.001
C. asimetría	-0.369	-0.132	0.530
C. curtosis	-0.377	-0.525	-0.556
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	0.439	0.477	0.409
Desviación	0.009	0.007	0.008
Percentil 25	0.433	0.473	0.400
Percentil 75	0.447	0.480	0.413
L. superior	0.467	0.490	0.433
L. inferior	0.413	0.463	0.380
Mediana	0.440	0.473	0.407
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.617	0.302	0.001
C. curtosis	0.239	-0.677	-0.742

Presiones en el cabezal para caudal $0.13\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	0.638	0.678	0.649
Desviación	0.018	0.005	0.009
Percentil 25	0.627	0.673	0.640
Percentil 75	0.653	0.680	0.653
L. superior	0.693	0.690	0.673
L. inferior	0.587	0.663	0.620
Mediana	0.640	0.680	0.647
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.491	-0.137	-0.267
C. curtosis	-0.245	-0.448	-0.412
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	1.039	0.929	0.751
Desviación	0.036	0.022	0.019
Percentil 25	1.013	0.913	0.733
Percentil 75	1.073	0.943	0.767
L. superior	1.163	0.988	0.817
L. inferior	0.923	0.868	0.683
Mediana	1.033	0.927	0.753
Varianza	0.001	0.000	0.000
C. asimetría	0.075	0.260	-0.139
C. curtosis	-1.069	-0.603	-0.724
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	0.456	0.634	0.589
Desviación	0.009	0.005	0.008
Percentil 25	0.453	0.633	0.587
Percentil 75	0.460	0.640	0.593
L. superior	0.470	0.650	0.603
L. inferior	0.443	0.623	0.577
Mediana	0.460	0.633	0.593
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.345	-0.108	-0.552
C. curtosis	-0.480	-0.884	-0.486

Presiones en el cabezal para caudal $0.17\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	0.797	0.678	0.795
Desviación	0.006	0.011	0.014
Percentil 25	0.793	0.673	0.787
Percentil 75	0.800	0.687	0.807
L. superior	0.810	0.707	0.837
L. inferior	0.783	0.653	0.757
Mediana	0.797	0.677	0.793
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.041	0.101	0.468
C. curtosis	-0.857	-0.376	-0.265
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	0.981	0.997	0.721
Desviación	0.026	0.023	0.023
Percentil 25	0.960	0.980	0.700
Percentil 75	0.995	1.013	0.737
L. superior	1.048	1.063	0.792
L. inferior	0.908	0.930	0.645
Mediana	0.987	1.000	0.720
Varianza	0.001	0.001	0.001
C. asimetría	-0.327	-0.140	0.131
C. curtosis	-0.463	0.162	-0.755
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	0.641	0.713	0.664
Desviación	0.007	0.014	0.008
Percentil 25	0.638	0.700	0.660
Percentil 75	0.647	0.722	0.673
L. superior	0.659	0.754	0.693
L. inferior	0.626	0.668	0.640
Mediana	0.640	0.713	0.660
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.013	-0.199	0.095
C. curtosis	-0.535	-0.493	-0.951

Presiones en el cabezal para caudal $0.21\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	0.814	0.826	0.694
Desviación	0.019	0.011	0.012
Percentil 25	0.800	0.820	0.687
Percentil 75	0.827	0.833	0.700
L. superior	0.867	0.853	0.720
L. inferior	0.760	0.800	0.667
Mediana	0.813	0.827	0.693
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.005	0.229	-0.223
C. curtosis	-0.812	-0.257	-0.007
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	1.042	0.886	1.110
Desviación	0.026	0.023	0.048
Percentil 25	1.025	0.867	1.072
Percentil 75	1.055	0.907	1.140
L. superior	1.100	0.967	1.243
L. inferior	0.980	0.807	0.969
Mediana	1.043	0.893	1.113
Varianza	0.001	0.001	0.002
C. asimetría	0.192	-0.576	0.097
C. curtosis	0.118	-0.702	-0.275
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	0.744	0.705	0.615
Desviación	0.015	0.008	0.023
Percentil 25	0.733	0.700	0.593
Percentil 75	0.753	0.713	0.633
L. superior	0.783	0.733	0.693
L. inferior	0.703	0.680	0.533
Mediana	0.743	0.707	0.617
Varianza	0.000	0.000	0.001
C. asimetría	0.108	-0.204	0.223
C. curtosis	-0.540	-0.640	-1.027

