

TESIS II

**CRITERIO DE ESFUERZO CORTANTE MÍNIMO VS
VELOCIDAD MÍNIMA PARA EL DISEÑO DE
ALCANTARILLADOS AUTOLIMPIANTES.**

Presentado por:

Carlos Daniel Montes

Asesor: Juan G. Saldarriaga Valderrama



**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C.**

2015

AGRADECIMIENTOS

A mi padre, que vive en mi corazón, en el de mi familia.

A mi madre, la persona a la que le debo cada momento de mi vida.

A Sergio, mi hermano.

A Laurita, mi compañera y confidente.

A Juan Saldarriaga, por permitirme el privilegio de trabajar en el CIACUA.

A todos ustedes, ¡Gracias!

“Ask not what your country can do for you, ask what you can do for your country”

John F. Kennedy

TABLA DE CONTENIDO

1	Introducción.....	1
1.1	Antecedentes	2
1.2	Justificación.....	4
1.3	Pregunta de Investigación	5
1.4	Objetivos.....	6
1.4.1	Objetivo General	6
1.4.2	Objetivos Específicos.....	6
1.5	Metodología	6
1.6	Resumen de Contenido.....	8
2	Marco Teórico	9
2.1	Conceptos Generales	9
2.1.1	Sedimentos en Alcantarillados	9
2.1.2	Movimiento de Sedimentos en Alcantarillados	10
2.1.3	Efectos Hidráulicos Debidos a la Sedimentación	13
2.2	Autolimpieza en Sistemas de Alcantarillados	13
2.3	Ecuaciones Básicas de Diseño.....	14
2.4	Revisión de Metodologías Existentes.....	16
2.4.1	No – depósito de Sedimentos	16
2.4.2	Movimiento de Sedimentos Existentes en el Lecho de la Tubería.....	40
2.4.3	Pendiente de Energía.....	44
2.5	Parámetros de Diseño de Sistemas de Alcantarillado en el Mundo	52
2.6	Resumen de Capítulo	54
3	Análisis Gráfico de Restricciones de Diseño.....	55
3.1	Análisis Gráfico de Restricciones de Diseño.....	55
3.1.1	Criterios Tradicionales de Diseño.....	55
3.1.2	Metodología CIRIA.....	59

3.1.3	Metodología ASCE	69
3.2	Otras metodologías.....	70
3.3	Comparación Multicriterio.....	73
4	Análisis de Costos en el Diseño Optimizado de Sistemas de Alcantarillado	75
4.1	Red Prototipo.....	75
4.2	Función de costos	77
4.3	Metodología para el diseño optimizado de sistemas de alcantarillado	79
4.3.1	Planteamiento del problema	80
4.4	Aplicación de la metodología.....	84
4.4.1	CIE 7.0.....	84
4.4.2	Diseño optimizado por tramos	87
5	Análisis de Sensibilidad de los costos de diseño.....	91
5.1	Red de alcantarillado pluvial	91
5.2	Red de alcantarillado sanitario.....	95
5.3	Condiciones límite.....	100
5.4	Verificación de metodología	105
6	Conclusiones y Recomendaciones	112
7	Referencias Bibliográficas.....	115
8	Anexos	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. - Clasificación de criterios de autolimpieza de la literatura. Modificado de (Bong, 2014).	3
Figura 2. – Metodología de Investigación.....	7
Figura 3. – Tubería fluyendo parcialmente llena. Tomado de (Salcedo, 2012).....	14
Figura 4. – Comparación gráfica entre $v = 0.6$ m/s y el estándar GLUMRB.	18
Figura 5. – Variación del número de Froude en función del diámetro de la partícula y de la concentración volumétrica de sedimentos. Tomado de (Ghani, 1993).	20
Figura 6. – Resultados obtenidos por Macke (1982). Tomado de (Ghani, 1993).	22
Figura 7. – Comparación de criterios. Tomado de (Mayerle, et al., 1991).	24
Figura 8. – Experimento realizado por Ghani (1993). Tomado de (Ghani, 1993).	25
Figura 9. – Validación de la Ecuación 27. Tomado de (Nalluri, et al., 1994).	27
Figura 10. - Montaje del experimento (Unidades en m). Tomado de (Vongvisessomjai, et al., 2010).	29
Figura 11. – Esquema unidimensional del modelo numérico. Tomado de (Ibro & Larsen, 2011).	31
Figura 12. – Validación de la Ecuación 39 y Ecuación 40 con los experimentos realizados por Ghani (1993). Tomado de (Ebtehaj, et al., 2013).	33
Figura 13. – Comparación de las ecuaciones propuestas con distintas metodologías.	33
Figura 14. – Clasificación de sedimentos en sistemas de alcantarillados. Tomado de (Alvarez, 1990)	34
Figura 15. – Geometría de la sección transversal para tuberías con depósito de sedimentos en el lecho de la tubería. Tomado de (Ghani, 1993).....	38
Figura 16. Validación de la Ecuación 53 y la Ecuación 54 con los experimentos realizados por Ghani (1993). Tomado de (Ebtehaj, et al., 2013).	40
Figura 17. – Validación de la Ecuación 53. Tomado de (Ebtehaj, et al., 2013).	40
Figura 18. – Criterio de movimiento incipiente para canales con fondo rígido. Tomado de (Ghani, 1993).	42
Figura 19. – Relación entre Caudal, Pendiente y Diámetro. Tomado de (Bong, 2014).	44
Figura 20. – Curva de esfuerzo cortante crítico en función de la velocidad. Tomado de (Enfinger & Mitchell, 2010).	48
Figura 21. – Resultados del monitoreo. Tomado de (Enfinger & Mitchell, 2010).	49

Figura 22. – Porcentaje de material transportado en función del esfuerzo cortante para tuberías de 200 mm con presencia de biopelículas. Tomado de (Rincón, et al., 2012).	50
Figura 23. – Valores de Manning para condiciones de flujo subcrítico con presencia de biopelículas. Tomado de (Rincón, et al., 2012).	51
Figura 24. – Metodología para criterios tradicionales.....	56
Figura 25. – Comparación de criterios tradicionales [Velocidad Mínima].	57
Figura 26. - Comparación de criterios tradicionales [Esfuerzo Cortante Mínimo]......	58
Figura 27. – Metodología propuesta por la CIRIA. Tomado de (Ackers, et al., 1996).	60
Figura 28. – Comparación de Criterio I (CIRIA)	61
Figura 29. – Variación de los resultados en función de la concentración de sedimentos.	62
Figura 30. – Variación de los resultados en función de la densidad relativa del material	62
Figura 31. – Variación de los resultados en función del diámetro de las partículas.	63
Figura 32. – Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 100 μm . Criterio II de diseño.	65
Figura 33. – Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 200 μm . Criterio II de diseño.	65
Figura 34. – Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 300 μm . Criterio II de diseño.	66
Figura 35. – Criterio III de diseño de alcantarillados. CIRIA	67
Figura 36. – Comparación 1 Criterios CIRIA.	68
Figura 37. – Comparación 2 Criterios CIRIA.	68
Figura 38. – Metodología de diseño recomendada por la ASCE (2007).	69
Figura 39. – Variación del diámetro de la partícula para el diseño.	70
Figura 40. – Metodología de diseño propuesta por Vongvisessomjai <i>et al.</i> (2010).	71
Figura 41. – Comparación de criterios Vongvisessomjai <i>et al.</i> (2010) y Ebtehaj <i>et al.</i> (2013). ...	72
Figura 42. – Variación de la concentración de sedimentos en el sistema.	72
Figura 43. – Variación del tamaño de la partícula en el sistema.	73
Figura 44. – Comparación multicriterio de las metodologías estudiadas.	74
Figura 45. – Esquema de la red prototipo.	76
Figura 46. – Topografía del terreno para una ruta PMI92813 – PMP92951.	76
Figura 47. – Proyección del trapecio que produce el área excavada para una tubería de alcantarillado. Tomado de (CIACUA, 2013).	78

Figura 48. – Conjunto de nodos que pertenecen a un mismo pozo de inspección. Tomado de (Duque, 2013).	81
Figura 49. – Representación de un arco ($v_{ik}, v_{jk} + 1$). Tomado de (Duque, 2013).	81
Figura 50. – Representación de un tramo de alcantarillado. Tomado de (Duque, 2013).	82
Figura 51. – Metodología para el diseño optimizado de series de tramos de alcantarillado. Tomado de (Duque, 2013).	84
Figura 52. – Rutas red prototipo. Velocidad mínima = 0.6 m/s	86
Figura 53. – Resultados del diseño optimizado para la red prototipo.	90
Figura 54. – Resultados gráficos de diseños para cada caso de estudio.	94
Figura 55. – Resultados gráficos de diseños para el Caso 1.	99
Figura 56. – Costos asociados a la Corrida 01.	101
Figura 57. – Costos asociados a la Corrida 02.	103
Figura 58. – Costos asociados a la corrida 05.	104
Figura 59. – Límite de autolimpieza en alcantarillados.	105
Figura 60. – Red La Esmeralda.	106
Figura 61. – Subcuencas aferentes a cada pozo de la red y Lluvia de diseño.	107
Figura 62. – Rutas red La Esmeralda.	107
Figura 63. – Costos de la red La Esmeralda.	108
Figura 64. – Localización de red pluvial en la gráfica de autolimpieza.	109
Figura 65. – Costos red La Esmeralda (Sanitario).	110
Figura 66. – Localización de red pluvial en la gráfica de autolimpieza.	111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. – Características típicas de sedimentos aplicables en el Reino Unido. Modificado de (Ackers, et al., 1996).	10
Tabla 2. – Pendientes mínimas recomendadas en alcantarillados. Modificado de (Bizier, 2007).	17
Tabla 3. – Características de los sedimentos. Modificado de Ghani (1993).	25
Tabla 4. – Parámetros característicos en el transporte de sedimentos aplicables en tuberías. Tomado de (Ghani, 1993).	26
Tabla 5. – Valores de η . Tomado de Ghani (1993).	36
Tabla 6. – Criterio de velocidad mínima. Tomado de Vongvisessomjai et al. (2010).	52
Tabla 7. – Criterio de esfuerzo cortante mínimo. Tomado de Vongvisessomjai et al. (2010).	53
Tabla 8. – Valores recomendados en el continente Americano.	53
Tabla 9. – Valores considerados para el análisis gráfico de los criterios tradicionales.	55
Tabla 10. – Resultados de la metodología para cálculo de pendiente mínima. Valores expresados en porcentaje.	56
Tabla 11. - Resultados de la metodología [Esfuerzo Cortante Mínimo]. Valores expresados en porcentaje.	58
Tabla 12. - Características de los Sedimentos	61
Tabla 13. – Velocidades mínima requeridas para el Criterio III. Tomado de Ackers <i>et al.</i> , (1996).	67
Tabla 14. – Parámetros para comparación de Metodologías.	73
Tabla 15. – Valores de diseño para CIE 7.0.	85
Tabla 16. – Criterios de autolimpieza considerados.	86
Tabla 17. – Datos de entrada al modelo. Ruta principal.	87
Tabla 18. – Resultados diseño optimizado en la red prototipo.	88
Tabla 19. – Variaciones consideradas para alcantarillado pluvial.	91
Tabla 20. – Costos resultantes para cada caso de diseño.	92
Tabla 21. – Diferenciación de costos.	92
Tabla 22. – Resultados tabulares de diseños para cada caso de estudio.	93
Tabla 23. – Variaciones consideradas para alcantarillado sanitario.	95
Tabla 24. – Caso base para análisis de alcantarillado sanitario.	96

Tabla 25. – Restricciones de autolimpieza en alcantarillados sanitarios.	96
Tabla 26. – Costos resultantes para cada caso de diseño. Alcantarillado sanitario.	96
Tabla 27. – Resultados de diseños para el Caso 1.	98
Tabla 28. – Casos y corridas para análisis de condición límite.	100
Tabla 29. – Resultados Corrida 01.	101
Tabla 30. – Resultados Corrida 02.	102
Tabla 31. – Resultados Corrida 05.	103
Tabla 32. – Costos de la red La Esmeralda.	108
Tabla 33. – Costos red La Esmeralda (Sanitario).	110

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. – Relación entre esfuerzo cortante mínimo y velocidad crítica de erosión.....	11
Ecuación 2. – Velocidad de corte.	12
Ecuación 3. – Ley de Stokes.	12
Ecuación 4. – Profundidad de agua en una tubería.....	14
Ecuación 5. – Ángulo que forma la profundidad de agua.	14
Ecuación 6. – Área de la sección mojada.	15
Ecuación 7. – Perímetro mojado de la sección.....	15
Ecuación 8. – Radio hidráulico.....	15
Ecuación 9. – Ancho en la superficie.	15
Ecuación 10. – Profundidad hidráulica.	15
Ecuación 11. – Ecuación de Manning.	15
Ecuación 12. – Ecuación físicamente basada de velocidad.....	15
Ecuación 13. – Diámetro requerido para transportar el caudal de diseño.....	16
Ecuación 14. – Planteamiento para la solución iterativa.....	17
Ecuación 15. – Número de Froude modificado.....	19
Ecuación 16. – Ecuación de Robinson – Graf (1972).....	20
Ecuación 17. – Ecuación de Novak – Nalluri (1975).....	20
Ecuación 18. – Tasa de transporte de sedimentos. Macke (1982)	21
Ecuación 19. – Ecuación de Macke (1982).....	21
Ecuación 20. – Velocidad de sedimentación de las partículas. Macke (1982).....	21
Ecuación 21. – Viscosidad cinemática del agua. Sakhuja (1987).....	22
Ecuación 22. – Ecuación de May (1982).	23
Ecuación 23. – Velocidad crítica. May (1982).....	23
Ecuación 24. – Ecuación de May <i>et al.</i> (1989)	23
Ecuación 25. – Ecuación de Mayerle, Nalluri y Novak (1991).....	24
Ecuación 26. – Ecuación de Ghani (1993).	26
Ecuación 27. – Ecuación de Nalluri <i>et al</i> (1994).	27
Ecuación 28. – Ecuación de May <i>et al.</i> (1996).	28

Ecuación 29. – Velocidad límite. Tomado de May <i>et al.</i> (1996).....	28
Ecuación 30. – Velocidad de Camp.	29
Ecuación 31. – Esfuerzo cortante de Camp.	29
Ecuación 32. – Ecuación de Vongvisessomjai <i>et al.</i> (2010) para carga en suspensión como función del Radio Hidráulico.	30
Ecuación 33. – Ecuación Vongvisessomjai <i>et al.</i> (2010) para carga en suspensión como función de la profundidad de agua.	30
Ecuación 34. - Ecuación de Vongvisessomjai <i>et al.</i> (2010) para carga de lecho como función del Radio Hidráulico.	30
Ecuación 35. - Ecuación de Vongvisessomjai <i>et al.</i> (2010) para carga de lecho como función de la profundidad de agua.	30
Ecuación 36. – Criterio RMSE evaluado por Ebtehaj <i>et al.</i> (2013).....	32
Ecuación 37. – Criterio MARE evaluado por Ebtehaj <i>et al.</i> (2013).....	32
Ecuación 38. – Criterio AIC evaluado por Ebtehaj <i>et al.</i> (2013).	32
Ecuación 39. – Ecuación de Ebtehaj <i>et al.</i> (2013) como función del radio hidráulico.	32
Ecuación 40. – Ecuación de Ebtehaj <i>et al.</i> (2013) como función de la profundidad de agua.	32
Ecuación 41. – Ecuación propuesta por May <i>et al.</i> (1989).....	35
Ecuación 42. – Parámetro de transporte. Tomado de May (1993).....	35
Ecuación 43. – Parámetro de movilidad. Tomado de May (1993).....	35
Ecuación 44. – Factor de transición. Tomado de May (1993).....	35
Ecuación 45. – Número de Reynolds de la partícula. Tomado de May (1993).	36
Ecuación 46. – Ecuación propuesta por Álvarez (1990).....	36
Ecuación 47. – Parámetro de transporte de sedimentos. Tomado de Perrusquía (1991).....	37
Ecuación 48. – Ecuación propuesta por El – Zaemy (1991).	37
Ecuación 49. – Factor de fricción. Tomado de El – Zaemy (1991).	37
Ecuación 50. – Ecuación propuesta por Nalluri y Alvarez (1992).	38
Ecuación 51. – Ecuación propuesta por Ghani (1993).	39
Ecuación 52. – Factor de fricción compuesto. Tomado de Ghani (1993).	39
Ecuación 53. – Ecuación propuesta por Ebtehaj <i>et al.</i> (2013) como función del radio hidráulico. Depósito límite de sedimentos.	39
Ecuación 54. – Ecuación propuesta por Ebtehaj <i>et al.</i> (2013) como función de la profundidad de agua. Depósito límite de sedimentos.	39

Ecuación 55. – Ecuación propuesta por Durand y Condolios (1956)	41
Ecuación 56. – Ecuación propuesta por Laursen (1956).....	41
Ecuación 57. – Ecuación propuesta por Robinson y Graf (1972)	41
Ecuación 58. – Ecuación propuesta por Novak y Nalluri (1975).	41
Ecuación 59. – Ecuación propuesta por Novak y Nalluri (1984).	42
Ecuación 60. – Velocidad de Camp	43
Ecuación 61. – Ecuación propuesta por Novak y Nalluri (1975).	43
Ecuación 62. – Esfuerzo cortante de Camp.	43
Ecuación 63. – Esfuerzo cortante en una tubería.	46
Ecuación 64. – Esfuerzo cortante como función del diámetro de partícula. Tomado de Rath y McCauley (1962).	46
Ecuación 65. – Velocidad crítica como función del esfuerzo cortante crítico. Tomado de Enfinger <i>et al.</i> (2010).	48
Ecuación 66. – Ecuación propuesta por La Motta (1996).	49
Ecuación 67. – Modificación de la ecuación de Manning propuesta por Guzman <i>et al.</i> (2007)...	50
Ecuación 68. – Ecuación propuesta por Rincón <i>et al.</i> (2012).	51
Ecuación 69. – Ecuación de Ackers (1991).	63
Ecuación 70. – Formulación ecuación de Ackers (1991).	64
Ecuación 71. – Costo de material por metro lineal de tubería.	77
Ecuación 72. – Costo de excavación por metro lineal de tubería.	77
Ecuación 73. – Volumen excavado para instalar la tubería.	78
Ecuación 74. – Función de costos totales por metro lineal de tubería.	78
Ecuación 75. – Planteamiento problema ruta crítica.	79
Ecuación 76. – Pendiente asociada al arco. Tomado de Duque (2013).	82
Ecuación 77. – Variable de decisión. Tomado de Duque (2013).	82
Ecuación 78. – Planteamiento de la función objetivo. Tomado de Duque (2013).	83
Ecuación 79. – Cálculo de Volumen.	83

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

A	Área de la sección mojada
B	Espacio lateral requerido para instalar la tubería
B_a	Constante adimensional para autolimpieza. Valor igual a 0.8
C_e	Costo de excavación por metro lineal de tubería
C_t	Costo de material por metro lineal de tubería
C_v	Concentración volumétrica de sedimentos
d_{50}	Diámetro medio de partículas
D_{gr}	Tamaño no dimensional de sedimentos
D	Profundidad hidráulica
d	Diámetro de la tubería
d_s	Diámetro de partícula
e	Espesor de la pared de la tubería
F_r	Número de Froude
F_s	Parámetro de movilidad
g	Aceleración de la gravedad
H	Profundidad de excavación hasta la cota clave aguas arriba de la tubería
h	Relleno que se debe disponer bajo la tubería
H'	Profundidad de excavación hasta la cota clave aguas abajo de la tubería

k	Factor de conversión de pesos de diciembre de 2007 a mayo de 2009
k_c	Factor de conversión de unidades. 0.85 para Sistema Internacional de Unidades
k_s	Rugosidad hidráulica del material de la tubería
L	Longitud de la tubería
n	Coefficiente de rugosidad de Manning
P	Perímetro mojado de la sección
Q	Caudal de la tubería
Q_{dwf}	Caudal en tiempo seco
Q_{wwf}	Caudal en tiempo húmedo
Q_{min}	Caudal mínimo en la tubería
q_s	Tasa de transporte de sedimentos por unidad de ancho
Q_s^*	Tasa de transporte de sedimentos
R	Radio hidráulico de la sección
R_{*c}	Número de Reynolds de la partícula
R_b	Radio hidráulico de la capa de sedimentos
S	Pendiente de la tubería
s	Densidad relativa sedimento - fluido
T	Ancho de la superficie
T°	Temperatura del agua

U^*	Velocidad de corte
V	Volumen de excavación
v	Velocidad del flujo
v_e	Velocidad crítica de erosión
v_c	Velocidad crítica para iniciar movimiento incipiente de partículas
v_{camp}	Velocidad de Camp
v_L	Velocidad de autolimpieza
v_t	Velocidad límite
W_b	Ancho de sedimentos en la tubería
W_s	Velocidad de asentamiento de las partículas
y	Profundidad de agua en la tubería
y_o	Profundidad de agua. Ghani (1993)
y_s	Profundidad de sedimentos en la tubería
γ	Peso específico del fluido
γ_s	Peso específico de sedimentos
η	Parámetro de transporte de sedimentos. May (1993)
θ	Ángulo que forma la profundidad de agua
θ_b	Ángulo que forma la profundidad de sedimentos
θ_m	Factor de transición
λ	Factor de fricción de Darcy - Weisbach

λ_b	Factor de fricción del lecho de la tubería
λ_c	Factor de fricción de Darcy - Weisbach compuesto entre la tubería y los sedimentos
ν	Viscosidad cinemática del agua
ρ	Densidad del fluido
ρ_s	Densidad del sedimento
τ_b	Esfuerzo cortante límite de depósito de sedimentos
τ_c	Esfuerzo cortante como función del diámetro de partícula. Raths y McCauley (1962)
τ_{camp}	Esfuerzo cortante de Camp
τ_m	Esfuerzo cortante como función del diámetro de partícula. La Motta (1996)
τ_o	Esfuerzo cortante crítico
Φ'_b	Parámetro de transporte de sedimentos. Perrusquía (1991)

1 INTRODUCCIÓN

El suministro de agua a las poblaciones ha sido un tema de vital importancia para la supervivencia. En un principio se pensó en el abastecimiento y el desalojo de las aguas de la forma más rápida posible; esto sin considerar los impactos que se llegasen a tener por dichas prácticas. Comúnmente se presentaban problemas de salud y malos olores causados por el contacto directo con las aguas residuales que no se evacuaban correctamente. Una de las primeras civilizaciones que pensó en el problema e intentó resolverlo, fue la romana. Ellos construyeron una cloaca con el fin de drenar el agua del Coliseo Romano. A partir de ese momento, nacieron los sistemas de drenaje conocidos hoy en día y se dio la misma importancia al problema de suministro de agua para consumo y a la evacuación de las aguas residuales (Butler & Davies, 2009).

El objetivo principal era evacuar lo más rápido posible las aguas residuales generadas en la ciudad sin pensar en los daños potenciales que se podían generar por éstas prácticas. Se empezaron a observar problemas en los cuerpos de agua receptores debido a la contaminación proveniente de las aguas residuales de la población aguas arriba (Saldarriaga, 2014). La problemática tomó mayor relevancia en la medida que las poblaciones localizadas aguas abajo de la fuente de contaminación se empezaron a ver perjudicadas. Esto invita a pensar, ¿Cuál es la mejor forma de evacuar las aguas residuales de una ciudad sin afectar los cuerpos receptores y las poblaciones aguas abajo?

Para responder la pregunta anterior, se deben considerar los sistemas de drenaje urbano como una integralidad entre el sistema en sí, el nivel de tratamiento necesario de las aguas evacuadas y el cuerpo receptor. El primer componente corresponde al sistema de drenaje de la ciudad - el cual será el objeto de análisis de este proyecto – el cual es el encargado de la evacuación de las aguas lluvia y residuales. El segundo componente hace referencia al nivel de tratamiento necesario de las aguas evacuadas por el sistema de drenaje para no afectar la calidad de agua del cuerpo receptor. En muchas ocasiones, no es necesario realizar un tratamiento de las aguas residuales, puesto que, la masa de agua del cuerpo receptor es mucho mayor a la carga de contaminante vertida. Finalmente, según los usos del cuerpo receptor, se debe garantizar que el tratamiento (o no tratamiento) realizado responda a cierta concentración de contaminante (e.g. Coliformes Totales y Fecales, Compuestos nitrogenados, Materia Orgánica Carbonácea, entre otros) en un punto de interés sobre el cuerpo receptor.

Como se menciona anteriormente, el foco de investigación en éste trabajo es el diseño de los sistemas de drenaje de las ciudades, específicamente lo relacionado a diseño de alcantarillados autolimpiantes. Un correcto diseño que cumpla con las condiciones de autolimpieza es fundamental para prevenir problemas de sedimentación, que generan a su vez pérdida de capacidad hidráulica y contaminación del sistema debido a las reacciones que se podrían presentar en la capa de sedimentos.

En el presente documento, se presenta una revisión bibliográfica de los diferentes criterios de velocidad mínima y esfuerzo cortante mínimo para el diseño de alcantarillados autolimpiantes, propuestos a lo largo del tiempo por diferentes autores. Lo anterior se realiza con el fin de determinar qué criterio es el más adecuado (en términos de aplicabilidad y costo) para plasmar en las normativas de diseño de diferentes entidades. Igualmente, se realizan una serie de simulaciones para un alcantarillado sanitario y uno pluvial, mediante las cuales se intenta concluir acerca de la importancia (o no) de hacer uso de determinados criterios de autolimpieza en el diseño optimizado de sistemas de alcantarillado.

1.1 Antecedentes

La sedimentación de partículas es un problema que afecta en gran medida los sistemas de alcantarillados. El movimiento de éstos sedimentos genera un ciclo natural compuesto por tres procesos principales: erosión, transporte y depósito (Ghani, 1993). En largos periodos de tiempo, el depósito de los sólidos suspendidos incrementa el riesgo de consolidación y posteriormente la cementación de los mismos. En particular, un depósito permanente en las tuberías durante periodos secos genera cambios en la sección transversal lo cual causa cambios en la rugosidad, que a su vez, afecta la distribución de velocidades y consecuentemente la distribución de esfuerzos cortantes en el fondo de la tubería (Ebtehaj, et al., 2013).

La Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción (Construction Industry Research and Information Association, CIRIA) realizó estudios enfocados en la presencia de sedimentos en sistemas de alcantarillados en el Reino Unido (CIRIA, 1987). Las mayores problemáticas encontradas fueron el bloqueo, sobrecarga, inundación y calidad del agua. La producción de sedimentos se ve afectada por la localización geográfica, el tipo de alcantarillado, uso de tierra, época del año y el régimen seco de lluvias anterior.

Con el fin de evitar estos problemas en los sistemas de alcantarillados, diferentes autores han planteado metodologías para prevenir estos fenómenos. Bong (2014) realizó

una revisión bibliográfica y clasificó los criterios y metodologías en tres grupos: 1) Criterio de no-depósito de sedimentos; 2) Movimiento de sedimentos existentes en el lecho de la tubería y 3) Pendiente de energía. Los criterios de diseño de cada grupo pueden clasificarse, por lo tanto, en pequeños grupos como se muestra en la Figura 1.

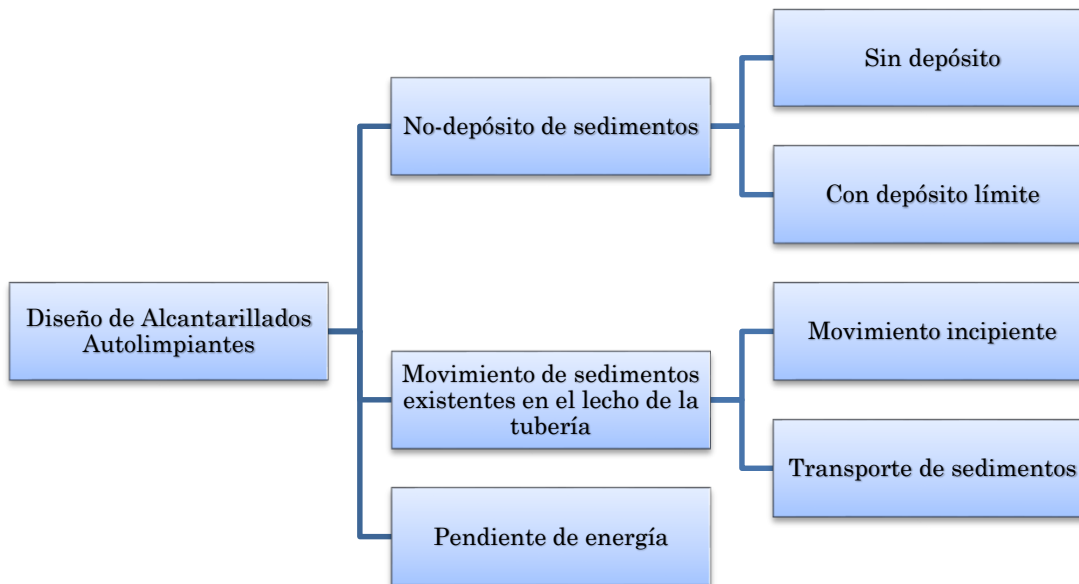


Figura 1. - Clasificación de criterios de autolimpieza de la literatura. Modificado de (Bong, 2014).

En el primer grupo (No-depósito de sedimentos) se pueden incluir los criterios tradicionales de diseño (velocidad mínima y esfuerzo cortante mínimo), los cuales se encuentran en la mayoría de las Normas Técnicas de Diseño en el mundo. Usualmente estos valores varían entre valores de velocidad de 0.6 y 0.9 m/s, según la condición del flujo (tubería llena o parcialmente llena) y el tipo de alcantarillado (sanitario, pluvial o combinado) y entre 1.3 y 12.6 N/m² para esfuerzo cortante mínimo. Ninguno de estos criterios cuenta con una justificación teórica o investigación de fondo, por lo cual son valores recomendados más por la experiencia de los diseñadores; lo anterior puede llevar a diseños sobredimensionados y muy costosos en algunas ocasiones.

Diferentes estudios previos (Ebtehaj, et al., 2013) mostraron que un solo valor de velocidad mínima o esfuerzo cortante mínimo no es adecuado para determinar las condiciones de autolimpieza en tuberías de diferentes tamaño, rugosidades y gradientes para todo el rango de sedimentos y condiciones de flujo encontrados en alcantarillados. Dado lo anterior, el diseño de una velocidad de autolimpieza debe considerar diferentes

parámetros como la concentración y el tamaño de los sedimentos, profundidad o radio hidráulico, rugosidad y diámetro.

Este primer grupo se puede dividir en dos criterios de autolimpieza, no-depósito de sedimentos y depósito límite. El primero de ellos, es un criterio de diseño conservativo en el cual no se permite la sedimentación en el sistema. Se debe identificar el modo de transporte de las partículas; ya sea como carga en suspensión o carga de lecho, esto con el fin de hacer uso de alguna de las ecuaciones existentes de autolimpieza (Vongvisessomjai, et al., 2010). El segundo de ellos es menos conservativo puesto que, permite la presencia de una capa de sedimentos en el sistema lo cual reduce la pendiente requerida de diseño (Bong, 2014). Este criterio permite eventualmente menores costos de construcción; sin embargo, requiere de un mantenimiento más cuidadoso puesto que, se estaría en presencia de condiciones cercanas a las críticas.

El segundo grupo de criterios de diseño, movimiento de sedimentos existentes en el lecho de la tubería, asume que el sedimento ya se encuentra sedimentado en el lecho de la tubería. Las ecuaciones desarrolladas bajo este criterio de diseño consideran algunos aspectos de los sedimentos y características del sistema, con el fin de iniciar el movimiento de los depósitos de sedimentos (Bong, 2014).

Finalmente, los criterios de diseño basados en la pendiente de energía, requieren parámetros de entrada como condiciones del flujo, tasa de entrada de sedimentos, características de las partículas como diámetro y densidad y características hidráulicas de la tubería como su geometría y rugosidad hidráulica. Este tipo de criterios han sido desarrollados en su mayoría por la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers, ASCE) bajo el criterio de *Tractive Force*¹ propuesto en el Manual de Diseño y Construcción de Alcantarillados Sanitario (Bizier, 2007). Cada uno de los criterios presentados se estudiará en detalle.

1.2 Justificación

En la mayoría de las normativas de diseño del mundo los criterios tradicionales de velocidad mínima y esfuerzo cortante mínimo se presentan como única restricción de diseño. Usualmente no se consideran otros parámetros (material de la tubería, características de los sedimentos, entre otros). Esto conlleva a realizar diseños en muchos casos sobredimensionados y no optimizados de sistemas de alcantarillados tanto pluviales, como combinados y sanitarios.

¹ El concepto *Tractive Force* hace referencia a todos los esfuerzos actuantes sobre una partícula

El Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS, propone valores de 0.45 m/s y 1.5 N/m² para alcantarillados sanitarios y 0.75 m/s y 3 N/m² para alcantarillados pluviales (RAS, 2000), los cuales son valores teóricos y sugeridos más por la experiencia de los diseñadores que por una justificación teórica. Estos criterios intentan calcular una pendiente a partir de un valor de velocidad y/o esfuerzo cortante para condiciones de tubo lleno, lo cual conlleva a que si se presentan relaciones de llenado menores a la de diseño, se aumente el riesgo de sedimentación de partículas (Bizier, 2007).

Los criterios tradicionales han generado buenos resultados en términos de autolimpieza en alcantarillados, pero resulta en diseños mucho mayores a los requeridos en casi la totalidad de los casos (especialmente en diámetros pequeños cuya profundidad de agua para caudales bajos es mayor al 20%) y en algunas ocasiones subestima la pendiente real requerida (mayormente en tuberías con diámetros altos en los cuales la profundidad sea menor al 30% y diámetros pequeños fluyendo con relaciones de llenado menores a 0.2) (Bizier, 2007).

El principal problema asociado con los criterios tradicionales se relaciona con el pobre indicador de poder de autolimpieza que resulta al usar una velocidad mínima. Sin embargo, esta práctica resulta ser conservativa, puesto que al generar mayores pendientes se garantiza (en teoría) la autolimpieza para un alcantarillado.

Dado lo anterior, es fundamental revisar una serie de metodologías propuestas por diferentes autores y normativas en el mundo para identificar las similitudes, consideraciones, parámetros, resultados y validaciones. Así mismo, se debe hacer una crítica a cada una de ellas y proponer la más adecuada para el diseño de alcantarillados. Adicional a lo anterior mencionado, es fundamental entender la variabilidad en los diseños optimizados de alcantarillados al hacer uso de un criterio u otro. Dado lo anterior, la simulación de diferentes redes de alcantarillados bajo distintas condiciones de caudal y topografía del terreno se antoja necesario para concluir acerca de lo anterior mencionado.

1.3 Pregunta de Investigación

Diversos autores han propuesto criterios para el diseño de sistemas de alcantarillados autolimpiantes bajo diferentes condiciones de flujo, características de los sedimentos, material de la tubería y diámetro del sistema, por lo tanto, ¿Cuál resulta ser la metodología más apropiada para diseñar sistemas de alcantarillados autolimpiantes y

qué tanta influencia tiene en el diseño optimizado de una red de alcantarillado el uso de criterios de autolimpieza?

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Realizar una revisión del estado del arte de las metodologías y criterios de diseño de alcantarillados autolimpiantes desarrolladas y propuestas por diferentes autores, con el fin de establecer la influencia de éstas sobre el diseño optimizado de redes de alcantarillado.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Realizar una revisión del estado del arte de las metodologías de diseño de alcantarillados autolimpiantes existentes a nivel mundial.
- Revisar los criterios de autolimpieza propuestos en las diferentes Normas Técnicas de diseño de sistemas de alcantarillados en el mundo.
- Realizar un análisis gráfico de las restricciones de diseño en el cual simultáneamente se comparen las metodologías y valores encontrados en la bibliografía.
- Realizar un análisis comparativo de costos entre diseños de autolimpieza aplicados al diseño optimizado de alcantarillados.
- Realizar un análisis sensibilidad de los criterios de autolimpieza aplicados al diseño optimizado de alcantarillados.
- Concluir acerca de la influencia de los criterios de autolimpieza en el diseño optimizado de redes de alcantarillado.

1.5 Metodología

La metodología de investigación se compone principalmente en tres pasos, los cuales se resumen en la Figura 2. En primera instancia, se realizó una revisión bibliográfica de los criterios de autolimpieza propuestos por diferentes autores. En este paso se especifican las condiciones bajo las cuales se obtuvieron las ecuaciones y modelos, los

parámetros que afectan las velocidades y/o esfuerzos cortantes mínimos en tuberías, los rangos de validez, las ecuaciones gobernantes y demás información de interés para realizar los análisis posteriores. Igualmente, se identificó el tipo de transporte (e.g. Carga de lecho y/o en suspensión) que corresponde el desarrollo de dicha ecuación y/o metodología. Parte de esta primera etapa corresponde a la revisión de Normativas de Diseño a nivel mundial para el diseño de alcantarillados. En este caso, se utiliza como criterio de comparación la normativa colombiana y sus similitudes y diferencias en los valores estipulados en cada una.

En segunda instancia es necesario realizar un análisis gráfico de las metodologías consideradas en el paso anterior; esto con el fin de identificar los criterios más restrictivos y los más holgados a la hora de diseñar un sistema de alcantarillado autolimpiante. Esta comparación se realiza como función del diámetro de la tubería y de la pendiente resultante de aplicar alguna ecuación de resistencia fluida (e.g Ecuación de Manning).

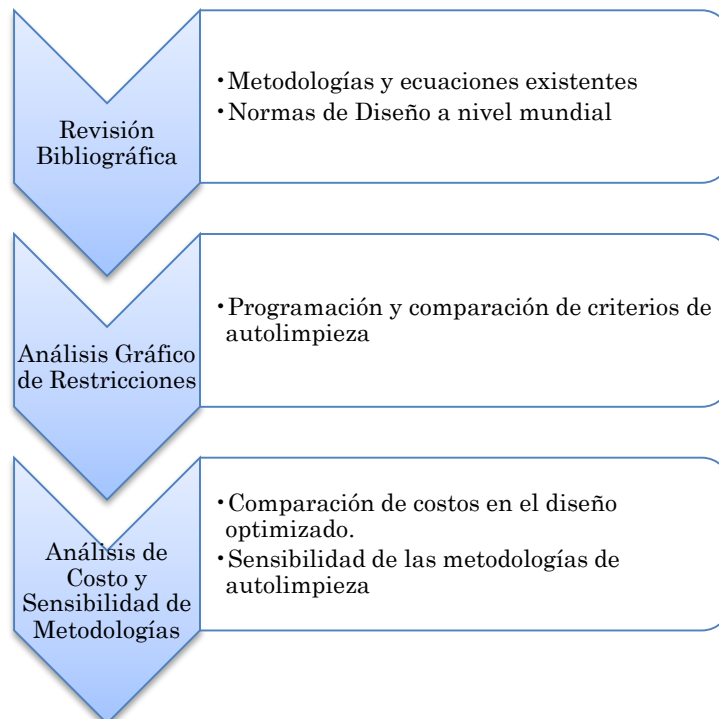


Figura 2. – Metodología de Investigación.

Finalmente, se realiza una comparación de costos en el momento del diseño en sí, por lo cual se deben asociar ecuaciones de análisis de costo (tubería en sí y excavación). Para

dicho propósito se emplea la metodología desarrollada por el Centro de Investigación Estratégica para el Agua (CIE) mediante la estimación de la ruta más corta y el algoritmo de Bellman-Ford (Duque, 2013). Igualmente, se realiza un análisis de sensibilidad en el cual se simulan una serie de condiciones sobre una red de estudio y se busca encontrar la afectación de las metodologías de autolimpieza en el costo final de un diseño optimizado de un sistema de alcantarillado.

1.6 Resumen de Contenido

En el primer capítulo se presenta una introducción a la problemática estudiada, la importancia de realizar dicha investigación, los objetivos propuestos y la metodología que se plantea seguir para dar cumplimiento a dichos objetivos. Igualmente se da un breve repaso de los tres grandes grupos de clasificación de criterios de autolimpieza en sistemas de alcantarillados.

El segundo capítulo corresponde al foco de ésta investigación. Se presenta al lector de forma detallada las metodologías de diseño existentes en las normas técnicas de distintos países, las ecuaciones propuestas por diversos autores y entidades como la ASCE y la CIRIA. Se muestran los experimentos realizados y los resultados de investigación de cada autor, las consideraciones de cada modelo, entre otros.

El tercer capítulo corresponde al análisis comparativo de las metodologías consideradas en el capítulo anterior. Para dicho análisis se evalúa la pendiente de autolimpieza obtenida como función del diámetro de la tubería para una serie de criterios y metodologías de autolimpieza consideradas.

El cuarto capítulo corresponde a la aplicación de las metodologías al diseño optimizado de alcantarillados. En esta etapa se evalúa principalmente la variabilidad de los costos producto de utilizar una restricción de velocidad mínima o esfuerzo cortante mínimo como valor para garantizar autolimpieza en alcantarillados en una red prototipo de estudio.

El quinto capítulo presenta el resultado de las simulaciones realizadas sobre la ruta principal de la red prototipo. Se varían los caudales y la topografía del terreno y se determina el límite de influencia (caudal vs pendiente del terreno) para el cual las condiciones de autolimpieza dejan de ser una variable sensible del diseño optimizado de sistemas de alcantarillado.

Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones, las referencias bibliográficas consultadas y los anexos.

2 MARCO TEÓRICO

En este primer capítulo se presenta al lector una visión general de los conceptos básicos relacionados al tema de autolimpieza en alcantarillados, una introducción al concepto en sí, las ecuaciones básicas de diseño consideradas para los análisis y una revisión detallada de las metodologías, criterios y ecuaciones existentes para el diseño. Se consideran tres grandes grupos: 1) No – depósito de sedimentos; 2) Movimiento de sedimentos existentes en el lecho de la tubería y 3) Pendientes de energía. Finalmente, se presentan los valores recomendados en distintas normativas a nivel mundial para el diseño de estos sistemas.

2.1 Conceptos Generales

La necesidad de diseñar sistemas de alcantarillados con capacidad de transportar sedimentos ha sido reconocida por muchos años. Convencionalmente, se ha especificado una velocidad mínima de autolimpieza la cual debe garantizarse para cierta profundidad de flujo y con determinada frecuencia dentro del periodo de diseño y operación del sistema. Esta consideración tradicional no contempla las características propias del sedimento ni aspectos hidráulicos propios del sistema, por lo cual en muchas ocasiones no se representa adecuadamente el fenómeno de transporte de sedimentos en los sistemas de alcantarillado (Butler, et al., 2003). Lo anterior lleva a la necesidad de entender qué son y cómo afectan los sedimentos los sistemas de alcantarillado.

2.1.1 Sedimentos en Alcantarillados

Los sedimentos en sistemas de alcantarillados se pueden definir como cualquier partícula o material sedimentable existente en alcantarillados, tanto de agua lluvia como sanitarios, que tienen la capacidad para formar depósitos en el lecho de las tuberías (Butler, et al., 2003). Algunas partículas de poco tamaño o baja densidad, pueden permanecer en suspensión durante las condiciones normales de flujo y operación del sistema y por consiguiente serían transportadas en eventos de crecientes como *carga de lavado*². La presencia de partículas tiene un efecto importante en la capacidad hidráulica del sistema de alcantarillado, pero, también puede tener una mayor influencia en términos de contaminación ambiental (Ackers, et al., 1996) e inundaciones debidas a la sobrecarga del sistema.