Presiones en el cabezal para caudal $0.25\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	0.778	0.841	0.839
Desviación	0.009	0.011	0.013
Percentil 25	0.773	0.833	0.832
Percentil 75	0.787	0.847	0.847
L. superior	0.807	0.867	0.869
L. inferior	0.753	0.813	0.809
Mediana	0.780	0.840	0.840
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.106	-0.121	0.155
C. curtosis	0.396	-0.283	-0.427
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	1.119	0.987	1.111
Desviación	0.053	0.036	0.045
Percentil 25	1.073	0.960	1.078
Percentil 75	1.160	1.010	1.145
L. superior	1.290	1.085	1.245
L. inferior	0.943	0.885	0.978
Mediana	1.117	0.987	1.113
Varianza	0.003	0.001	0.002
C. asimetría	0.001	-0.191	0.378
C. curtosis	-0.745	-0.453	-0.854
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	0.730	0.833	0.719
Desviación	0.012	0.011	0.015
Percentil 25	0.720	0.827	0.707
Percentil 75	0.740	0.840	0.728
L. superior	0.770	0.860	0.761
L. inferior	0.690	0.807	0.674
Mediana	0.730	0.833	0.720
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.112	0.406	0.341
C. curtosis	-0.344	-0.247	-0.574

Presiones en el cabezal para caudal $0.29\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	0.995	0.942	0.877
Desviación	0.020	0.020	0.025
Percentil 25	0.980	0.925	0.860
Percentil 75	1.007	0.953	0.895
L. superior	1.047	0.996	0.948
L. inferior	0.940	0.883	0.808
Mediana	0.997	0.947	0.873
Varianza	0.001	0.000	0.001
C. asimetría	-0.510	0.225	0.007
C. curtosis	-0.210	-0.818	0.749
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	1.313	1.155	1.128
Desviación	0.067	0.048	0.050
Percentil 25	1.253	1.120	1.098
Percentil 75	1.380	1.190	1.167
L. superior	1.570	1.295	1.269
L. inferior	1.063	1.015	0.996
Mediana	1.317	1.153	1.120
Varianza	0.004	0.002	0.003
C. asimetría	0.006	0.200	0.707
C. curtosis	-0.993	-0.775	0.561
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	0.886	0.955	0.853
Desviación	0.024	0.013	0.019
Percentil 25	0.872	0.947	0.840
Percentil 75	0.900	0.967	0.867
L. superior	0.943	0.997	0.907
L. inferior	0.829	0.917	0.800
Mediana	0.890	0.953	0.853
Varianza	0.001	0.000	0.000
C. asimetría	-0.310	0.322	-0.122
C. curtosis	0.122	-0.869	-0.311

Presiones en el cabezal para caudal $0.34\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	1.078	1.059	0.979
Desviación	0.029	0.021	0.026
Percentil 25	1.060	1.050	0.965
Percentil 75	1.095	1.073	0.995
L. superior	1.148	1.108	1.040
L. inferior	1.008	1.015	0.920
Mediana	1.073	1.060	0.973
Varianza	0.001	0.000	0.001
C. asimetría	0.413	-0.580	0.561
C. curtosis	-0.106	-0.080	0.005
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	1.302	1.178	1.165
Desviación	0.056	0.056	0.042
Percentil 25	1.268	1.145	1.138
Percentil 75	1.347	1.217	1.207
L. superior	1.464	1.324	1.309
L. inferior	1.151	1.038	1.036
Mediana	1.313	1.167	1.167
Varianza	0.003	0.003	0.002
C. asimetría	0.085	0.691	-0.130
C. curtosis	-0.117	0.347	-0.980
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	0.970	1.108	0.947
Desviación	0.033	0.032	0.024
Percentil 25	0.947	1.080	0.933
Percentil 75	0.987	1.135	0.967
L. superior	1.047	1.218	1.017
L. inferior	0.887	0.998	0.883
Mediana	0.967	1.110	0.950
Varianza	0.001	0.001	0.001
C. asimetría	0.302	-0.088	0.447
C. curtosis	-0.492	-1.251	1.105