² El término original es *Washload* (Ackers, et al., 1996).

Sedimentos con bajas velocidades de asentamiento pueden formar únicamente depósitos en el lecho en condiciones hidrológicas secas y pueden ser fácilmente resuspendidos cuando se presentan eventos de crecientes generados por lluvias o variaciones diurnas. En contraste, partículas grandes y densas pueden ser transportadas por caudales pico (o máximos) que ocurren con muy baja frecuencia, por lo cual, en algunos casos se pueden generar depósitos permanentes en los sistemas (Ackers, et al., 1996). Generalmente los sedimentos se pueden clasificar en tres distintas formas: 1) Sedimentos de origen sanitario; 2) Sedimentos de origen pluvial y 3) Arenas. La Tabla 1 presenta las características típicas de los sedimentos aplicables en el Reino Unido. De esta tabla es importante resaltar que la mayor fuente de arenas resulta ser el agua lluvia; sin embargo la diferencia radica en el tamaño de las partículas que generalmente se encuentran en alcantarillados de éste tipo y las arenas.

Tabla 1. – Características típicas de sedimentos aplicables en el Reino Unido. Modificado de (Ackers, et al., 1996).

Tipo	Modo de Transporte	Concentración [mg/L]			Tamaño medio de partícula d_{50} [µm]			Densidad Relativa		
		Bajo	Medio	Alto	Bajo	Medio	Alto	Bajo	Medio	Alto
Arenas	Lecho	10	50	200	300	750	1000	2,3	2,6	2,7
Pluvial	Suspensión	50	350	1000	20	60	100	1,1	2	2,5
Sanitario	Suspensión	100	350	500	10	40	60	1,01	1,4	1,6

Los tamaños que pueden ser transportados en suspensión o como carga de lecho pueden variar acorde a las condiciones, sin embargo, se puede suponer que los sólidos menores a 150 µm se encuentran en suspensión y las mayores como carga de lecho (Ackers, et al., 1996). Es importante resaltar que los valores de concentración presentados en la Tabla 1 son obtenidos de distintos estudios realizados en el Reino Unido (e.g. Sartor y Boyd (1972), Ellis (1979), Mance y Harman (1978), entre otros) y por consiguiente estos valores pueden variar en distintos países. Para dar un ejemplo de lo anterior, en Estados Unidos, la concentración de sólidos suspendidos en alcantarillados sanitarios varía entre 100 y 350 mg/L (Bizier, 2007), mientras que Brasil puede tener 390 mg/L en promedio, Kenya 520 mg/L, Jordan 900 mg/L, Abu Dhabi 200 mg/L, entre otros (Metcalf & Eddy, INC, 1991). Para el caso colombiano, se han encontrado concentraciones en sistemas de alcantarillados entre 100 y 1000 mg/L para distintas estaciones de monitoreo y diferentes sistemas (separado o combinado) (Rodríguez, et al., 2013).

2.1.2 Movimiento de Sedimentos en Alcantarillados

El movimiento de sedimentos en alcantarillados tiene tres fases: Arrastre, transporte y depósito. A continuación se presenta cada una de las fases.

2.1.2.1 Arrastre

Cuando el agua residual fluye sobre la capa de sedimentos del lecho de una tubería, las fuerzas hidrodinámicas de levante y arrastre³ son ejercidas sobre las partículas. Si la combinación de estas dos fuerzas no excede el peso de la partícula y las fuerzas cohesivas, entonces permanecen depositadas. Por el contrario, si se supera (se genera desequilibrio) se da inicio al fenómeno de arrastre resultando en el movimiento de partículas (Butler, et al., 2003). La condición límite en la cual el movimiento de partículas es despreciable se encuentra usualmente definida en términos del esfuerzo cortante mínimo y de la velocidad crítica de erosión. Estas se pueden relacionar de la siguiente forma:

$$\tau_0 = \frac{\rho \lambda v_e^2}{8}$$

Ecuación 1. – Relación entre esfuerzo cortante mínimo y velocidad crítica de erosión.

donde τ_0 es el esfuerzo cortante crítico [Pa]; ρ la densidad del fluido [kg/m^3]; λ el factor de fricción de Darcy – Weisbach y v_e la velocidad crítica de erosión [m/s]. En alcantarillados pluviales, los sedimentos son en su mayoría inorgánicos y no-cohesivos; sin embargo algunos depósitos pueden cementarse y generar depósitos permanentes por largos periodos de tiempo. En alcantarillados sanitarios generalmente se presentan sedimentos con características cohesivas, dada la naturaleza de las partículas y la presencia de grasas y limos. Alcantarillados combinados presentan combinaciones de sedimentos existentes en los anteriores mencionados.

La cohesión tiende a incrementar el valor del esfuerzo cortante que el flujo necesita ejercer para iniciar el movimiento de partículas del lecho. En experimentos de laboratorio, se ha observado que la erosión de partículas cohesivas se genera cuando el esfuerzo cortante en el lecho está entre 2.5 N/m^2 y 7 N/m^2 para partículas granulares (Butler, et al., 2003).

2.1.2.2 Transporte

Como se ha mencionado anteriormente, cuando el sedimento ingresa al sistema se puede transportar como carga en suspensión o carga de lecho. Materiales finos tienden a moverse como carga en suspensión y son influenciados en una primera instancia por las fluctuaciones (turbulencia) existentes en el flujo. Materiales pesados se encuentran como carga de lecho. El movimiento de estas partículas pesadas se ve afectado por la

³ Los términos originales son *lift and drag forces* (Butler, et al., 2003)

distribución local de velocidades. En esta etapa es fundamental determinar el modo de transporte de las partículas, el cual depende de la magnitud de la velocidad de corte y la velocidad de sedimentación de las partículas (Butler, et al., 2003). Las ecuaciones necesarias para el análisis son las siguientes:

$$U_* = v \sqrt{\frac{\lambda}{8}}$$

Ecuación 2. – Velocidad de corte.

$$W_s = \left[\frac{gd^2}{18\nu} \right] \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)$$

Ecuación 3. – Ley de Stokes.

donde U_* es la velocidad de corte [m/s]; v la velocidad del flujo [m/s]; λ el factor de fricción; W_s la velocidad de asentamiento [m/s]; g la aceleración de la gravedad [9.81 m/s²]; d_s el diámetro de la partícula [m]; ν viscosidad cinemática del agua [m²/s]; γ_s y γ los pesos específicos de los sedimentos y el agua respectivamente [kg/m³]. La Ecuación 3 corresponde a la ley de Stokes. De acuerdo con May *et al.* (1996), si $U_* > 0.75 W_s$, el transporte de sedimentos se presentará como carga en suspensión; caso contrario se presentaría como carga de lecho (Ebtahaj, et al., 2013).

Se han desarrollado grandes cantidades de ecuaciones para el transporte de sedimentos, incluyendo ecuaciones predictivas basadas particularmente en canales altamente erosionables como ríos. Estas ecuaciones se encuentran normalmente en términos de la capacidad volumétrica de transporte de sedimentos del flujo, tanto para carga de lecho como para carga en suspensión. Dichas ecuaciones no pueden ser aplicadas para el diseño de sistemas de alcantarillados, puesto que, las condiciones en las tuberías son diferentes que en los cauces naturales. Esto se debe básicamente a lo siguiente: Paredes rígidas no erosionables en las tuberías, secciones transversales completamente definidas y material transportado (Butler, et al., 2003).

2.1.2.3 Depósito

Si la velocidad de flujo o nivel de turbulencia decrecen, se presentará una reducción significativa de la cantidad de sedimento presente como carga en suspensión. El material acumulado como carga de lecho seguirá estando de ésta forma pero

eventualmente se puede acumular más sedimento debido a las bajas velocidades y por consiguiente aumentar la profundidad del material presente en el fondo.

2.1.3 Efectos Hidráulicos Debidos a la Sedimentación

El depósito permanente de sedimentos durante épocas secas en la tubería puede causar cambios en la sección transversal y rugosidad, lo cual afecta la distribución de velocidades y consecuentemente la distribución del esfuerzo cortante del fondo de la tubería (Ebtehaj, et al., 2013). Esto a su vez puede afectar el gradiente hidráulico requerido para transportar el flujo (Ackers, et al., 1996). La presencia de sedimentos en el sistema puede generar un pequeño incremento en las pérdidas de energía del sistema. Experimentos de laboratorio sugieren que para tuberías lisas, con presencia de sedimentos, el incremento en el gradiente hidráulico es alrededor del 7% en comparación con tuberías limpias. Para tuberías rugosas, el incremento es sólo del 2% (Ackers, et al., 1996).

2.2 Autolimpieza en Sistemas de Alcantarillados

El depósito de sedimentos en alcantarillados conlleva a efectos adversos en el desempeño hidráulico de los sistemas y en el ambiente (Bong, 2013). Dado lo anterior, realizar un diseño que garantice la autolimpieza en alcantarillados resulta fundamental. La autolimpieza en sistemas de alcantarillados es un proceso que debe garantizar un balance entre la cantidad de sedimento depositado y la tasa de erosión durante el transporte de partículas en un periodo específico de tiempo, lo cual permita minimizar los costos combinados de construcción, operación y mantenimiento del sistema (Butler, et al., 2003). Dado lo anterior, no es necesario diseñar alcantarillados que operen en la totalidad del tiempo sin ningún tipo de depósito de sedimentos, puesto que, se puede permitir cierta profundidad de sedimentos. Lo anterior es una alternativa muy viable, puesto que esta capa permite diseñar con pendientes menores; sin embargo se deberían evaluar las condiciones adversas sobre la geometría y la rugosidad del sistema.

May *et al.* (1996) mostraron que la presencia de un depósito de sedimentos permite al flujo mejorar la capacidad de transporte de sedimentos bajo condiciones de carga de lecho. Dado lo anterior, se han desarrollado distintos estudios de los cuales se derivan ecuaciones que representan el transporte de sedimentos y la capacidad de autolimpieza en sistemas de alcantarillados. Estos criterios y ecuaciones se presentan de forma detallada posteriormente.

2.3 Ecuaciones Básicas de Diseño

Para el desarrollo de los diferentes criterios de autolimpieza en los sistemas de alcantarillado, es necesario tener un conjunto de ecuaciones base que representen las diferentes propiedades geométricas de la tubería. Usualmente en los sistemas reales no se tienen condiciones de tubo lleno, por lo cual se deben emplear ecuaciones para tuberías fluyendo parcialmente llenas. Una representación gráfica de las condiciones existentes para esta condición de llenado se presenta en la Figura 3.

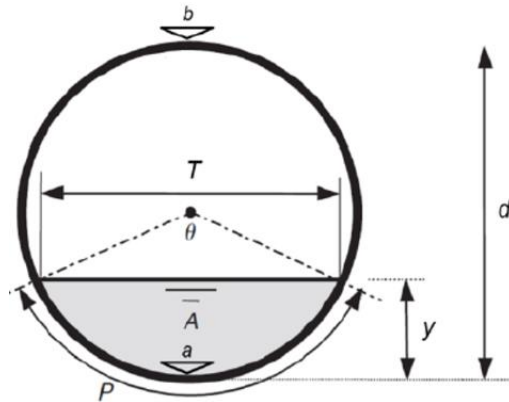


Figura 3. – Tubería fluyendo parcialmente llena. Tomado de Salcedo (2012).

donde T es el ancho de la superficie; b la cota clave de la tubería; θ el ángulo generado por el ancho de la superficie; A el área mojada de la sección transversal; a la cota de batea de la tubería; P el perímetro mojado de la sección; y la profundidad de agua en la tubería y d el diámetro de la sección. Cada una de las características geométricas anteriores se puede describir mediante una ecuación:

$$y = \frac{d}{2}(1 - \cos(\theta))$$

Ecuación 4. – Profundidad de agua en una tubería.

$$\theta = 2\cos^{-1}\left(1 - \frac{2y}{d}\right)$$

Ecuación 5. – Ángulo que forma la profundidad de agua.

$$A = \frac{d^2}{8} (\theta - \text{sen}(\theta))$$

Ecuación 6. – Área de la sección mojada.

$$P = \frac{d}{2} \theta$$

Ecuación 7. – Perímetro mojado de la sección.

$$R = \frac{d}{4} \left(\frac{\theta - \text{sen}(\theta)}{\theta} \right) = \frac{A}{P}$$

Ecuación 8. – Radio hidráulico.

$$T = d \sin\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

Ecuación 9. – Ancho en la superficie.

$$D = \frac{d}{8} \left(\frac{\theta - \text{sen}(\theta)}{\text{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right)} \right) = \frac{A}{T}$$

Ecuación 10. – Profundidad hidráulica.

Las ecuaciones anteriores permiten determinar las propiedades hidráulicas de una tubería fluyendo parcial o totalmente llena. Con estas se pueden determinar algunas propiedades propias de la tubería mediante la combinación con ecuaciones de resistencia fluida. Entre las principales se encuentra la ecuación de Manning y de Darcy – Wiesbach en conjunto con Colebrook – White (DW-CW):

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Ecuación 11. – Ecuación de Manning.

$$v = -2\sqrt{8gRS} \log_{10} \left(\frac{k_s}{14.8R} + \frac{2.51v}{4R\sqrt{8gRS}} \right)$$

Ecuación 12. – Ecuación físicamente basada de velocidad.

La ecuación de Manning fue desarrollada originalmente y de forma empírica mediante experimentos en canales rugosos en los cuales predominan condiciones de Flujo

Turbulento Hidráulicamente Rugoso. Dado lo anterior, para sistemas de alcantarillados modernos en los cuales se pueden tener materiales lisos (e.g. PVC) la ecuación de Manning no es válida, puesto que, se esperaría tener condiciones de Flujo Turbulento Hidráulicamente Liso. Para estos casos, la ecuación físicamente basada de velocidad (DW – CW) sería la indicada, ya que, ésta contempla los dos tipos de flujo.

2.4 Revisión de Metodologías Existentes

Como se mencionó anteriormente, existen tres grandes grupos para clasificar la autolimpieza en sistemas de alcantarillados: 1) No-depósito de sedimentos; 2) Movimiento de sedimentos existentes en el lecho de la tubería y 3) Pendiente de energía. Cada uno de éstos se presenta a continuación, con sus respectivas ecuaciones, consideraciones, limitaciones, entre otros.

2.4.1 No – depósito de Sedimentos

El primer criterio que se considera corresponde al no – depósito de sedimentos, el cual corresponde a una velocidad mínima o esfuerzo cortante mínimo necesario para evitar depósito de sedimentos en el sistema. En este grupo se pueden incluir los criterios tradicionales de diseño, los cuales corresponden a valores de velocidad mínima entre 0.6 y 0.9 m/s y de esfuerzo cortante mínimo entre 1.3 y 12.6 N/m². La idea en un principio consistía en determinar la velocidad que se presentaría para el caudal máximo de diseño y compararla con el valor estipulado en la normativa. El procedimiento general es el siguiente (Bizier, 2007):

- 1) Estimar el diámetro para transportar el caudal máximo. Para condiciones de tubo lleno se utiliza la siguiente ecuación:

$$d = 1.548 \left[\frac{nQ}{k_c S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Ecuación 13. – Diámetro requerido para transportar el caudal de diseño

donde d es el diámetro requerido para transportar el caudal máximo [m]; n el coeficiente de rugosidad de Manning; Q el caudal de diseño [m³/s]; k_c el factor de conversión de unidades (0.85 en Sistema Internacional) y S la pendiente de la tubería [m/m].

- 2) Redondear el diámetro obtenido al siguiente diámetro comercial disponible.
- 3) Calcular la profundidad normal del flujo existente en el sistema. Esta se puede obtener de la ecuación de Manning de forma iterativa.

$$\frac{nQ}{k_c S^{1/2}} = AR^{1/3}$$

Ecuación 14. – Planteamiento para la solución iterativa.

- 4) Para la profundidad normal obtenida en el paso anterior, se calcula la velocidad ($v = Q/A$) y verificar que esta cumpla con el criterio establecido en la normativa. En caso de que éste criterio no se cumpla, se debe aumentar la pendiente del sistema hasta obtener una velocidad mayor o igual a la estipulada en la normativa.

La Great Lakes Upper Mississippi River Board, GLUMRB, combinó el criterio tradicional de 0.6 m/s con un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.013 y creó un estándar en el cual se establecen pendientes mínimas recomendadas para garantizar autolimpieza en alcantarillados. Estos valores se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. – Pendientes mínimas recomendadas en alcantarillados. Modificado de (Bizier, 2007).

Diámetro de la Tubería		Pendiente [%]	
In	mm Equivalente	Calculada	GLUMRB
6	152	0.49	-
8	203	0.34	0.4
10	254	0.25	0.28
12	305	0.2	0.22
15	381	0.15	0.15
18	457	0.12	0.12
21	533	0.093	0.1
24	610	0.077	0.08
27	686	0.066	0.067
30	762	0.057	0.058
33	838	0.05	0.052
36	915	0.05	0.046
39	991	0.05	0.041
42	1067	0.05	0.037

De la Tabla 2, la columna “Calculada” corresponde al procedimiento descrito anteriormente con un coeficiente de Manning de 0.013 y una velocidad mínima de 0.6 m/s. Igualmente, en las últimas cuatro filas de la columna tres, se tienen los mismos valores de la pendiente; esto se debe a una recomendación de 0.05/100 como pendiente

mínima para diámetros grandes de tubería. Los valores igualmente se pueden graficar para comparar los criterios.

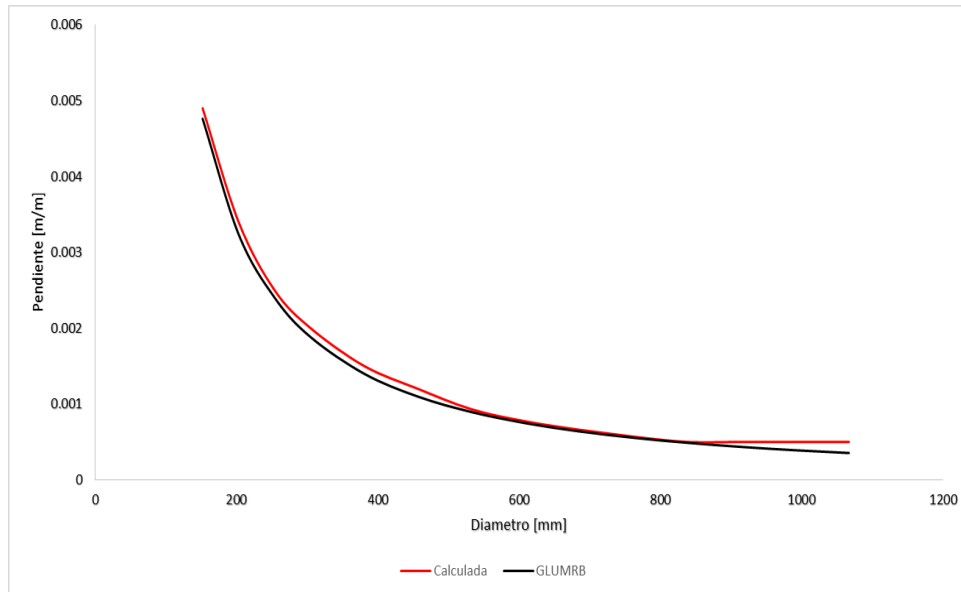


Figura 4. – Comparación gráfica entre $v = 0.6$ m/s y el estándar GLUMRB.

Los valores propuestos por la GLUMRB han mostrado generar buenos resultados para garantizar condiciones de autolimpieza; sin embargo éstos tienen un poder de autolimpieza mayor al requerido en muchos casos (particularmente en tuberías con diámetros pequeños donde la relación de llenado es superior al 20%) y menor en otros (particularmente en tuberías con diámetros grandes fluyendo con una relación de llenado menor al 30% y tuberías de diámetro pequeño fluyendo con relaciones de llenado menores al 20%) (Bizier, 2007).

El problema existente con los criterios tradicionales es que la velocidad mínima resulta ser un pobre indicador del verdadero potencial de autolimpieza en un sistema de alcantarillado. Sin embargo, estos criterios resultan ser conservativos lo cual lleva a una adecuada autolimpieza en la mayoría de los alcantarillados.

2.4.1.1 Sin Depósito de Sedimentos

El primero de los grupos existentes en el criterio de no-depósito de sedimentos consiste en restringir completamente el fenómeno de sedimentación en los sistemas de alcantarillados. Para hacer uso de este criterio de diseño, se debe identificar el modelo de transporte de las partículas (Carga en suspensión o carga de lecho);

tamaño de los sedimentos, densidad y concentración; se debe contar con una ecuación para predecir el transporte de sedimentos; datos o información del esfuerzo cortante mínimo requerido para erosionar las partículas del lecho; y ecuaciones que determinen la resistencia fluida en el sistema (Vongvisessomjai, et al., 2010). Usualmente este criterio es el más empleado, puesto que es un criterio conservativo en el cual se diseña la tubería con total restricción de depósito de sedimentos.

Durand (1953) llevó a cabo una serie de experimentos en tuberías lisas con diámetros que oscilaban en un rango de 400 y 700 mm bajo condiciones de tubo lleno. Se usaron arenas con diámetros de partículas entre 0.02 y 100 mm. Los resultados obtenidos se expresaron en términos de un número de Froude, definido de la siguiente forma:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{2g(s-1)d}}$$

Ecuación 15. – Número de Froude modificado.

donde F_r es el número de Froude modificado [-]; v la velocidad total del flujo [m/s]; g la aceleración de la gravedad [m/s²]; s el peso específico de las partículas y d el diámetro de la tubería [m]. Posteriormente diversos estudios (e.g Robinson – Graf (1972), May (1982), CIRIA (1987), entre otros) confirmaron la importancia de éste número de Froude en los estudios de transporte de sedimentos en tuberías. Durand (1953) graficó el número de Froude obtenido como función de la concentración volumétrica de sedimentos C_v , para diferentes diámetros de sedimentos. El resultado se presenta en la Figura 5. Se muestra que F_r varía como función de C_v y el diámetro de las partículas, d , con un rango entre 10 y 15% aproximadamente y permanece constante posteriormente para partículas con diámetros mayores a 0.5 mm.

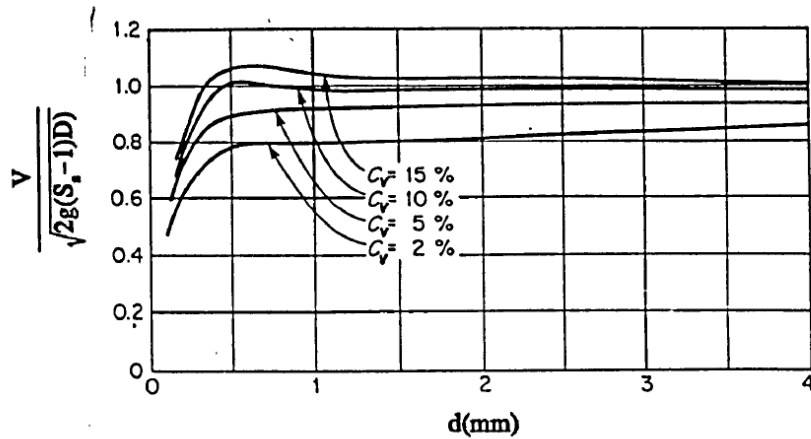


Figura 5. – Variación del número de Froude como función del diámetro de la partícula y de la concentración volumétrica de sedimentos. Tomado de (Ghani, 1993).

Robinson – Graf (1972) desarrollaron experimentos en dos tuberías lisas (102 mm y 152 mm) para condiciones de tubo lleno. Utilizaron dos tipos de arenas ($d_{50} = 0.45$ mm y 0.88 mm) transportadas como carga en suspensión para un rango de velocidades entre 1.2 m/s y 2.5 m/s. Se realizó un análisis de regresión múltiple de los datos obtenidos y se obtuvo la siguiente relación que presenta el mejor ajuste:

$$\frac{v}{\sqrt{2g(s-1)d}} = 0.901C_v^{0.106}(1-S)^{-1}$$

Ecuación 16. – Ecuación de Robinson – Graf (1972).

donde S es la pendiente de la tubería y los demás parámetros los descritos anteriormente. El rango de concentración de sedimentos utilizado fue entre 10^3 ppm y 7×10^4 ppm (Ghani, 1993).

Novak y Nalluri (1975) llevaron a cabo experimentos en tuberías lisas con diámetros de 152 mm y 305 mm, las cuales fluían parcialmente llenas. Se utilizaron arenas con diámetros entre 0.15 y 2 mm. Se realizaron análisis dimensionales y regresiones múltiples y la ecuación que presentó mejor ajuste fue la siguiente:

$$C_v = 4.1\lambda_c^{2.04} \left(\frac{d_s}{R}\right)^{-0.538} \left(\frac{v_L^2}{8g(s-1)R}\right)^{1.54}$$

Ecuación 17. – Ecuación de Novak – Nalluri (1975)

donde λ_c es el factor de fricción de Darcy – Weisbach compuesto entre la tubería y los sedimentos; v_L la velocidad límite para evitar el depósito de sedimentos en la tubería [m/s] y R el radio hidráulico [m]. El rango de la C_v considerado estaba entre 20 y 2400 ppm.

Macke (1982) realizó experimentos con tres tuberías lisas (192 mm, 290 mm y 445 mm) fluyendo parcialmente llenas y con presencia de arenas con tamaños (d_{50}) de 0.16 mm y 0.37 mm. Se derivó un modelo teórico y se verificó mediante análisis de regresión lineal con datos observados. El resultado fue la siguiente ecuación:

$$Q_s^* = Q_s(\rho_s - \rho)gW_s^{1.5} - 1.64 \times 10^{-4} \tau_0^3$$

Ecuación 18. – Tasa de transporte de sedimentos. Macke (1982)

donde Q_s^* es la tasa de transporte de sedimentos [$N \cdot m^{1.5}/s^{2.5}$]; W_s la velocidad de sedimentación de las partículas [m/s] y ρ_s y ρ las densidades del sedimento y el agua respectivamente [kg/m^3]. El rango estudiado de Q_s^* fue entre 10^{-6} y $4 \times 10^{-3} N \cdot m^{1.5}/s^{2.5}$. La Figura 6 muestra la zona de aplicación de Ecuación 18 (Región I); sin embargo para la Región II, no se realizaron ajustes, puesto que, en ésta zona se presentan curvas individuales que varían como función del tamaño de los sedimentos.

Mediante el uso de datos experimentales de estudios anteriores (Ambrose (1953) y Robinson – Graf (1972)), Macke (1982) logró establecer la validez de la ecuación para la Región I. La Ecuación 18 se reescribió y se originó la siguiente ecuación dimensional, aplicable en el Sistema Internacional de Unidades (Ghani, 1993).

$$C_v = \frac{\lambda_c^3 v_L^5}{30.4(S - 1)W_s^{1.5} A}$$

Ecuación 19. – Ecuación de Macke (1982).

Igualmente, para el cálculo de las velocidades de sedimentación de las partículas May (1982) propuso la siguiente ecuación:

$$W_s = \frac{\sqrt{9v^2 + 10^9 d^2 g(s - 1)(0.03869 + 0.0248d^2)} - 3v}{10^{-3}(0.11607 + 0.074405d)}$$

Ecuación 20. – Velocidad de sedimentación de las partículas. Macke (1982).

La viscosidad cinemática del agua puede ser calculada como función de la temperatura, T° , mediante la ecuación de Sakhuja (1987).

$$v = \frac{1.79 \times 10^{-6}}{1 + 0.03368T^\circ + 0.000221T^{\circ 2}}$$

Ecuación 21. – Viscosidad cinemática del agua. Sakhuja (1987).

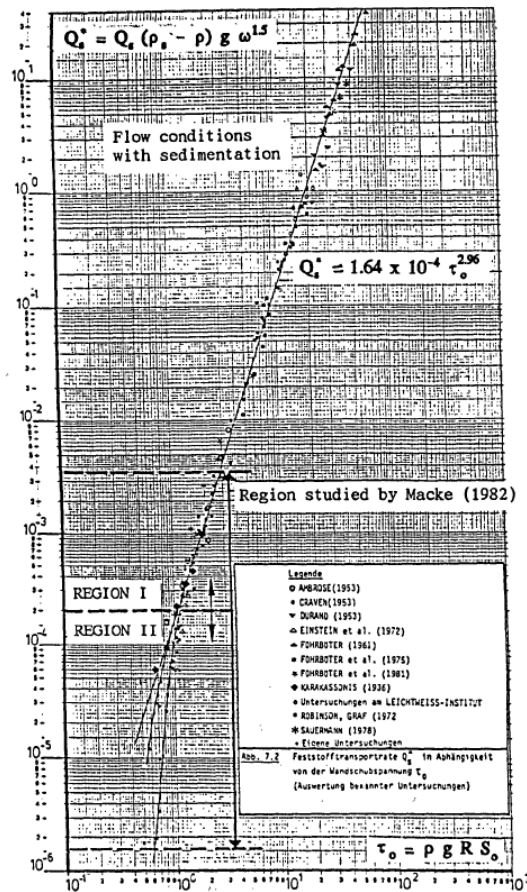


Figura 6. – Resultados obtenidos por Macke (1982). Tomado de (Ghani, 1993).

May (1982) estudió tuberías lisas con diámetros de 77 mm y 158 mm fluyendo parcial y totalmente llenas. El tamaño de los sedimentos utilizados estuvo en un rango entre 0.64 y 7.9 mm. Se desarrolló un modelo teórico para transporte de carga de lecho el

cual está basado en las fuerzas actuantes a cada partícula. Dicho modelo se simplificó mediante un análisis dimensional y resultó en la siguiente ecuación:

$$C_v = 0.0205 \left(\frac{d^2}{A} \right) \left(\frac{d_s}{R} \right)^{0.6} \left(\frac{v^2}{g(s-1)d} \right)^{3/2} \left(1 - \frac{v_c}{v} \right)^4$$

Ecuación 22. – Ecuación de May (1982).

donde v_c es la velocidad crítica a la cual se inicia el movimiento incipiente de las partículas [m/s]. Dicha velocidad se puede determinar de la siguiente forma:

$$v_c = 0.61 [g(s-1)R]^{0.5} \left(\frac{d_s}{R} \right)^{0.23}$$

Ecuación 23. – Velocidad crítica. May (1982).

La ecuación anterior sólo es válida para tuberías lisas. Para materiales rugosos, el valor debe ser 4/3 del resultado de aplicar la Ecuación 23. Los experimentos realizados por May (1982) fueron para un rango de C_v entre 4.7 y 2100 ppm, v entre 0.45 y 1.2 m/s y una densidad relativa (s) de 2.65.

May *et al.* (1989) extendieron el estudio del año 1982 mediante la incorporación de tuberías con diámetros mayores (300 mm) y rugosas (concreto), además con partículas de 0.7 mm transportadas como carga de lecho. Los resultados obtenidos en 1982 fueron analizados nuevamente para incluir el efecto de la relación de llenado en la tubería (y/d). El resultado es una nueva ecuación:

$$C_v = 0.0211 \left(\frac{y}{d} \right)^{0.36} \left(\frac{d^2}{A} \right) \left(\frac{d_s}{R} \right)^{0.6} \left(\frac{v_L^2}{g(s-1)d} \right)^{3/2} \left(1 - \frac{v_c}{v_L} \right)^4$$

Ecuación 24. – Ecuación de May *et al.* (1989)

La ecuación anterior produce mejores resultados que la propuesta por May (1982). Los estudios se realizaron cubriendo un rango de variación de C_v entre 0.3 y 443 ppm, velocidades entre 0.5 y 1.5 m/s, $s = 2.62$ y relación de llenado entre 3/8 y 1.

Mayerle, Nalluri y Novak (1991) desarrollaron experimentos de laboratorio en una tubería de 462 mm con fondo liso, arenas con diámetros entre 0.5 y 8.74 mm con peso

específico promedio de 2550 kg/m³. Realizaron análisis de regresión múltiple y obtuvieron una ecuación para transporte de sedimentos en alcantarillados:

$$\frac{v_c}{\sqrt{gd(s-1)}} = 4.32C_v^{0.23} \left(\frac{d_s}{R}\right)^{-0.68}$$

Ecuación 25. – Ecuación de Mayerle, Nalluri y Novak (1991).

Concluyeron que la velocidad de autolimpieza decrece como función del tamaño de la partícula y se incrementa con el radio hidráulico y la concentración de sedimentos. Además de lo anterior, se realizó una comparación con otras metodologías propuestas. Los resultados se muestran en la siguiente figura:

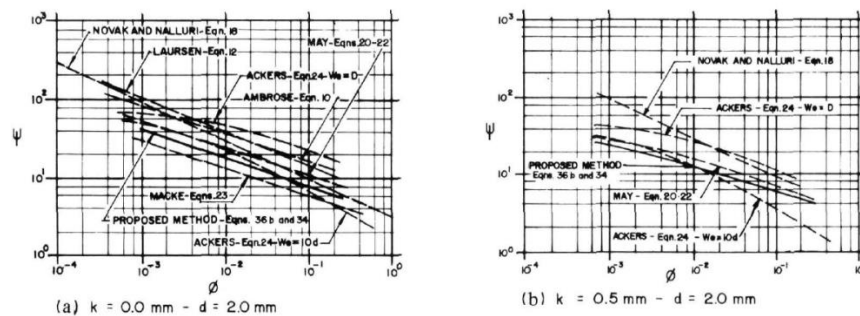


Figura 7. – Comparación de criterios. Tomado de (Mayerle, et al., 1991).

Ghani (1993) trabajó en tuberías de 154, 305 y 450 mm de diámetro, variando la pendiente. La Figura 8 presenta el montaje realizado para la toma de datos. Los sedimentos utilizados eran materiales no-cohesivos, y se intentó cubrir el rango de tamaños encontrados normalmente en sistemas de alcantarillados ($d_{50} = 0.5 - 10$ mm). La Tabla 3 presenta los sedimentos utilizados para los experimentos, su tamaño, densidad y peso específico.

Tabla 3. – Características de los sedimentos. Modificado de Ghani (1993).

Tamaño d_{50} [mm]	Densidad [kg/m³]	Peso Específico
0.46	2593	2.59
0.97	2577	2.58
2	2530	2.53
4.2	2569	2.57
5.7	2537	2.54
8.3	2550	2.55

Se concluyó que las variables básicas que gobiernan el proceso de transporte de sedimentos en flujo uniforme para tuberías son: Profundidad del flujo, radio hidráulico, velocidad media del flujo, esfuerzo cortante medio, viscosidad cinemática, densidad del agua, tamaño de las partículas, densidad de las partículas, concentración de los sedimentos, diámetro de la tubería, rugosidad de la tubería, factor de fricción con presencia de sedimentos, pendiente del sistema y la aceleración de la gravedad.



Figura 8. – Experimento realizado por Ghani (1993). Tomado de (Ghani, 1993).

Para las variables anteriormente mencionadas se aplicaron dos procedimientos; el primero un análisis dimensional con el fin de obtener grupos de parámetros dimensionales (Ver Tabla 4) y el segundo, la aplicación de ecuaciones semiempíricas que consideran las fuerzas actuantes sobre cada una de las partículas. Igualmente el análisis de regresión múltiple se empleó para obtener una ecuación que

representara correctamente el criterio de transporte de sedimentos en alcantarillados.

Tabla 4. – Parámetros característicos en el transporte de sedimentos aplicables en tuberías. Tomado de (Ghani, 1993).

TYPE OF PARAMETERS	DIMENSIONLESS GROUPS
MOBILITY	$Fr_m = \frac{V}{\sqrt{gd_{50}(S_s-1)}}, \quad \frac{1}{\psi} = \frac{\tau_o}{\rho g(S_s-1)d_{50}}$
TRANSPORT	$C_v, \Phi = \frac{C_v VR}{\sqrt{g(S_s-1)d_{50}^3}}$
SEDIMENT	$D_{gr}, d_{50}/D, S_s$
CONVEYANCE SHAPE	$R/d_{50}, D^2/A, y_o/d_{50}, D_h/y_o, y_o/D$
FLOW RESISTANCE	$\lambda_s, (k_s - k_o)/D$

La ecuación resultante (la que genera mejores resultados con los experimentos realizados) se presenta en términos de la concentración volumétrica de sedimentos, el tamaño de los sedimentos (tamaño no dimensional de sedimentos D_{gr}) y el factor de fricción:

$$\frac{v_L}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} = 3.08C_v^{0.21}D_{gr}^{-0.09}\left(\frac{R}{d_{50}}\right)^{0.53}\lambda_c^{-0.21}$$

Ecuación 26. – Ecuación de Ghani (1993).

Nalluri *et al.* (1994) llevaron a cabo experimentos en tuberías con diámetros de 305 mm y fondo inmóvil (tanto liso como rugoso), sedimentos con tamaños entre 0.53 y 8.4 mm. El objetivo consistía en validar ecuaciones existentes (e.g. Alvarez (1990)) e

igualmente proponer una metodología o ecuación propia para representar la autolimpieza en sistemas de alcantarillado. Se desarrollaron análisis de regresión múltiple. La ecuación que representaba el mejor ajuste es la siguiente:

$$\frac{v_L}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} = 2.56C_v^{0.165} \left(\frac{y}{d}\right)^{0.4} \left(\frac{d_{50}}{d}\right)^{-0.57} \lambda_b^{0.1}$$

Ecuación 27. – Ecuación de Nalluri *et al* (1994).

donde λ_b es el factor de fricción del lecho de la tubería. La ecuación anterior se validó con datos experimentales y se observó un buen ajuste de los resultados.

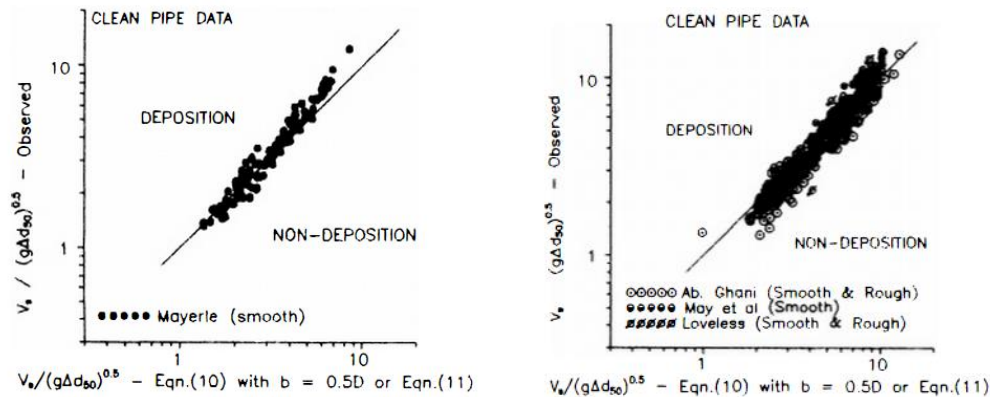


Figura 9. – Validación de la Ecuación 27. Tomado de (Nalluri, et al., 1994).

Se pudo concluir que la ecuación presentada se ajusta a los valores observados en los experimentos realizados anteriormente.

May *et al.* (1996) desarrollaron una ecuación a partir de 332 experimentos de laboratorio. Estos experimentos incluían diámetros de tubería entre 77 y 450 mm, tamaño de sedimentos entre 160 y 8300 μm , velocidades de flujo entre 0.24 y 1.5 m/s, relación de llenado de la tubería entre 0.16 y 1 y concentraciones de sedimentos entre 2.3 y 2110 ppm. La ecuación es la siguiente:

$$C_V = 3.03 \times 10^{-2} \left(\frac{d^2}{A} \right) \left(\frac{d_{50}}{D} \right)^{0.6} \left(1 - \frac{v_t}{v_L} \right)^4 \left(\frac{v_L^2}{g(s-1)d} \right)^{1.5}$$

Ecuación 28. – Ecuación de May *et al.* (1996).

De la ecuación anterior se debe calcular la velocidad límite⁴ v_t , la cual corresponde a la siguiente expresión:

$$v_t = 0.125 \sqrt{g(s-1)d_{50}} \left(\frac{d}{d_{50}} \right)^{0.47}$$

Ecuación 29. – Velocidad límite. Tomado de May *et al.* (1996).

Recientemente Vongvisessomjai *et al.* (2010) realizaron experimentos en laboratorio con tuberías de PVC cuyos diámetros se presentaban entre 100 y 150 mm, arenas con diámetros de 0.2, 0.3 y 0.43 mm. Un montaje del experimento se presenta en la Figura 10, en el cual se puede variar la pendiente como función de las velocidades y profundidades del flujo. Las características propias del sedimento y las condiciones del sistema permiten la presencia de sedimentos tanto suspendidos como en el lecho.

Los resultados son ecuaciones que relacionan el número de Froude, la concentración volumétrica de sedimentos y el tamaño de las partículas. Se compararon los resultados obtenidos de velocidad mínima con las obtenidas mediante la ecuación de Camp (1942) y los criterios de Macke (1982) y May *et al.* (1996).

⁴ El término original es *threshold velocity* (May, et al., 1996).

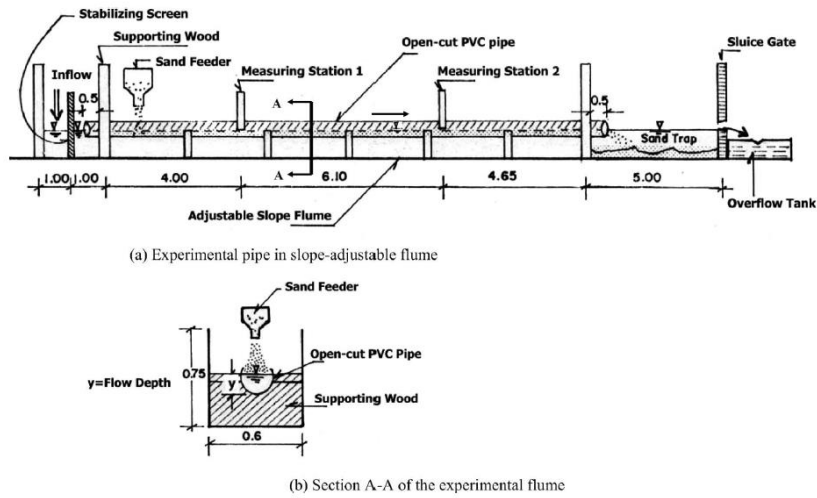


Figura 10. - Montaje del experimento (Unidades en m). Tomado de (Vongvisessomjai, et al., 2010).