Presiones en el cabezal para caudal $0.40\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	1.166	1.146	1.095
Desviación	0.036	0.024	0.026
Percentil 25	1.133	1.127	1.078
Percentil 75	1.195	1.162	1.107
L. superior	1.288	1.214	1.150
L. inferior	1.041	1.074	1.035
Mediana	1.170	1.147	1.100
Varianza	0.001	0.001	0.001
C. asimetría	-0.022	0.000	-0.136
C. curtosis	-1.125	-0.890	0.061
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	1.348	1.262	1.218
Desviación	0.051	0.063	0.017
Percentil 25	1.313	1.213	1.207
Percentil 75	1.387	1.313	1.228
L. superior	1.497	1.463	1.261
L. inferior	1.203	1.063	1.174
Mediana	1.333	1.247	1.213
Varianza	0.003	0.004	0.000
C. asimetría	0.466	0.431	0.507
C. curtosis	-0.264	-0.666	0.001
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	1.106	1.197	1.074
Desviación	0.027	0.023	0.041
Percentil 25	1.087	1.180	1.040
Percentil 75	1.127	1.215	1.107
L. superior	1.187	1.268	1.207
L. inferior	1.027	1.128	0.940
Mediana	1.100	1.200	1.067
Varianza	0.001	0.001	0.002
C. asimetría	0.587	-0.154	0.246
C. curtosis	-0.347	-0.655	-0.771

Presiones en el cabezal para caudal $0.46\sqrt{gD}$ A

	Punto A1	Punto A2	Punto A3
H/D	1.295	1.365	1.237
Desviación	0.047	0.028	0.025
Percentil 25	1.258	1.347	1.213
Percentil 75	1.327	1.380	1.253
L. superior	1.429	1.430	1.313
L. inferior	1.156	1.297	1.153
Mediana	1.293	1.360	1.240
Varianza	0.002	0.001	0.001
C. asimetría	0.271	0.558	0.077
C. curtosis	-0.017	-0.506	0.158
	Punto B1	Punto B2	Punto B3
H/D	1.418	1.459	1.361
Desviación	0.060	0.055	0.037
Percentil 25	1.372	1.418	1.333
Percentil 75	1.460	1.502	1.387
L. superior	1.593	1.627	1.467
L. inferior	1.239	1.293	1.253
Mediana	1.433	1.460	1.367
Varianza	0.004	0.003	0.001
C. asimetría	-0.241	0.229	0.031
C. curtosis	-0.865	-0.261	-0.141
	Punto C1	Punto C2	Punto C3
H/D	1.289	1.270	1.227
Desviación	0.020	0.028	0.036
Percentil 25	1.273	1.253	1.205
Percentil 75	1.300	1.288	1.255
L. superior	1.340	1.341	1.330
L. inferior	1.233	1.201	1.130
Mediana	1.287	1.270	1.230
Varianza	0.000	0.001	0.001
C. asimetría	0.397	-0.071	-0.501
C. curtosis	-0.415	0.339	-0.057