Durante los 21 experimentos realizados (Ver Anexo 1) se estableció que la carga en suspensión se presenta para diámetros de 0.2 y 0.3 mm solamente. De esa tabla, $V_{L_{expt}}$ es la velocidad mínima, obtenida de los experimentos, para evitar depósito de sedimentos mientras que $V_{C_{camp}}$ es la velocidad mínima para erosionar el lecho de sedimentos. Igualmente, τ_{bed} es el esfuerzo cortante mínimo promedio cuando el depósito de partículas se inicia. Este valor se comparó con el esfuerzo de Camp. Estos valores se pueden determinar de la siguiente forma:

$$v_{camp} = \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{B_a (s - 1) d_s}$$

Ecuación 30. – Velocidad de Camp.

$$\tau_{camp} = B_a \rho g (s - 1) d_s$$

Ecuación 31. – Esfuerzo cortante de Camp.

donde B_a es una constante adimensional igual a 0.8 para tener una adecuada autolimpieza en alcantarillados. Dado que los criterios de Camp (1942) están basados en el concepto de erosionar el depósito de sedimentos en el lecho, estos no consideran la condición de no-depósito de sedimentos o el transporte de los mismos. Dado lo anterior, estos no deberían utilizarse como criterios de autolimpieza. Con el

fin de desarrollar un criterio de autolimpieza, se realizó un análisis de regresión mediante un software estadístico y se obtuvieron las siguientes ecuaciones:

$$\frac{v_L}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} = 1.03C_v^{0.375} \left(\frac{d_{50}}{R}\right)^{-1.08}$$

Ecuación 32. – Ecuación de Vongvisessomjai *et al.* (2010) para carga en suspensión como función del Radio Hidráulico.

$$\frac{v_L}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} = 2.69C_v^{0.328} \left(\frac{d_{50}}{y}\right)^{-0.717}$$

Ecuación 33. – Ecuación Vongvisessomjai *et al.* (2010) para carga en suspensión como función de la profundidad de agua.

Por otra parte, la carga de lecho se presenta para todos los diámetros de partículas considerados. Se realizaron 28 experimentos para ésta condición (Ver Anexo 2). Al igual que la carga de lecho se presentan los valores de la velocidad y esfuerzo cortante de Camp y se comparan con los valores obtenidos experimentalmente. Nuevamente se realiza el análisis de regresión y se obtienen las siguientes ecuaciones de autolimpieza para carga de lecho:

$$\frac{v_L}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} = 4.31C_v^{0.226} \left(\frac{d_{50}}{R}\right)^{-0.616}$$

Ecuación 34. - Ecuación de Vongvisessomjai *et al.* (2010) para carga de lecho como función del Radio Hidráulico.

$$\frac{v_L}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} = 3.57C_v^{0.21} \left(\frac{d_{50}}{y}\right)^{-0.542}$$

Ecuación 35. - Ecuación de Vongvisessomjai *et al.* (2010) para carga de lecho como función de la profundidad de agua.

De las ecuaciones anteriores se puede plantear el siguiente procedimiento de diseño (Vongvisessomjai, et al., 2010).

- 1) Determinar los parámetros de entrada al modelo: Concentración volumétrica de sedimentos C_v , diámetro de las partículas d_s , densidad relativa s , coeficiente de rugosidad de Manning n , caudal en tiempo seco Q_{dwf} y tiempo húmedo Q_{wwf} .

- 2) Para condiciones húmedas tomar la profundidad como $0.938d$, donde d es el diámetro de la tubería. Este diámetro se determina de la ecuación de Manning.
- 3) Calcular la profundidad y velocidad para condiciones de tiempo seco.
- 4) Determinar el modo de transporte de las partículas: Carga de lecho o carga en suspensión, ver Ecuación 20.
- 5) Si el modo de transporte de sedimentos se encuentra como carga en suspensión, aplicar la Ecuación 32 o la Ecuación 33. Si se encuentra como carga de lecho aplicar la Ecuación 34 o la Ecuación 35.
- 6) La velocidad v_L obtenida debe ser menor a la velocidad del flujo para condiciones secas. En caso de no presentarse esta condición, se debe aumentar la pendiente del sistema y repetir el procedimiento de cálculo.

Ibro y Larsen (2011) propusieron un método basado en diferencias finitas, para modelar el transporte de sedimentos, haciendo especial énfasis en el problema de autolimpieza. El esquema propuesto se muestra en la Figura 11. Igualmente se realizaron experimentos de laboratorio en una tubería lisa de 240 mm de diámetro con partículas de tamaño entre 0.075 mm y 0.25 mm.

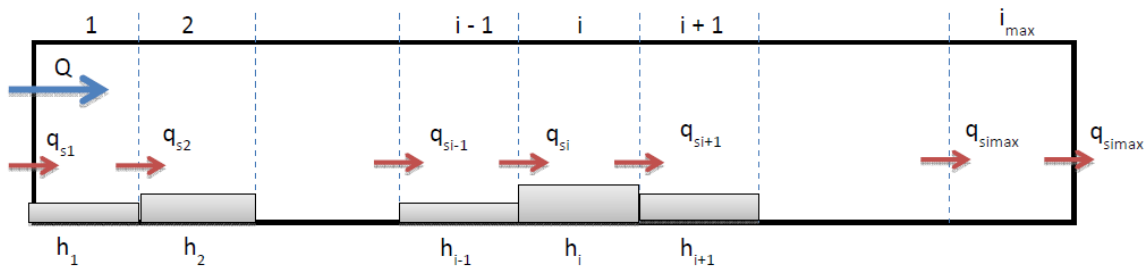


Figura 11. - Esquema unidimensional del modelo numérico. Tomado de (Ibro & Larsen, 2011).

Por otra parte Ebtehaj *et al.* (2013) continúan la línea de investigación de estudios anteriores, en la cual realizan regresiones lineales para obtener ecuaciones que predicen la autolimpieza en sistemas de alcantarillados. Se usó una combinación de los experimentos de laboratorio realizados por Ghani (1993) y Vongvisessomjai *et al.* (2010). El método de comparación de resultado es el criterio de Error Cuadrático Medio (RMSE) y el Error Medio Absoluto (MARE); sin embargo estos criterios no permiten una comparación simultánea entre el promedio y la varianza de los modelos; se propone el uso del Criterio de Información de Akaike (AIC) para verificar

los resultados generados por las ecuaciones propuestas y estudios anteriores (Ghani (1993), May *et al.* (1996) y Vongvisessomjai *et al.* (2010)). Los anteriores criterios se definen de la siguiente forma:

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - y_i)^2}{n}}$$

Ecuación 36. – Criterio RMSE evaluado por Ebtehaj *et al.* (2013).

$$MARE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{|x_i - y_i|}{x_i}$$

Ecuación 37. – Criterio MARE evaluado por Ebtehaj *et al.* (2013).

$$AIC = n \cdot \log \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - y_i)^2 \right] + 2k$$

Ecuación 38. – Criterio AIC evaluado por Ebtehaj *et al.* (2013).

Al realizar el análisis de regresión, se obtienen las siguientes ecuaciones aplicables para carga en suspensión y de lecho:

$$\frac{V_L}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} = 4.49 C_v^{0.21} \left(\frac{d_{50}}{R} \right)^{-0.54}$$

Ecuación 39. – Ecuación de Ebtehaj *et al.* (2013) como función del radio hidráulico.

$$\frac{V_L}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} = 3.59 C_v^{0.22} \left(\frac{d_{50}}{y} \right)^{-0.51}$$

Ecuación 40. – Ecuación de Ebtehaj *et al.* (2013) como función de la profundidad de agua.

Las ecuaciones anteriores se validaron con los datos obtenidos de forma experimental por Ghani (1993). Los resultados se presentan en la Figura 12. Igualmente, se realizó una comparación con las ecuaciones y metodologías propuestas por May *et al.* (1996) y Vongvisessomjai *et al.* (2010). Esta comparación se presenta en la Figura 13.

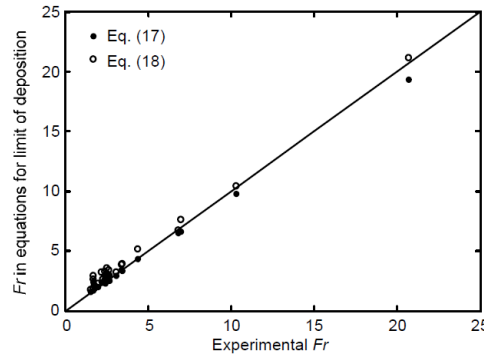


Figura 12. – Validación de la Ecuación 39 y Ecuación 40 con los experimentos realizados por Ghani (1993). Tomado de (Ebtehaj, et al., 2013).

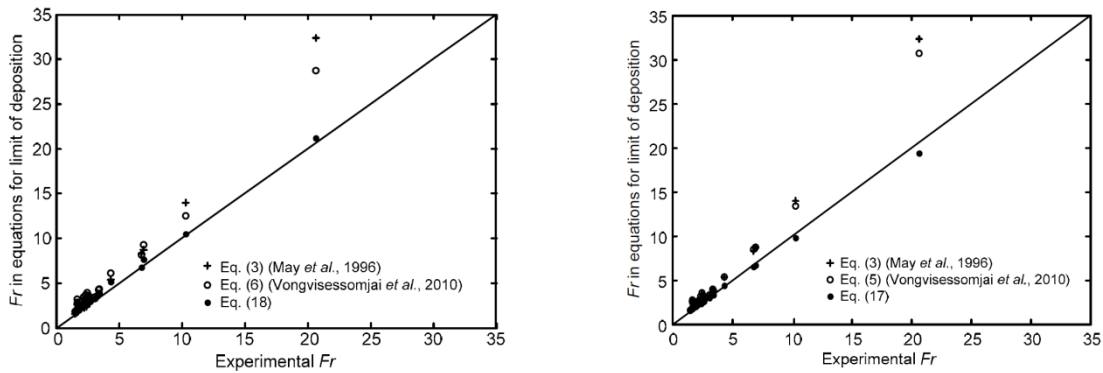


Figura 13. – Comparación de las ecuaciones propuestas con distintas metodologías.

En la Figura 13 se presentan las comparaciones de los resultados obtenidos por distintos autores. A la izquierda se observa la comparación con la ecuación que se encuentra como función de d_{50}/R y a la derecha como función de d_{50}/y . Se concluye por lo tanto que las ecuaciones obtenidas por Ebtehaj *et al.* (2013) resultan representar de una mejor forma las condiciones reales de autolimpieza de una forma más simple, además de requerir un menor número de parámetros para la estimación de los resultados.

2.4.1.2 Con Depósito Límite de Sedimentos

El segundo grupo considerado corresponde al depósito límite de sedimentos. Este criterio es menos conservativo que el anterior puesto que, se permite una pequeña acumulación de sedimentos en el lecho de la tubería. Eventualmente esta

acumulación reduce la pendiente necesaria para garantizar autolimpieza; sin embargo se requiere de mayor cuidado en el mantenimiento de los sistemas, dado que, se encuentra en una condición muy cercana al límite (Vongvisessomjai, et al., 2010). Si se realiza el diseño de forma incorrecta, la acumulación de sedimentos en el fondo resultará ser un problema incontrolable y se aumentaría el riesgo de presurización y sobrecarga en el sistema.

Los sedimentos se pueden clasificar en cinco clases: Tipo A, material grueso, granular que se encuentra usualmente en el lecho de la tubería; Tipo B, igual al Tipo A pero con adición de grasas, cemento, entre otros; Tipo C, material fijo móvil encontrado en el límite de la capa superior de sedimentos Tipo A; Tipo D, biopelículas y Tipo E, material fino y depósitos orgánicos encontrados en tanques de retención de aguas lluvias.

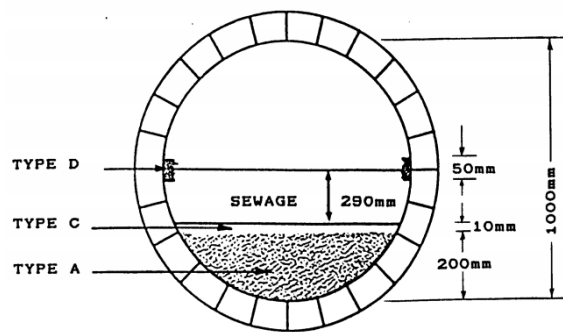


Figura 14. – Clasificación de sedimentos en sistemas de alcantarillados. Tomado de Álvarez (1990).

May *et al.* (1989) realizaron experimentos con pequeñas profundidades de depósito en una tubería de 300 mm de diámetros y arenas de 0.72 mm con peso específico de 2.62 transportadas como carga de lecho. Los resultados obtenidos muestran un incremento en la capacidad de transporte con la presencia de una pequeña capa de sedimentos depositados. Con una profundidad relativa de sedimentos (y_s/d) del 1%, se encontró que la capacidad de transporte se incrementa con un factor de dos, con relación a condiciones sin presencia de éstos depósitos. Dado lo anterior, se propuso una ecuación para esa profundidad relativa de sedimentos:

$$C_v = 0.04 \left(\frac{y}{d}\right)^{0.36} \left(\frac{d^2}{A}\right) \left(\frac{d_s}{R}\right)^{0.6} \left(1 - \frac{v_t}{v_L}\right)^4 \left(\frac{v_L^2}{g(s-1)d}\right)^{1.5}$$

Ecuación 41. – Ecuación propuesta por May *et al.* (1989).

La concentración volumétrica se presentó con un rango entre 6 y 1165 ppm, velocidad entre 0.5 y 1.5 m/s, profundidad relativa de sedimentos entre 0.0008 y 0.1623 y la relación de llenado entre 0.5 y 1.

May (1993) extendió sus análisis e incluyó tuberías de concreto de 450 mm de diámetro, arenas con tamaños de 0.47 y 0.73 mm con peso específico de 2.64. En este estudio se derivó una relación semiempírica de transporte basada en el esfuerzo cortante actuante en el lecho de sedimentos. Se definieron dos parámetros:

$$\eta = C_v \left(\frac{d}{W_b}\right) \left(\frac{A}{d^2}\right) \left(\frac{\theta \lambda_g v_L^2}{8g(s-1)d}\right)^{-1}$$

Ecuación 42. – Parámetro de transporte. Tomado de May (1993).

$$F_s = \left(\frac{\theta_m \lambda_g v_L^2}{8g(s-1)d_{50}}\right)^{1/2}$$

Ecuación 43. – Parámetro de movilidad. Tomado de May (1993).

Donde η es un parámetro de transporte; W_b es el ancho del lecho de sedimentos en la tubería [m]; θ_m un factor de transición definido mediante la Ecuación 44 y F_s un parámetro de movilidad de los sedimentos.

$$\theta_m = \frac{\exp\left(\frac{R_{*c}}{12.5}\right) - 1}{\exp\left(\frac{R_{*c}}{12.5}\right) + 1}$$

Ecuación 44. – Factor de transición. Tomado de May (1993).

donde R_{*c} es el número de Reynolds de la partícula el cual está definido de la siguiente forma:

$$R_{*c} = \sqrt{\frac{\lambda_s}{8} \left(\frac{vd_{50}}{\nu} \right)}$$

Ecuación 45. – Número de Reynolds de la partícula. Tomado de May (1993).

Los valores de η fueron definidos como función de F_s y se obtuvieron del análisis de los datos experimentales en la tubería de 450 mm. Los resultados se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5. – Valores de η . Tomado de Ghani (1993).

RANGE OF F_s	η
$F_s \leq 0.10$	0.0
$0.10 < F_s \leq 0.23$	$1.60 (F_s - 0.10)$
$0.23 < F_s \leq 0.40$	$0.20 + 2.13 (F_s - 0.23)^{0.60}$
$0.40 < F_s \leq 0.65$	0.95

Álvarez (1990) experimentó con sedimentos no-cohesivos en tuberías con diámetros de 154 mm fluyendo parcialmente llenas. El tamaño de los sedimentos se encontraba entre 0.5 y 4.1 mm con un peso específico promedio de 2.55. Se obtuvo una ecuación mediante análisis de regresión múltiple que representa los resultados obtenidos experimentalmente de forma adecuada:

$$\frac{\tau_b}{\rho(s-1)gd_s} = 1.6C_v^{0.64} \left(\frac{d_s}{R_b} \right)^{-1.27} \lambda_b^{0.62}$$

Ecuación 46. – Ecuación propuesta por Álvarez (1990).

Los experimentos cubrieron un rango de concentración de sedimentos entre 2 y 131 ppm, profundidad relativa de sedimentos entre 0.105 y 0.392 y una relación de llenado entre 0.3 y 0.8.

Perrusquía (1991) desarrolló experimentos en tuberías de 154, 225 y 450mm para condiciones de flujo parcialmente lleno. Se utilizaron sedimentos con un rango entre

0.72 y 2.5 mm con peso específico entre 2.59 y 2.65. Los sedimentos se transportaron como carga de lecho. Igualmente, se realizaron regresiones lineales múltiples para derivar la ecuación que presenta la mejor medida de ajuste.

$$\phi'_b = 46137\theta_b^{2.9} D_{gr}^{-1.2} \left(\frac{y}{d_s}\right)^{-0.7} \left(\frac{y}{d}\right)^{0.7} \left(\frac{y_s}{d}\right)^{-0.62}$$

Ecuación 47. – Parámetro de transporte de sedimentos. Tomado de Perrusquía (1991).

donde ϕ'_b es el parámetro de transporte de sedimentos definido como función de la tasa de transporte por unidad de ancho, q_s , $\phi'_b = q_s / \sqrt{g(s-1)d_s^3}$. Se tomaron valores entre 30 y 408 ppm para concentración de sedimentos, 0.294 y 0.668 m/s para la velocidad de flujo, 0.2 y 0.4 para la profundidad relativa de sedimentos y 0.32 y 0.86 para la relación de llenado de la tubería.

El – Zaemy (1991) midió las tasas de transporte de sedimentos en tuberías de 305 mm de diámetro con fondo liso y rugoso fluyendo parcialmente llenas. Los sedimentos considerados se encontraban en un rango entre 0.53 y 8.4 mm con un peso específico de 2.59. Al igual que estudios anteriores, se realizó un análisis de regresión múltiple y se propuso una ecuación para transporte de sedimentos en alcantarillados:

$$\frac{\tau_o}{\rho(s-1)gd_s} = 0.55C_v^{0.33} \left(\frac{W_b}{y}\right)^{-0.76} \left(\frac{d_s}{d}\right)^{-1.13} \lambda_c^{1.22}$$

Ecuación 48. – Ecuación propuesta por El – Zaemy (1991).

donde b es el ancho de la cama de sedimentos. Igualmente, se presenta una expresión para el factor de fricción λ_s :

$$\lambda_c = 0.88C_v^{0.01} \left(\frac{W_b}{y}\right)^{0.03} \lambda^{0.94}$$

Ecuación 49. – Factor de fricción. Tomado de El – Zaemy (1991).

Estos experimentos se realizaron en un rango entre 11 y 512 ppm, 0.36 y 0.83 m/s de velocidad, 1.1 y 7.4 b/y, 0.154 y 0.393 de profundidad relativa de sedimentos y 0.34 y 0.82 de relación de llenado.

Nalluri y Alvarez (1992) obtuvieron una ecuación aplicable para el caso de depósito límite de sedimentos:

$$C_v = 0.0185\lambda^{0.59} \left(\frac{d_s}{R_b}\right)^{0.419} \left[\frac{v_L^2}{g(s-1)R_b}\right]^{1.56}$$

Ecuación 50. – Ecuación propuesta por Nalluri y Alvarez (1992).

donde R_b corresponde a la porción del radio hidráulico que ocupa el lecho de sedimentos en la tubería.

Ghani (1993) en su trabajo realizó estimaciones para no – depósito de sedimentos y depósito límite. El primero se presentó previamente (Ver Ecuación 26), mientras que en el segundo se considera una pequeña capa de sedimentos en el fondo de la tubería. Una representación gráfica es la siguiente:

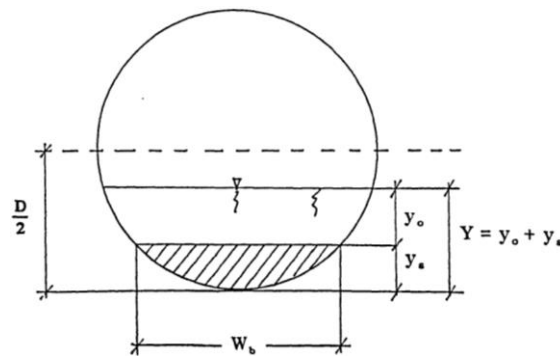


Figura 15. – Geometría de la sección transversal para tuberías con depósito de sedimentos en el lecho de la tubería. Tomado de Ghani (1993).

La ecuación resultante para éste tipo de transporte es la siguiente:

$$C_v = 0.355\lambda_c^{1.94} \left(\frac{W_b}{y_0}\right)^{1.12} \left(\frac{d}{d_{50}}\right)^{1.0} \left[\frac{v_L^2}{g(s-1)d}\right]^{3.12}$$

Ecuación 51. – Ecuación propuesta por Ghani (1993).

donde λ_c es el factor de fricción compuesto entre la capa de sedimentos y la tubería y el cual se puede expresar de la siguiente forma:

$$\lambda_c = 0.0014C_v^{-0.04} \left(\frac{W_b}{y_0}\right)^{0.34} \left(\frac{R}{d_{50}}\right)^{0.24} D_{gr}^{0.54}$$

Ecuación 52. – Factor de fricción compuesto. Tomado de Ghani (1993).

Ebtehaj *et al.* (2013) igualmente en su estudio derivaron ecuaciones basadas en datos experimentales (Ghani (1993) y Vongvisessomjai *et al.* (2010). Las ecuaciones resultantes del análisis de regresión múltiple son las siguientes:

$$\frac{v_L}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} = 2.5C_v^{0.375} \left(\frac{d_{50}}{R}\right)^{-0.766} \left(\frac{y_s}{d}\right)^{-0.258}$$

Ecuación 53. – Ecuación propuesta por Ebtehaj *et al.* (2013) como función del radio hidráulico. Depósito límite de sedimentos.

$$\frac{v_L}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}} = 2.8C_v^{0.335} \left(\frac{d_{50}}{y}\right)^{-0.482} \left(\frac{y_s}{d}\right)^{-0.463}$$

Ecuación 54. – Ecuación propuesta por Ebtehaj *et al.* (2013) como función de la profundidad de agua. Depósito límite de sedimentos.

Estas ecuaciones se validan igualmente con los experimentos realizados por Ghani (1993) y se comparan con los resultados del mismo autor. La Figura 16 y la Figura 17 presentan los resultados de dicha validación.

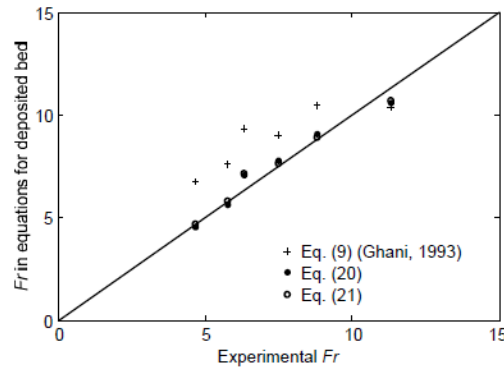


Figura 16. Validación de la Ecuación 53 y la Ecuación 54 con los experimentos realizados por Ghani (1993). Tomado de Ebtehaj, et al., (2013).

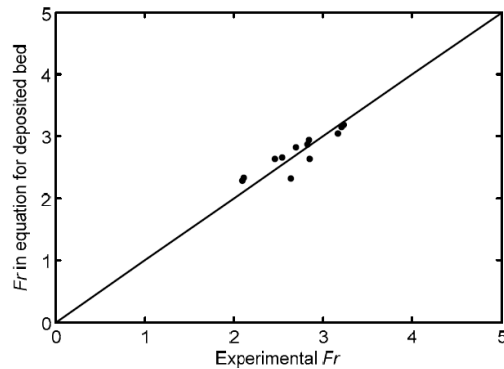


Figura 17. – Validación de la Ecuación 53. Tomado de Ebtehaj, et al., (2013).

2.4.2 Movimiento de Sedimentos Existentes en el Lecho de la Tubería

El segundo gran grupo de criterios de autolimpieza en sistemas de alcantarillados, corresponde al movimiento de sedimentos existentes en el lecho de la tubería. Este tipo de diseño considera básicamente dos criterios: Velocidad y esfuerzo cortante.

2.4.2.1 Velocidad

El criterio de Velocidad se puede clasificar en dos grupos: Movimiento incipiente y transporte de sedimentos. El trabajo realizado por Shields (1936) ha sido el estándar para dar inicio a los estudios de movimiento incipiente y transporte de sedimentos. Se definió un umbral entre transporte y no transporte y se construyó un diagrama que permite observar cada una de las regiones (Ver Anexo 3). Existen pocos estudios que han desarrollado conocimiento de éste tipo de transporte de sedimentos. Sin

embargo entre los más representativos se encuentran los realizados por Craven (1953), Novak y Nalluri (1975, 1984) y Ojo (1978).

Craven (1953) desarrolló ecuaciones para transporte de carga de lecho en tuberías fluyendo totalmente llenas. Dichas ecuaciones se obtienen de experimentos realizados en laboratorio. Estos se llevaron a cabo en tuberías de 6 in de diámetro con presencia de arenas de 0.25, 0.58 y 1.62 mm. Se graficó el gradiente de energía como función de la tasa de descarga. Los resultados obtenidos se presentan en el Anexo 4.

Durand y Condolios (1956), Laursen (1956), Robinson y Graf (1972) realizaron experimentos y obtuvieron las siguientes ecuaciones:

$$\frac{v_L}{\sqrt{2gd(s-1)}} = 1.36C_v^{0.136}$$

Ecuación 55. – Ecuación propuesta por Durand y Condolios (1956)

$$\frac{v_L}{\sqrt{2gy_0(s-1)}} = 7.0C_v^{1/3}$$

Ecuación 56. – Ecuación propuesta por Laursen (1956)

$$\frac{v_L}{\sqrt{2gd(s-1)}} = \frac{1.4C_v^{0.11}d_s^{0.06}}{1 - \tan\theta}$$

Ecuación 57. – Ecuación propuesta por Robinson y Graf (1972)

Novak y Nalluri (1975) condujeron experimentos en tuberías circulares lisas con diámetros de 152 y 305 mm. Se usaron sedimentos no – cohesivos con tamaños entre 0.6 y 50 mm y tuberías fluyendo parcialmente llenas. Los resultados experimentales y el análisis teórico realizado llevaron a proponer la siguiente ecuación:

$$\frac{v_c}{\sqrt{gd}} = 0.61(S-1)^{1/2} \left(\frac{d_s}{R}\right)^{-0.27}$$

Ecuación 58. – Ecuación propuesta por Novak y Nalluri (1975).

Estos experimentos se llevaron a cabo para profundidades relativas de sedimentos, d_s/R , entre 0.01 y 0.3. La Figura 18 presenta gráficamente los experimentos realizados y la relación con la Ecuación 58.

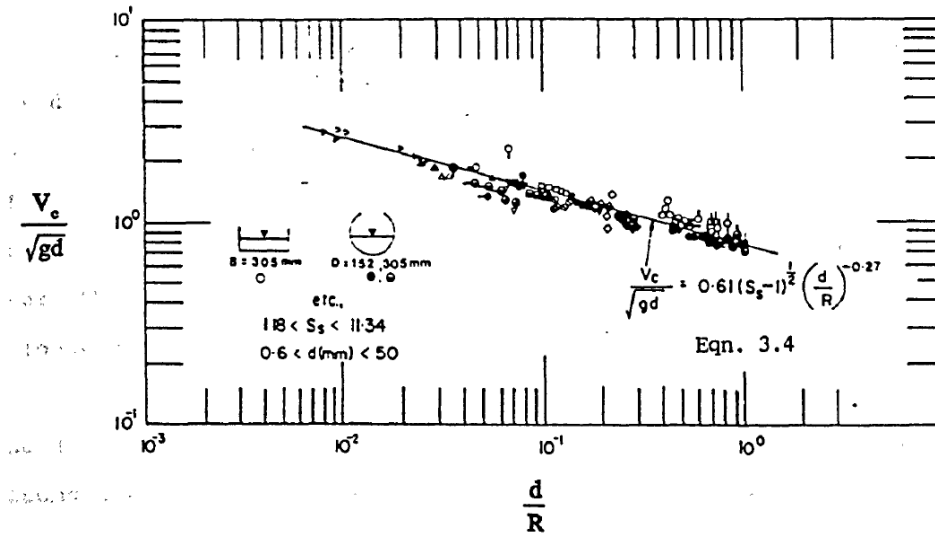


Figura 18. – Criterio de movimiento incipiente para canales con fondo rígido. Tomado de Ghani (1993).

Ojo (1978) extendió el trabajo realizado por Novak y Nalluri (1975) en canales rectangulares de 305 mm de ancho con el fin de incluir efectos de agrupamiento de partículas. Se utilizaron arenas con un rango entre 0.3 y 4.2 mm. Las partículas agrupadas se ubicaron de dos diferentes maneras: 1) Partículas espaciadas en todo el ancho del canal y 2) Partículas espaciadas longitudinalmente a lo largo de la línea central del canal.

Novak y Nalluri (1984) reanalizaron los datos de los experimentos realizados en el año 1975 y combinaron sus análisis con los presentados por Ojo (1978). La ecuación resultante es la siguiente:

$$\frac{v_c}{\sqrt{gd}} = 0.50(S - 1)^{1/2} \left(\frac{d_s}{R}\right)^{-0.40}$$

Ecuación 59. – Ecuación propuesta por Novak y Nalluri (1984).

Para transporte de sedimentos o arrastre de sedimentos existentes en el lecho de la tubería, Camp (1942) derivó una expresión para calcular la velocidad requerida para erosionar el lecho de sedimentos existentes en una tubería:

$$V_{camp} = \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{B_a(s-1)d}$$

Ecuación 60. – Velocidad de Camp

donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning; B_a es una constante dimensional igual a 0.8, la cual garantiza una adecuada autolimpieza en alcantarillados.

2.4.2.2 Esfuerzo Cortante

Lysne (1969) fue la primera persona en utilizar el diagrama de Shields para diseñar tuberías con transporte de sedimentos y sugirió un valor de esfuerzo cortante mínimo de 4 N/m² para garantizar autolimpieza en alcantarillados.

Yao (1974) extendió los estudios realizados por Lysne (1969) y midió la variación del esfuerzo cortante a lo largo del perímetro de las tuberías fluyendo parcialmente llenas. Encontró que el esfuerzo cortante en el fondo era siempre mayor que el valor promedio y debería estar en el rango entre 1 y 4 N/m² para garantizar autolimpieza. Igualmente concluyó que el problema de autolimpieza debe enfocarse en la región de depósito de sedimentos, la cual ocurre alrededor del 10% del diámetro de la tubería. Para tuberías fluyendo totalmente llenas y con partículas de diámetros entre 0.2 y 1 mm, el esfuerzo cortante mínimo en el fondo debe estar entre 1 y 2 N/m².

Novak y Nalluri (1975) mostraron que el esfuerzo cortante crítico en el lecho de la tubería para garantizar movimiento incipiente se puede definir por la siguiente ecuación:

$$\tau_c = 0.104(s-1)d_s^{0.4}$$

Ecuación 61. – Ecuación propuesta por Novak y Nalluri (1975).

donde τ_c es el esfuerzo cortante crítico para generar movimiento incipiente en la tubería [N/m²]. El esfuerzo cortante mínimo en el lecho para transportar el material sedimentado se puede expresar a partir de la Ecuación 62:

$$\frac{\tau_{camp}}{\rho g(s-1)d_s} = B_a$$

Ecuación 62. – Esfuerzo cortante de Camp.

donde τ_{Camp} es el esfuerzo cortante mínimo para erodar el depósito de sedimentos en el lecho de la tubería [N/m²]. Este criterio no considera las características hidráulicas del flujo. De la ecuación anterior, si se toma un valor de $B_a = 0.8$, que es el recomendado para garantizar autolimpieza en alcantarillados y partículas con peso específico de 2.6, el esfuerzo cortante requerido sería de 1.26 N/m² para tamaños de partícula de 100 μm , mientras que para partículas con tamaños de 1 mm, el valor requerido se incrementa a 12.6 N/m².

2.4.3 Pendiente de Energía

Adicional a las ecuaciones de diseño presentadas anteriormente, existen otras prácticas de diseño basadas en pendientes de energía y consideraciones geométricas para el diseño de alcantarillados autolimpiantes. La pendiente mínima de la tubería es utilizada como criterio para evitar depósito de sedimentos. Este criterio requiere parámetros de entrada como condiciones típicas de caudal, tasa de transporte de sedimentos, características de los sedimentos tales como tamaño y densidad, características hidráulicas, geometría de la tubería, rugosidad hidráulica, entre otros. Si la concentración volumétrica de sedimentos y la velocidad de sedimentación o asentamiento de las partículas se fijan, entonces la pendiente mínima requerida para mantener la autolimpieza en el sistema, se puede escribir en términos generales como $S_{min} \propto 1/R^{1/3}$.

Nalluri y Ghani (1996) desarrollaron curvas que relacionan la pendiente mínima del sistema con el caudal y el diámetro de la tubería. El resultado se presenta en la siguiente figura:

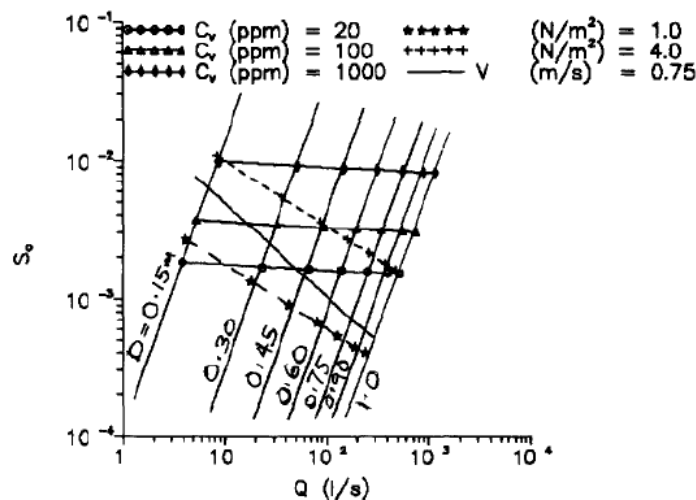


Figura 19. – Relación entre Caudal, Pendiente y Diámetro. Tomado de Bong (2014).

Se han desarrollado curvas para calcular la pendiente mínima del sistema mediante el método de *Tractive Force* sugerido por la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, ASCE.

2.4.3.1 Método *Tractive Force* [TF]

La Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE) recomienda realizar una transición de los métodos tradicionales de diseño hacia éste nuevo método. Los objetivos principales cuando se diseña un sistema de alcantarillado se pueden enmarcar en dos grandes grupos: 1) Garantizar una capacidad de transporte del caudal máximo de diseño y 2) Garantizar condiciones de autolimpieza en épocas de caudales mínimos. Para cada tramo de la red, la pendiente de diseño debe ser la mayor de las siguientes: 1) Pendiente necesaria para transportar el caudal máximo de diseño; 2) La pendiente formada por las cámaras aguas arriba y aguas abajo y 3) La pendiente requerida para garantizar autolimpieza (Merritt, 2009).

La razón por la cual se ha empezado a implementar este criterio de diseño, por encima de los criterios tradicionales, se debe a los problemas que presentan esos métodos: 1) La velocidad es un pobre indicador y predictor del poder de autolimpieza en alcantarillados; 2) En algunos casos específicos estos criterios son adecuados; sin embargo se generan pendientes mayores a las requeridas realmente y 3) El enfoque de estos métodos se realiza en un rango de diámetros que difiere de los encontrados normalmente en sistemas de alcantarillados.

Una aplicación correcta de ésta metodología requiere una adecuada selección de las partículas de diseño, pero depende en mayor medida del caudal mínimo estimado. Dado lo anterior, la pendiente mínima del sistema será una función del diámetro de la tubería d , tamaño de la partícula (expresado en términos de su diámetro) d_s y del caudal mínimo Q_{min} (Merritt, 2009). Usualmente, el tamaño de la partícula no varía entre tramos; sin embargo, para zonas en las cuales se presentan condiciones inusuales o variables, se debe verificar este tamaño (se pueden presentar tamaños mayores o menores).

Como se menciona anteriormente, el caudal mínimo de diseño es una variable requerida para el cálculo. Este se define como “el mayor caudal con duración de 1 hora durante la semana de menor caudal existente en la vida útil del sistema”⁵. Este caudal se debe estimar correctamente para cada tramo de la red. Si se observa, el caudal mínimo real de la tubería es menor que el caudal mínimo requerido por el Método *Tractive Force* (TF), esto se debe a la suposición a la cual está sometida este

⁵ El texto original es el siguiente: “Largest 1-h flowrate during the low flow week over the system design life”. Tomado de (Merritt, 2009).

método: Cuando ocurre sedimentación de partículas en el sistema, siempre ocurre un caudal mínimo Q_{min} , o mayor que mueve los depósitos de sedimentos antes de que se aglomeren y formen una capa cohesiva (Merritt, 2009). Dado lo anterior, en teoría el caudal mínimo Q_{min} , ocurre con mayor frecuencia a una vez por semana durante toda la vida útil del sistema, exceptuando la semana de menor caudal. Igualmente, dado que el caudal aumenta con el tiempo, la autolimpieza ocurre más frecuentemente (en algunas ocasiones de forma continua), puesto que, TF aumenta con el incremento de caudal (Merritt, 2009).

TF se basa en el siguiente concepto: Si una tubería transporta adecuadamente los sólidos que ingresan, entonces existe una partícula de arena de diseño que debe ser transportada siempre y no se acumula de forma permanente en el lecho de la tubería. Todos los demás sólidos son transportados con mayor facilidad que ésta partícula de diseño. Para el caudal mínimo Q_{min} , la partícula de diseño no se suspende por turbulencia, pero es arrastrada a lo largo de la tubería como carga de lecho. En algunas ocasiones se pueden encontrar partículas de mayor tamaño o peso en el sistema; sin embargo, esto se presenta con poca frecuencia siempre y cuando se tenga un mantenimiento adecuado del sistema. Igualmente, caudales pico, ayudarían a prevenir crecimientos de películas y bloqueos en el sistema (Merritt, 2009). En canales abiertos, el esfuerzo cortante medio se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_0 = \gamma RS$$

Ecuación 63. – Esfuerzo cortante en una tubería.

donde τ_0 es el esfuerzo cortante promedio actuante sobre el canal (para éste caso actuante en la tubería) [Pa]; γ el peso específico del agua [kg/m^3]; R el radio hidráulico [m] y S la pendiente de la tubería.

Raths y McCauley (1962) realizaron experimentos en tuberías e identificaron el TF crítico necesario para mover partículas densas (arenas) como función del tamaño de la partícula. Los resultados se pueden expresar mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_c = k_c d_s^{0.277}$$

Ecuación 64. – Esfuerzo cortante como función del diámetro de partícula. Tomado de Raths y McCauley (1962).

donde $k_c = 0.867$ para el Sistema Internacional de Unidades y d_s el diámetro en mm de la partícula de diseño. Es importante resaltar que la ecuación anterior solo es aplicable para partículas no cohesivas. Usualmente el diámetro de la partícula se toma como 1 mm, puesto que es el valor típico asociado con alcantarillados sanitarios (Merritt, 2009). Si se requiere diseñar para partículas con tamaños mayores, es recomendable realizar un monitoreo de sedimentos y evaluar el tamaño de diseño de las partículas.

El procedimiento general para diseñar alcantarillados mediante esta metodología es el siguiente:

1. Determinar el caudal mínimo de diseño Q_{min} , para el tramo. Un buen estimativo de éste caudal es fundamental para garantizar la autolimpieza en sistemas de alcantarillados.
2. Seleccionar un tamaño de partícula de diseño. Este valor normalmente se encuentra entre 0.5 y 2 mm. Usar la Ecuación 64 para calcular el esfuerzo cortante crítico necesario para el transporte de partículas.
3. Seleccionar un diámetro inicial de diseño de la tubería.
4. Seleccionar un valor adecuado del coeficiente de rugosidad de Manning. Valores recomendados se encuentran en el Anexo 5.
5. Iterar la profundidad de flujo y resolver la Ecuación 4, Ecuación 5 y Ecuación 8. Ingresar el radio hidráulico obtenido en la Ecuación 63 y resolver para la pendiente S , calcular el área de la sección con la Ecuación 6. Calcular el caudal que transporta la tubería mediante alguna ecuación de resistencia fluida. Continuar iterando la profundidad de flujo hasta que el caudal calculado sea igual al mínimo de diseño Q_{min} . La pendiente asociada con esa condición es la pendiente mínima requerida para garantizar autolimpieza en esa tubería.

Este procedimiento se desarrolló y verificó para partículas con diámetros de 1 mm y peso específico de 2.7. El resultado fue una serie de ecuaciones que relacionan el diámetro de la tubería con un coeficiente de rugosidad de Manning, el diámetro de diseño de la partícula y el caudal mínimo de diseño. Estas ecuaciones presentaron coeficiente de correlación del orden del 99.9% para relaciones de llenado entre 0.1 y 0.4. Estas se pueden extrapolar para valores entre 0.05 y 0.5 perdiendo algo de precisión. En casos extraños donde el caudal mínimo de diseño resulte en relaciones de llenado mayores a 0.5, se recomienda que se haga uso de una relación de 0.5 para determinar la pendiente mínima de diseño. Las tablas y ecuaciones correspondientes se presentan en los Anexos 6 y 7.

Recientemente Enfinger *et al.* (2010) evaluaron la capacidad de autolimpieza en sistemas de alcantarillados mediante la aplicación del método *TF*. Esto se hizo mediante diagramas de dispersión generados a partir de observaciones en campo. La Ecuación 63 se puede reescribir e incorporar a la ecuación de Manning y se obtiene una expresión que relaciona la velocidad de autolimpieza con el esfuerzo cortante crítico:

$$v_L = \frac{1}{n} R^{1/6} \left(\frac{\tau_c}{\gamma} \right)^{1/2}$$

Ecuación 65. – Velocidad crítica como función del esfuerzo cortante crítico. Tomado de Enfinger *et al.* (2010).

La ecuación anterior se resuelve para una lista de diámetros y el resultado es el siguiente:

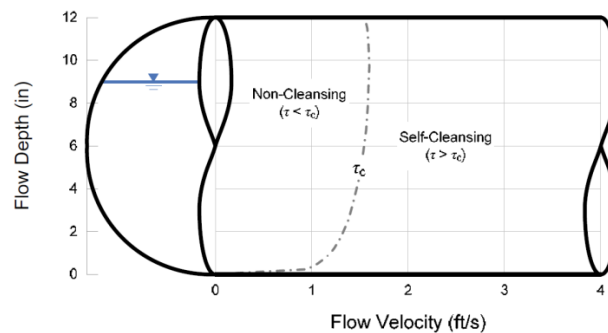


Figura 20. – Curva de esfuerzo cortante crítico como función de la velocidad. Tomado de Enfinger & Mitchell (2010).

La figura anterior permite identificar las regiones en las cuales no se presenta autolimpieza en alcantarillados. Lo anterior se aplicó en sistemas de alcantarillados existentes en Estados Unidos y se revisó el esfuerzo cortante requerido para transportar las partículas.