A.2.2 Presiones en el barril

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.08\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.290	0.390	0.331
Desviación	0.004	0.005	0.003
Percentil 25	0.287	0.387	0.327
Percentil 75	0.293	0.393	0.333
L. superior	0.303	0.403	0.343
L. inferior	0.277	0.377	0.317
Mediana	0.293	0.393	0.333
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-1.232	-1.238	-0.424
C. curtosis	0.314	-0.009	-1.919
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.200	0.431	0.273
Desviación	0.000	0.003	0.000
Percentil 25	0.200	0.427	0.273
Percentil 75	0.200	0.433	0.273
L. superior	0.200	0.443	0.273
L. inferior	0.200	0.417	0.273
Mediana	0.200	0.433	0.273
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	1.039	-0.537	1.039
C. curtosis	-2.108	-1.805	-2.108
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.449	0.269	
Desviación	0.003	0.003	
Percentil 25	0.447	0.267	
Percentil 75	0.453	0.273	
L. superior	0.463	0.283	
L. inferior	0.437	0.257	
Mediana	0.447	0.267	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	1.048	0.654	
C. curtosis	-0.953	-1.658	

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.09\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.320	0.309	0.387
Desviación	0.005	0.003	0.000
Percentil 25	0.318	0.307	0.387
Percentil 75	0.322	0.313	0.387
L. superior	0.327	0.323	0.387
L. inferior	0.313	0.297	0.387
Mediana	0.320	0.307	0.387
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.000	0.777	-1.052
C. curtosis	-0.971	-1.473	-2.143
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.311	0.373	0.307
Desviación	0.004	0.000	0.000
Percentil 25	0.307	0.373	0.307
Percentil 75	0.313	0.373	0.307
L. superior	0.323	0.373	0.307
L. inferior	0.297	0.373	0.307
Mediana	0.313	0.373	0.307
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.080	-1.047	-1.053
C. curtosis	-1.011	-2.129	-2.148
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.311	0.278	
Desviación	0.003	0.003	
Percentil 25	0.307	0.273	
Percentil 75	0.313	0.280	
L. superior	0.323	0.290	
L. inferior	0.297	0.263	
Mediana	0.313	0.280	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	-0.537	-0.907	
C. curtosis	-1.805	-1.242	

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.11\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.356	0.295	0.325
Desviación	0.005	0.003	0.003
Percentil 25	0.353	0.293	0.320
Percentil 75	0.360	0.300	0.327
L. superior	0.370	0.310	0.337
L. inferior	0.343	0.283	0.310
Mediana	0.353	0.293	0.327
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.031	0.907	-0.907
C. curtosis	-0.222	-1.242	-1.242
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.332	0.467	0.403
Desviación	0.003	0.000	0.007
Percentil 25	0.332	0.467	0.400
Percentil 75	0.333	0.467	0.407
L. superior	0.336	0.467	0.417
L. inferior	0.329	0.467	0.390
Mediana	0.333	0.467	0.400
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-1.200	-1.039	-0.240
C. curtosis	-0.592	-2.108	-0.642
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.333	0.310	
Desviación	0.000	0.003	
Percentil 25	0.333	0.307	
Percentil 75	0.333	0.313	
L. superior	0.333	0.323	
L. inferior	0.333	0.297	
Mediana	0.333	0.307	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	1.052	0.209	
C. curtosis	-2.143	-2.062	

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.13\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.358	0.502	0.476
Desviación	0.007	0.003	0.003
Percentil 25	0.353	0.500	0.473
Percentil 75	0.367	0.507	0.480
L. superior	0.387	0.517	0.490
L. inferior	0.333	0.490	0.463
Mediana	0.360	0.500	0.473
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.798	0.654	0.424
C. curtosis	0.228	-1.658	-1.919
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.397	0.427	0.360
Desviación	0.003	0.000	0.000
Percentil 25	0.393	0.427	0.360
Percentil 75	0.400	0.427	0.360
L. superior	0.410	0.427	0.360
L. inferior	0.383	0.427	0.360
Mediana	0.397	0.427	0.360
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.000	1.039	1.040
C. curtosis	-2.108	-2.108	-2.111
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.380	0.413	
Desviación	0.000	0.000	
Percentil 25	0.380	0.413	
Percentil 75	0.380	0.413	
L. superior	0.380	0.413	
L. inferior	0.380	0.413	
Mediana	0.380	0.413	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	1.042	1.052	
C. curtosis	-2.114	-2.143	