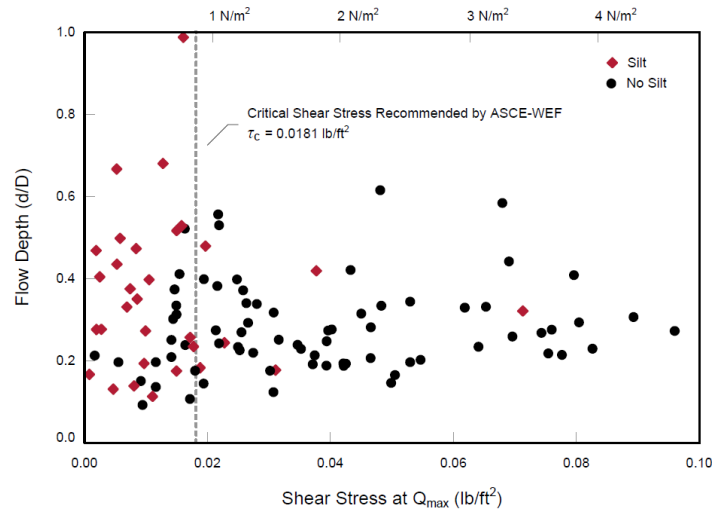


Figura 21. – Resultados del monitoreo. Tomado de Enfinger & Mitchell (2010).

La figura anterior muestra la relación existente entre el esfuerzo cortante y la presencia o no de arenas en el sistema de alcantarillado. La línea punteada corresponde al valor de 0.87 Pa recomendado por la ASCE para un tamaño de partícula de 1 mm. Se observa que son mínimos los casos en los cuales existe presencia de sedimentos en el alcantarillado para esfuerzos cortantes mayores a 0.87 Pa. Lo anterior se debe al periodo de tiempo sobre el cual tomaron los valores (caudales menores al mínimo de diseño). Dada la validez de los resultados y la muestra tomada (más de 100 alcantarillados en los Estados Unidos) Enfinger *et al.* (2010) recomiendan la aplicación del método *TF* para el diseño de nuevos sistemas de alcantarillado.

Rincón *et al.* (2012) argumentaron que el método *TF* fue desarrollado y propuesto por Fair y Geyer (1954) quienes sugirieron que para garantizar condiciones de autolimpieza, el esfuerzo debe ser igual o mayor al generado por un alcantarillado fluyendo totalmente lleno con una velocidad de 0.6 m/s. En este caso, el esfuerzo se puede calcular de la siguiente forma (La Motta, 1996):

$$\tau_m = 0.571464\gamma \frac{n^2}{d^{1/3}}$$

Ecuación 66. – Ecuación propuesta por La Motta (1996).

Al realizar el cálculo para comparar los resultados entre métodos, se obtiene ($n = 0.013$; $d = 0.2 \text{ m}$ y $\gamma = 9,81 \text{ N/m}^3$) un valor de 1.62 Pa, el cual es muy cercano al valor experimental observado en la Universidad de New Orleans de 1.4 Pa (Rincón, et al., 2012). Otra consideración discutida es la relacionada con el crecimiento de biopelículas y su afectación con la hidráulica de los conductos, puesto que, estas promueven la acumulación de partículas orgánicas e inorgánicas y dadas sus propiedades cohesivas, se incrementa el crecimiento de la capa de sedimentos y consecuentemente se eleva la rugosidad del medio (Guzman, et al., 2007). Para diámetros de 200 mm, se demostró que se requiere de un esfuerzo mínimo de 1.4 Pa para transportar el 90% de los sedimentos con diámetros de 0.25 mm. Esto se puede observar en la Figura 22.

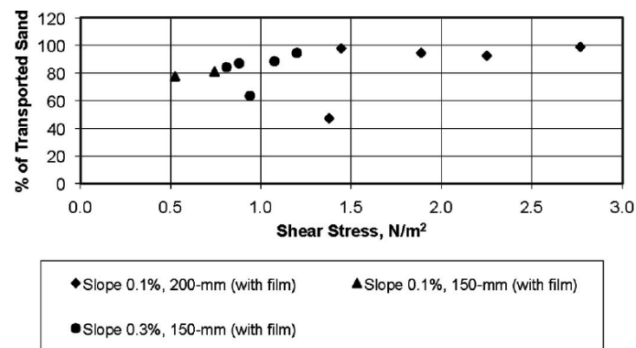


Figura 22. – Porcentaje de material transportado como función del esfuerzo cortante para tuberías de 200 mm con presencia de biopelículas. Tomado de Rincón et al. (2012).

Lo anterior lleva a proponer una nueva metodología de cálculo de autolimpieza en alcantarillados. Lo primero es determinar correctamente el coeficiente de Manning, considerando la presencia de biopelículas en el medio. Guzman *et al.* (2007) mostraron que el valor del coeficiente de Manning es función de la relación de llenado y se ajusta a la siguiente ecuación:

$$n = 0.0186 \left(\frac{y}{d} \right)^{-0.5415}$$

Ecuación 67. – Modificación de la ecuación de Manning propuesta por Guzman *et al.* (2007)

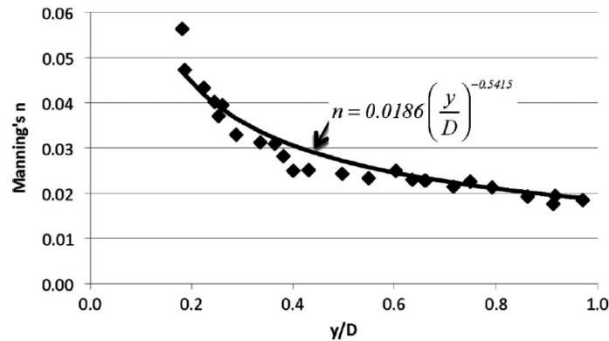


Figura 23. – Valores del coeficiente de Manning para condiciones de flujo subcrítico con presencia de biopelículas. Tomado de Rincón et al. (2012).

Una vez determina el valor del coeficiente de Manning se debe solucionar la siguiente ecuación para calcular el esfuerzo cortante crítico requerido para garantizar autolimpieza en alcantarillados con presencia de biopelículas:

$$\left[\frac{d\tau_c^{5/3} \cos^{-1}\left(1 - \frac{y}{d}\right)}{0.0186 \left(\frac{y}{d}\right)^{-0.5415} Q\gamma^{5/3}} \right]^{6/7} = \frac{4\tau_c}{\gamma d \left\{ 1 - \frac{\sin \left[2\cos^{-1}\left(1 - \frac{2y}{d}\right) \right]}{2\cos^{-1}\left(1 - \frac{2y}{d}\right)} \right\}}$$

Ecuación 68. – Ecuación propuesta por Rincón et al. (2012).

De lo anterior se puede concluir que el coeficiente de rugosidad de Manning se ve afectado por la presencia de biopelículas y por lo tanto se debe calcular con la Ecuación 67. Dado que el método de *TF* no considera las biopelículas que se forman en las tuberías, se está subestimando las pendientes reales requeridas para garantizar condiciones de autolimpieza en sistemas de alcantarillados. Igualmente, se debe investigar el efecto de éstas biopelículas en tuberías con diámetros mayores a 200 mm (Rincón, et al., 2012).

A lo anterior mencionado Merritt (2012), argumentó que las biopelículas consideradas por Rincón et al. (2007) en sus experimentos no son acordes a las encontradas usualmente en sistemas de alcantarillado. Adicionalmente, el valor propuesto de 1.4 Pa resulta ser mucho mayor al realmente requerido, ya que, como se menciona anteriormente, Enfinger et al. (2010) mostraron que el valor de 0.87 Pa, propuesto por la ASCE para un tamaño de partícula de 1 mm, resulta ser adecuado

para el transporte de partículas. Esta validación se realizó para 214 alcantarillados con diámetros entre 8 y 108 in (Merritt, 2012).

Cuando se presentan crecientes en el sistema, la formación eventual de biopelículas desaparece, puesto que, esta condición de flujo es capaz de generar un esfuerzo cortante mayor y turbulencia adicional que erosionan y limpian el lecho de la tubería. Dado lo anterior, el esfuerzo cortante propuesto por la ASCE asegura un cumplimiento de las condiciones de autolimpieza en alcantarillados.

2.5 Parámetros de Diseño de Sistemas de Alcantarillado en el Mundo

Una vez revisadas las metodologías, ecuaciones y criterios desarrollados por diferentes autores a lo largo de la historia, es necesario definir los valores adoptados por diferentes normativas a nivel mundial y compararlas con el caso colombiano. Estas normativas aplican el criterio de esfuerzo cortante mínimo o de velocidad mínima, según sea el caso. Un resumen de los valores encontrados por (Vongvisessomjai, et al., 2010) se presenta en las siguientes tablas:

Tabla 6. – Criterio de velocidad mínima. Tomado de Vongvisessomjai et al. (2010).

Source	Country	Sewer type	Minimum velocity (m/s)	Pipe flow conditions
ASCE (1970)	USA	Sanitary	0.6	Full/half full
		Storm	0.9	Full/half full
British Standard BS 8001 (1987)	UK	Storm	0.75	Full
		Combined	1.0	Full
Minister of Interior (1977)	France	Sanitary	0.3	Mean daily
		Combined	0.6	1/10 full flow
		Separate	0.3	1/100 full flow
European Standard EN 752-4 (1997)	Europe	All sewers	0.7 once/day for pipe D < 300mm 0.7 or more if necessary for pipe D > 300	N/A
Abwassertechnische Vereinigung ATV, Standard A 110 (1998) replaced by ATV-DVWK-Regelwerk (2001)	Germany	Sanitary	Depends on pipe diameter ranging from 0.48 ($D = 150$ mm) to 2.03 ($D = 3000$ mm)	0.3 to full for 0.1 to 0.3, velocity plus 10%
		Storm		
		Combined		

Tabla 7. – Criterio de esfuerzo cortante mínimo. Tomado de Vongvisessomjai et al. (2010).

Source	Country	Sewer type	Minimum shear stress (N/m ²)	Pipe flow conditions
Lysne (1969)	USA		2.0–4.0	
ASCE (1970)	USA		1.3–12.6	
Yao (1974)	USA	Storm	3.0–4.0	
		Sanitary	1.0–2.0	
Maguire rule (CIRIA 1986)	UK		6.2	Full/half full
Lindholm (1984)	Norway	Combined	3.0–4.0	
		Separate	2.0	
Scandiaconsult (1974)	Sweden	All	1.0–1.5	1.5 if sand is present
Macke (1982)	Germany	Sanitary	Depends on transport capacity and concentration	0.1 to full typical combined sewers under long term conditions
		Storm		
		Combined		
Brombach <i>et al.</i> (1992)	Germany	Combined	1.6 to transport 90% of all sediments	

Se observa que en algunos casos el valor de esfuerzo cortante mínimo varía significativamente (Véase ASCE (1970)), lo cual lleva a desconocer realmente el valor necesario para garantizar autolimpieza en alcantarillados. A nivel del continente americano, algunas normas técnicas de diseño fueron consultadas, como se muestra a continuación:

Tabla 8. – Valores recomendados en el continente Americano.

Entidad	País	Nombre de la Norma	Año	Tipo de Alcantarillado	V min	Tao min
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[Pa]
EPM	Colombia	Guía para el Diseño Hidráulico de Redes de Alcantarillado	2009	AR	0.45	1.5
				AL y C	0.75	3
MinDesarrollo	Colombia	RAS - 2000	2000	AR	0.45	1.5
				AL y C	0.75	3
IBNORCA	Bolivia	NB 688	2007	AR	-	1
				AL y C	-	1.5
INEN	Ecuador	CPE INEN 5	1992	AR	0.45	-
				AL	0.9	-
CNA	Mexico	Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento	2007	AL	0.6	-
				AR	0.3	-
INAA	Nicaragua	Normativa Alcantarillado Sanitario Condominial	-	AR	0.6	1
Great Lakes	USA*	Recommended Standards for Wastewater Facilities	2004	AR	0.6	-

2.6 Resumen de Capítulo

El presente capítulo presentó una vista general de los criterios y metodologías para el diseño de alcantarillados autolimpiantes. Se dio un primer vistazo de las ecuaciones requeridas para cualquier cálculo de diseño y/o verificación en tuberías. Igualmente se presentaron los métodos de diseño propuestos por diversos autores, los experimentos realizados en laboratorio, las consideraciones de cada experimento y los resultados obtenidos.

Se presentó en detalle el método de diseño mediante el concepto de Tractive Force, recomendado por la ASCE en su manual de diseño de sistemas de alcantarillados. Este método se debe evaluar con mayor detenimiento, puesto que, es el que presenta el menor número de parámetros de entrada y el que se ha verificado y estudiado para diámetros de tubería más acordes con la realidad.

3 ANÁLISIS GRÁFICO DE RESTRICCIONES DE DISEÑO

El presente capítulo presenta la aplicación de las ecuaciones a una red prototipo de estudio. Se evalúa cada una de las metodologías propuestas y consideradas con el fin de compararlas gráficamente y mediante una evaluación de costos. Finalmente, se concluye acerca de los resultados obtenidos.

3.1 Análisis Gráfico de Restricciones de Diseño

Para realizar el análisis gráfico de las restricciones de diseño, se utilizan cuatro metodologías de diseño presentadas en el capítulo anterior: 1) Criterios tradicionales; 2) Metodología CIRIA, 3) Metodología ASCE y 4) Otras metodologías.

3.1.1 Criterios Tradicionales de Diseño

La metodología para determinar la pendiente mínima requerida mediante la aplicación de los criterios a nivel mundial se presenta en la Figura 24. Se busca comparar las pendientes requeridas por cada criterio. La finalidad de este ejercicio es verificar qué criterios son más restrictivos y cuáles más permisibles. Para realizar la comparación se utilizan los siguientes valores establecidos en las normativas de diseño a nivel mundial:

Tabla 9. – Valores considerados para el análisis gráfico de los criterios tradicionales.

Entidad	País	Nombre de la Norma	Año	Tipo de Alcantarillado	V min	Tao min
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[Pa]
EPM	Colombia	Guía para el Diseño Hidráulico de Redes de Alcantarillado	2009	AR	0.45	1.5
				AL y C	0.75	3
MinDesarrollo	Colombia	RAS - 2000	2000	AR	0.45	1.5
				AL y C	0.75	3
IBNORCA	Bolivia	NB 688	2007	AR	-	1
				AL y C	-	1.5
INEN	Ecuador	CPE INEN 5	1992	AR	0.45	-
				AL	0.9	-
CNA	Mexico	Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento	2007	AL	0.6	-
				AR	0.3	-
INAA	Nicaragua	Normativa Alcantarillado Sanitario Condominial	-	AR	0.6	1
Great Lakes	USA*	Recommended Standars for Wastewater Facilities	2004	AR	0.6	-
ASCE	USA	-	1970	AR	0.6	1.3
				AL	0.9	
-	UK	British Estándar BS 80001	1987	AL	0.75	-
				C	1	
Ministerio del Interior	Francia	-	1977	AR	0.3	-
				C	0.6	
-	Europa	Estándar Europeo EN 752-4	1997	Todos	0.7	-

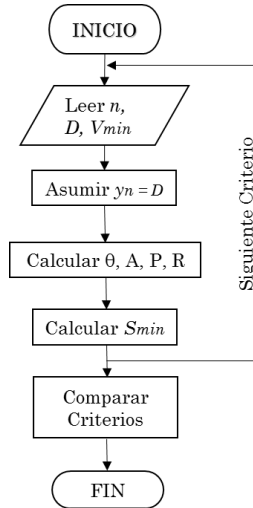


Figura 24. – Metodología para criterios tradicionales.

Al aplicar la metodología de la Figura 24 para un alcantarillado sanitario, se obtienen valores de pendientes mínimas requeridas para garantizar autolimpieza mediante el criterio tradicional de velocidad mínima. La Tabla 10 presenta los resultados obtenidos.

Tabla 10. – Resultados de la metodología para cálculo de pendiente mínima. Valores expresados en porcentaje.

D [mm]	EPM	RAS	INEN	CNA	INAA	GLUMRB	ASCE	Francia	EN 752-4
152	0.27	0.27	0.27	0.12	0.48	0.48	0.48	0.12	0.65
203	0.18	0.18	0.18	0.08	0.32	0.32	0.32	0.08	0.44
254	0.14	0.14	0.14	0.06	0.24	0.24	0.24	0.06	0.33
305	0.11	0.11	0.11	0.05	0.19	0.19	0.19	0.05	0.26
381	0.08	0.08	0.08	0.03	0.14	0.14	0.14	0.03	0.19
457	0.06	0.06	0.06	0.03	0.11	0.11	0.11	0.03	0.15
533	0.05	0.05	0.05	0.02	0.09	0.09	0.09	0.02	0.12
610	0.04	0.04	0.04	0.02	0.07	0.07	0.07	0.02	0.10
686	0.04	0.04	0.04	0.02	0.06	0.06	0.06	0.02	0.09
762	0.03	0.03	0.03	0.01	0.06	0.06	0.06	0.01	0.08
838	0.03	0.03	0.03	0.01	0.05	0.05	0.05	0.01	0.07
915	0.02	0.02	0.02	0.01	0.04	0.04	0.04	0.01	0.06
991	0.02	0.02	0.02	0.01	0.04	0.04	0.04	0.01	0.05
1067	0.02	0.02	0.02	0.01	0.04	0.04	0.04	0.01	0.05

Los valores anteriores se pueden graficar y comparar entre sí, con el fin de evaluar qué criterio resulta ser más restrictivo.

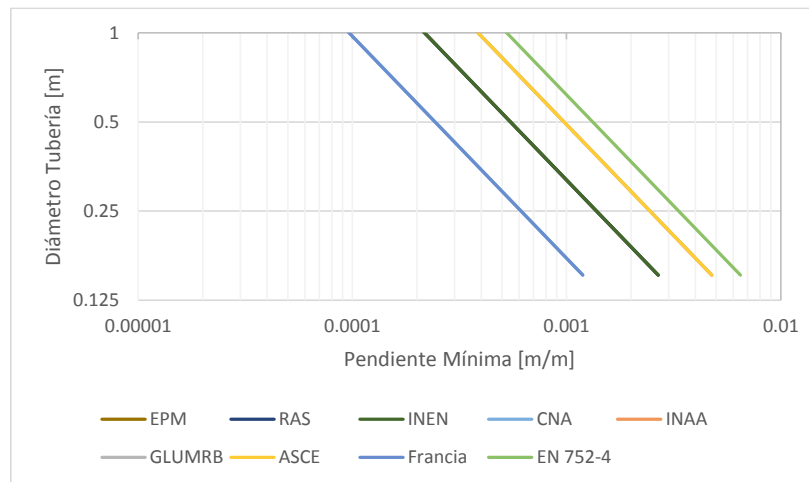


Figura 25. – Comparación de criterios tradicionales [Velocidad Mínima].

Se puede observar que la normativa más restrictiva corresponde al Estándar Europeo EN 752 – 4, el cual corresponde a un valor de 0.7 m/s para criterio de velocidad mínima en alcantarillado sanitario. Si el análisis se repite pero en un alcantarillado pluvial, se encuentra que el más restrictivo sería el valor de 0.9 m/s correspondiente al valor sugerido por la ASCE en el año 1970. El análisis anterior se repite para esfuerzo cortante mínimo. La metodología a utilizar se presenta en la Figura 24 y los resultados en la siguiente tabla:

Tabla 11. - Resultados de la metodología [Esfuerzo Cortante Mínimo]. Valores expresados en porcentaje.

D [mm]	EPM	RAS	INEN	CNA	INAA	GLUMRB
152	0.40	0.40	0.27	0.27	0.35	3.38
203	0.30	0.30	0.20	0.20	0.26	2.53
254	0.24	0.24	0.16	0.16	0.21	2.02
305	0.20	0.20	0.13	0.13	0.17	1.68
381	0.16	0.16	0.11	0.11	0.14	1.35
457	0.13	0.13	0.09	0.09	0.12	1.12
533	0.11	0.11	0.08	0.08	0.10	0.96
610	0.10	0.10	0.07	0.07	0.09	0.84
686	0.09	0.09	0.06	0.06	0.08	0.75
762	0.08	0.08	0.05	0.05	0.07	0.67
838	0.07	0.07	0.05	0.05	0.06	0.61
915	0.07	0.07	0.04	0.04	0.06	0.56
991	0.06	0.06	0.04	0.04	0.05	0.52
1067	0.06	0.06	0.04	0.04	0.05	0.48

Estos valores se grafican y se comparan con las pendientes de la red prototipo. Los resultados se presentan en la Figura 26.

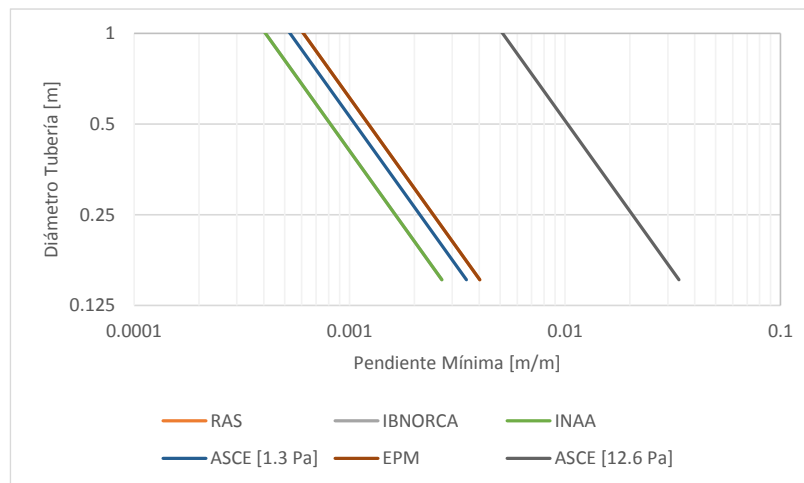


Figura 26. - Comparación de criterios tradicionales [Esfuerzo Cortante Mínimo].