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.17\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.398	0.422	0.542
Desviación	0.008	0.005	0.003
Percentil 25	0.393	0.420	0.540
Percentil 75	0.407	0.427	0.542
L. superior	0.427	0.437	0.544
L. inferior	0.373	0.410	0.538
Mediana	0.400	0.420	0.540
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.088	-0.538	1.079
C. curtosis	-0.471	0.749	-0.887
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.568	0.560	0.535
Desviación	0.003	0.000	0.004
Percentil 25	0.567	0.560	0.533
Percentil 75	0.568	0.560	0.540
L. superior	0.571	0.560	0.550
L. inferior	0.564	0.560	0.523
Mediana	0.567	0.560	0.533
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	1.200	-1.058	0.046
C. curtosis	-0.592	-2.160	-0.384
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.558	0.402	
Desviación	0.003	0.003	
Percentil 25	0.553	0.400	
Percentil 75	0.560	0.402	
L. superior	0.570	0.404	
L. inferior	0.543	0.398	
Mediana	0.560	0.400	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	-1.048	1.330	
C. curtosis	-0.953	-0.247	

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.21\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.490	0.466	0.553
Desviación	0.009	0.005	0.000
Percentil 25	0.487	0.460	0.553
Percentil 75	0.495	0.473	0.553
L. superior	0.508	0.493	0.553
L. inferior	0.474	0.440	0.553
Mediana	0.493	0.467	0.553
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.086	0.045	1.065
C. curtosis	-0.531	-1.314	-2.182
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.526	0.605	0.630
Desviación	0.005	0.003	0.003
Percentil 25	0.520	0.605	0.627
Percentil 75	0.527	0.607	0.633
L. superior	0.537	0.609	0.643
L. inferior	0.510	0.603	0.617
Mediana	0.527	0.607	0.627
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.588	-0.992	0.104
C. curtosis	0.174	-1.082	-2.097
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.618	0.375	
Desviación	0.011	0.003	
Percentil 25	0.607	0.373	
Percentil 75	0.627	0.375	
L. superior	0.657	0.378	
L. inferior	0.577	0.371	
Mediana	0.620	0.373	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	0.046	1.200	
C. curtosis	-1.801	-0.592	

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.25\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.510	0.507	0.584
Desviación	0.012	0.008	0.005
Percentil 25	0.500	0.500	0.580
Percentil 75	0.520	0.513	0.587
L. superior	0.550	0.533	0.597
L. inferior	0.470	0.480	0.570
Mediana	0.513	0.507	0.587
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.131	-0.049	0.108
C. curtosis	-0.907	0.145	-0.512
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.572	0.650	0.673
Desviación	0.006	0.004	0.000
Percentil 25	0.567	0.647	0.673
Percentil 75	0.573	0.653	0.673
L. superior	0.583	0.663	0.673
L. inferior	0.557	0.637	0.673
Mediana	0.573	0.650	0.673
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.419	0.373	0.000
C. curtosis	0.376	-0.955	0.000
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.660	0.420	
Desviación	0.000	0.000	
Percentil 25	0.660	0.420	
Percentil 75	0.660	0.420	
L. superior	0.660	0.420	
L. inferior	0.660	0.420	
Mediana	0.660	0.420	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	-1.053	-1.060	
C. curtosis	-2.148	-2.167	

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.29\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.581	0.564	0.632
Desviación	0.013	0.006	0.005
Percentil 25	0.573	0.560	0.627
Percentil 75	0.587	0.567	0.633
L. superior	0.607	0.577	0.643
L. inferior	0.553	0.550	0.617
Mediana	0.580	0.563	0.633
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.080	0.037	-0.190
C. curtosis	-0.446	-0.636	-0.239
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.629	0.696	0.718
Desviación	0.007	0.004	0.003
Percentil 25	0.627	0.693	0.718
Percentil 75	0.633	0.700	0.720
L. superior	0.643	0.710	0.723
L. inferior	0.617	0.683	0.716
Mediana	0.627	0.693	0.720
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.450	-0.290	-1.200
C. curtosis	-0.505	-0.662	-0.592
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.717	0.457	
Desviación	0.003	0.004	
Percentil 25	0.713	0.453	
Percentil 75	0.720	0.460	
L. superior	0.730	0.470	
L. inferior	0.703	0.443	
Mediana	0.717	0.460	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	0.000	-0.016	
C. curtosis	-2.108	-0.970	

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.34\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.629	0.600	0.660
Desviación	0.011	0.011	0.005
Percentil 25	0.620	0.593	0.653
Percentil 75	0.633	0.607	0.667
L. superior	0.653	0.627	0.687
L. inferior	0.600	0.573	0.633
Mediana	0.627	0.600	0.660
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.204	-0.176	0.270
C. curtosis	0.153	-0.967	-0.591
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.664	0.722	0.754
Desviación	0.007	0.005	0.004
Percentil 25	0.660	0.720	0.753
Percentil 75	0.667	0.727	0.760
L. superior	0.677	0.737	0.770
L. inferior	0.650	0.710	0.743
Mediana	0.663	0.720	0.753
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.224	0.030	-0.118
C. curtosis	-0.523	-0.114	-0.680
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.736	0.480	
Desviación	0.004	0.000	
Percentil 25	0.733	0.480	
Percentil 75	0.740	0.480	
L. superior	0.750	0.480	
L. inferior	0.723	0.480	
Mediana	0.733	0.480	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	0.202	-1.060	
C. curtosis	-0.277	-2.167	

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.40\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.680	0.642	0.707
Desviación	0.012	0.015	0.010
Percentil 25	0.673	0.627	0.700
Percentil 75	0.687	0.653	0.713
L. superior	0.707	0.693	0.733
L. inferior	0.653	0.587	0.680
Mediana	0.680	0.643	0.707
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.053	0.223	-0.298
C. curtosis	-0.662	-0.978	-0.271
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.699	0.759	0.803
Desviación	0.009	0.005	0.005
Percentil 25	0.693	0.753	0.800
Percentil 75	0.707	0.760	0.807
L. superior	0.727	0.770	0.817
L. inferior	0.673	0.743	0.790
Mediana	0.700	0.760	0.800
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	-0.046	0.196	0.179
C. curtosis	0.066	0.490	-0.197
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.789	0.519	
Desviación	0.006	0.006	
Percentil 25	0.787	0.513	
Percentil 75	0.793	0.527	
L. superior	0.803	0.547	
L. inferior	0.777	0.493	
Mediana	0.787	0.520	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	-0.018	-0.310	
C. curtosis	-0.941	-0.749	

Presiones en el barril de la alcantarilla para caudal $0.46\sqrt{gD}$ A

	Punto 0.5D	Punto D	Punto 2D
H/D	0.779	0.745	0.812
Desviación	0.018	0.020	0.021
Percentil 25	0.760	0.733	0.793
Percentil 75	0.793	0.760	0.822
L. superior	0.843	0.800	0.864
L. inferior	0.710	0.693	0.751
Mediana	0.780	0.747	0.813
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.374	-0.773	0.030
C. curtosis	-0.652	0.661	-0.555
	Punto 3D	Punto 4D	Punto 5D
H/D	0.710	0.787	0.852
Desviación	0.013	0.012	0.006
Percentil 25	0.700	0.780	0.847
Percentil 75	0.720	0.795	0.853
L. superior	0.750	0.818	0.863
L. inferior	0.670	0.758	0.837
Mediana	0.710	0.793	0.853
Varianza	0.000	0.000	0.000
C. asimetría	0.815	-0.416	0.352
C. curtosis	1.516	-0.676	-0.086
	Punto 8D	Punto L-D	
H/D	0.825	0.554	
Desviación	0.005	0.006	
Percentil 25	0.820	0.553	
Percentil 75	0.827	0.560	
L. superior	0.837	0.570	
L. inferior	0.810	0.543	
Mediana	0.827	0.553	
Varianza	0.000	0.000	
C. asimetría	-0.421	0.253	
C. curtosis	-0.025	0.334	