En la figura anterior se observa que el criterio de 12.6 Pa es muy restrictivo, lo cual genera que las pendientes mínima requeridas para garantizar autolimpieza sean muy

elevadas lo cual puede llegar a afectar el diseño final de un sistema de alcantarillado. Este criterio fue utilizado por la ASCE en la primera edición del libro *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction* (Bizier, 2007) en el año 1970; sin embargo, este valor fue reemplazado por el método *TF*. La influencia de cada restricción en el diseño final se evalúa posteriormente.

3.1.2 Metodología CIRIA

La metodología propuesta por la CIRIA en su Reporte 141 titulado “Design of Sewers to Control Sediment Problems” (Ackers, et al., 1996) considera una serie de parámetros y suposiciones para la correcta aplicación de las ecuaciones y diseño de sistemas de alcantarillados autolimpiantes. El procedimiento general de diseño es el siguiente:

1. **Identificar los componentes del procedimiento de diseño:** En este paso se deben definir los criterios de movilidad de los sedimentos adoptados para el diseño, el tipo de sistema a diseñar, la capa de sedimentos permisible en el alcantarillado y las condiciones y frecuencia de caudales.
2. **Identificar las características y cargas de sedimentos:** Disponibilidad de datos e información, cambios en las cuencas aportantes al sistema y definir valores apropiados de tamaño de partículas, peso específico y concentración.
3. **Características hidráulicas de la tubería:** En esta etapa se definen características tales como la rugosidad de la tubería (y de la capa de sedimentos si aplica), el efecto del depósito de sedimentos en el comportamiento hidráulico del sistema, entre otros.
4. **Definir el tipo de criterio a utilizar:** En este paso se debe identificar las condiciones para las cuales se van a diseñar. El método de la CIRIA considera tres criterios básicos los cuales son:
 - a. **Criterio I:** Transporte de sedimentos en suspensión, el cual es aplicable para alcantarillados de agua lluvia y en algunos casos agua residual.
 - b. **Criterio II:** Transporte de sedimentos como carga de lecho, en el cual se contemplan condiciones de depósito límite de sedimentos y de depósito de sedimentos.
 - c. **Criterio III:** Se aplica en sedimentos con características cohesivas.
5. **Determinación de la velocidad mínima:** Se deben aplicar las ecuaciones propias de cada criterio mencionado anteriormente, según sea el caso, y generar tablas y gráficas de los resultados obtenidos.
6. **Realizar un análisis de sensibilidad de parámetros:** Se recomienda realizar variaciones en las características iniciales del sistema y observar el efecto de cada parámetro en la respuesta del modelo.

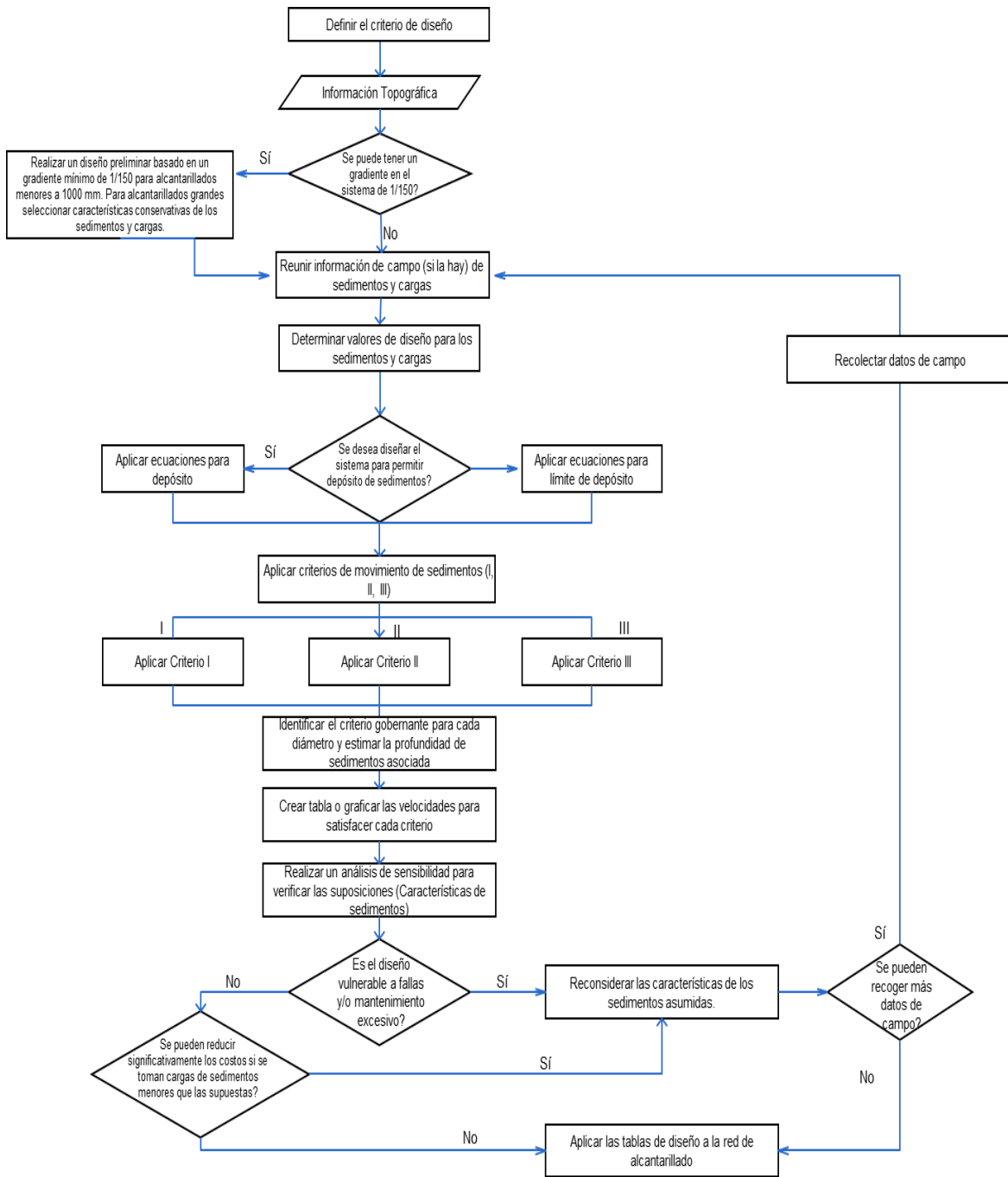


Figura 27. – Metodología propuesta por la CIRIA. Tomado de Ackers et al. (1996).

Una vez definido el procedimiento, se comparan las ecuaciones propias para cada criterio. Para el Criterio I, Ackers *et al.* (1991) realizaron una verificación de las

ecuaciones propuestas en la literatura (Ver Capítulo II) y encontraron que la ecuación de Macke (1982), es la que presenta mejores ajustes a los datos medidos experimentalmente en laboratorio. Igualmente, otras ecuaciones como May *et al.* (1989), Mayerle, Nalluri y Novak (1991) y May (1994) se consideran en la comparación gráfica. Dada la naturaleza de las ecuaciones consideradas, es necesario ingresar algunos parámetros propios de las características de sedimentos que ingresan al sistema. Para este ejemplo se toman los siguientes valores:

Tabla 12. - Características de los Sedimentos

Nombre	Parámetro	Unidad	Valor
Concentración de Sedimentos	C_v	[mg/L]	50
Diámetro de Partícula	d	[mm]	1
Peso Específico de los Sedimentos	s	[-]	2.6

Los resultados al aplicar los modelos mencionados anteriormente son los siguientes:

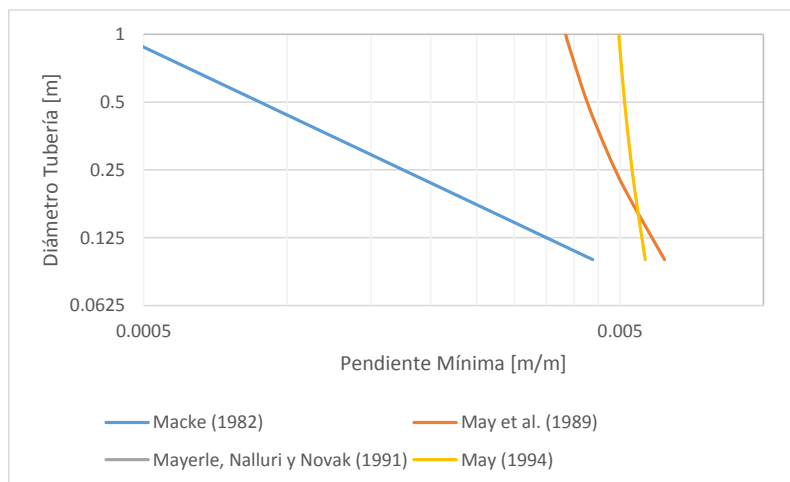


Figura 28. – Comparación de Criterio I (CIRIA).

Se observa que de las ecuaciones consideradas, el modelo de May (1994) resulta ser el más restrictivo, mientras que Mayerle, Nalluri & Novak (1991) es el menos restrictivo (La curva no se alcanza a percibir en la figura). Las comparaciones anteriores se pueden extender para análisis individuales de sensibilidad paramétrica. Para May *et al.* (1982)

se evalúa la influencia de la concentración de sedimentos C_v , la densidad relativa s y el diámetro de la partícula d . Los resultados obtenidos se presentan en las siguientes figuras:

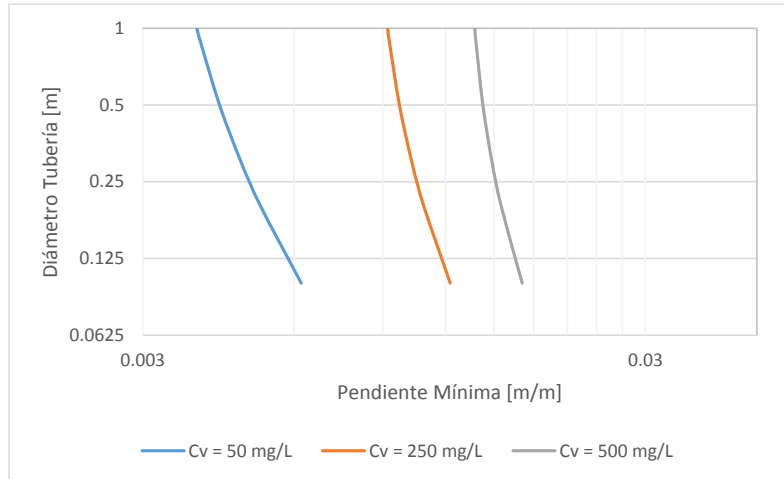


Figura 29. – Variación de los resultados como función de la concentración de sedimentos.

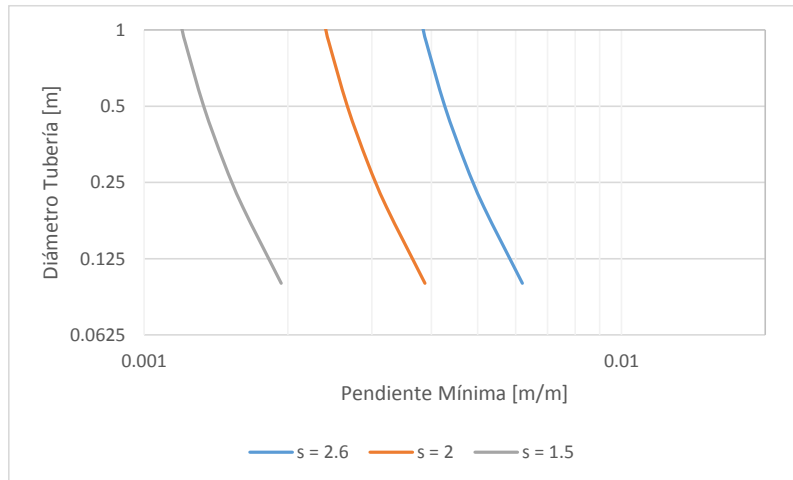


Figura 30. – Variación de los resultados como función de la densidad relativa del material.

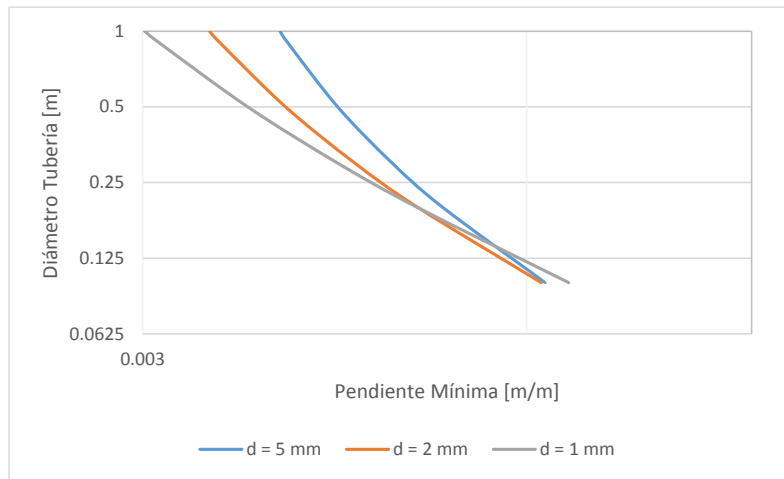


Figura 31. – Variación de los resultados como función del diámetro de las partículas.

Las figuras anteriores permiten observar la variación de los resultados obtenidos mediante la variación de los parámetros en la ecuación de May *et al.* (1989). Como es de esperar, la pendiente mínima del sistema incrementa como función de la concentración de sedimentos en el sistema, el diámetro de la partícula y la densidad relativa. Para valores altos de éstas variables, las pendientes resultantes son altas; caso contrario, para valores bajos, se obtienen pendientes bajas de autolimpieza.

El Criterio II se utiliza para sedimentos transportados como carga de lecho. Investigaciones realizadas por Ackers *et al.* (1991) indican que este criterio se debería aplicar en sistemas empinados (pendientes mayores al 1%) con diámetros mayores a 500 mm. Se realizó la verificación de las ecuaciones propuestas en el Capítulo II y se encontró que la metodología de Ackers (1991) es la que genera mejores ajustes a los datos medidos experimentalmente. La formulación de la metodología se expresa en términos de una concentración de sedimentos de la siguiente forma:

$$C_v = J \left[W_e \frac{R}{A} \right]^\alpha \left[\frac{d}{R} \right]^\beta \lambda_c^\gamma \left[\frac{V}{[g(s-1)R]^{1/2}} - K \lambda_c^\delta \left(\frac{d}{R} \right)^\varepsilon \right]^m$$

Ecuación 69. – Ecuación de Ackers (1991).

donde C_v es la concentración volumétrica de sedimentos; W_e el ancho efectivo de la capa de sedimentos. Los diferentes coeficientes considerados dependen en una gran medida

del tamaño de grano D_{gr} . Cada uno de estos coeficientes se puede formular mediante las siguientes expresiones:

$$A_{gr} = 0.14 + \frac{0.23}{\sqrt{D_{gr}}}$$

$$n = 1 - 0.56 \log_{10} D_{gr}$$

$$m = 1.67 + \frac{6.83}{D_{gr}}$$

$$\log_{10} H = 2.79 \log_{10} D_{gr} - 0.98(\log_{10} D_{gr})^2 - 3.46$$

$$J = \frac{8^{\frac{n(m-1)}{2}} H}{11.3^{m(1-n)} A_{gr}^m}$$

$$\alpha = 1 - n$$

$$\beta = (10 - 4m - mn) \div 10$$

$$\gamma = n(m - 1) \div 2$$

$$K = 11.3^{(1-n)} g^{n/2} A_{gr}$$

$$\delta = -n/2$$

$$\varepsilon = (4 + n) \div 10$$

Ecuación 70. – Formulación ecuación de Ackers (1991).

Cuando se presenten sedimentos gruesos ($D_{gr} > 60$) se debe considerar $m = 1.78$. Como se puede observar, la aplicación de este criterio resulta ser muy complejo y en muchas ocasiones, a falta de datos, lleva a realizar suposiciones que pueden no ser acordes con la realidad. Usualmente los valores recomendados son aplicables en el Reino Unido, por lo cual para el caso colombiano sería necesario realizar estudios propios y validar las ecuaciones.

La CIRIA presenta tablas con valores de diseño aplicables a distintos tamaños de partículas, concentración de sedimentos y profundidad de la cama de sedimentos en el sistema. Dichas tablas se presentan en la sección de Anexos (8 – 11). Los resultados al aplicar la metodología para una profundidad relativa de sedimentos de 1%, rugosidad

hidráulica de la tubería de 0.6 mm y partículas con peso específico de 2.6 se muestran en las siguientes figuras:

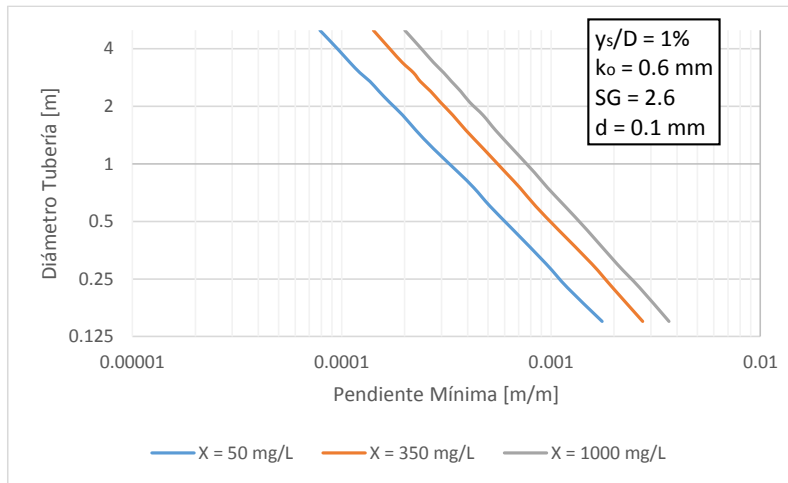


Figura 32. – Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 100 µm. Criterio II de diseño.

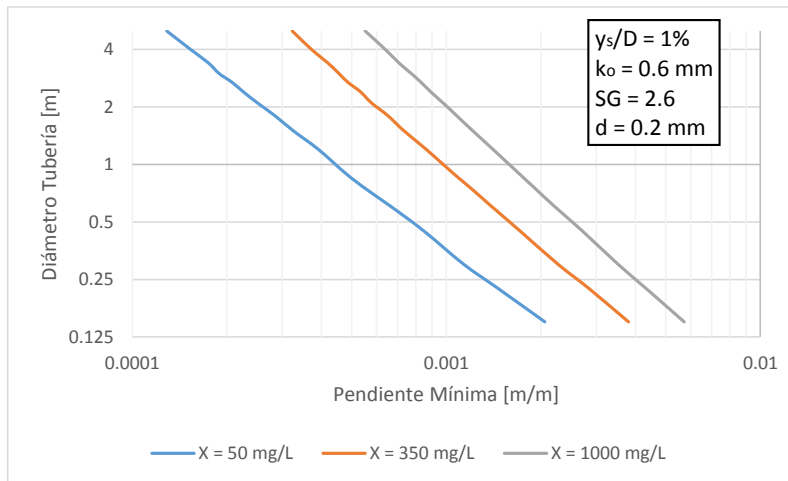


Figura 33. – Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 200 µm. Criterio II de diseño.

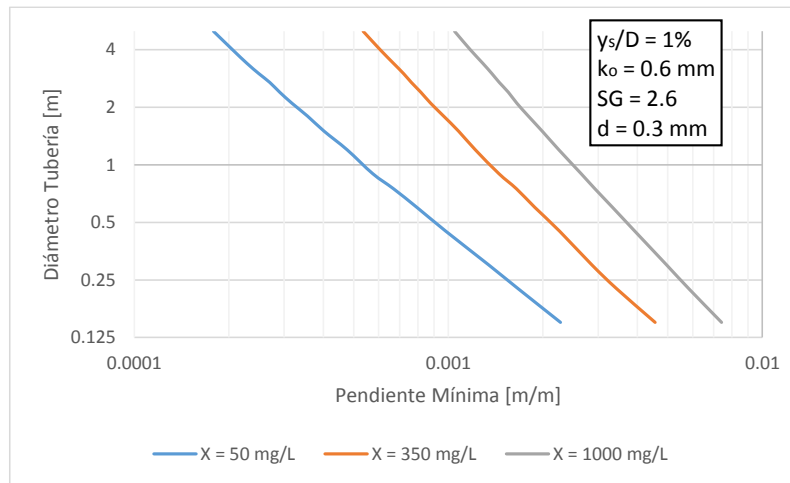


Figura 34. – Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 300 μm . Criterio II de diseño.

Las figuras anteriores permiten identificar la relación entre el diámetro de la tubería y la pendiente mínima para el Criterio II propuesto por la CIRIA. Se observa que estas ecuaciones se desarrollaron para tamaños de partículas máximos de 300 μm , por lo cual no serían comparables con los demás criterios. Las otras figuras resultantes se presentan en las Anexos 12 - 20.

Finalmente, el tercer Criterio se aplica para condiciones en las cuales hay presencia de partículas cohesivas en el lecho de la tubería. La CIRIA recomienda los siguientes valores para garantizar autolimpieza en alcantarillados con presencia de este tipo de sedimentos:

Tabla 13. – Velocidades mínima requeridas para el Criterio III. Tomado de Ackers *et al.*, (1996).

D [mm]	V _m [m/s]
150	0.67
225	0.72
300	0.75
450	0.79
600	0.82
750	0.85
900	0.87
1000	0.88
1200	0.9
1500	0.92
1800	0.94
2100	0.96
2400	0.98
2700	0.99
3000	1
3400	1.01
4000	1.03
5000	1.06

Los valores anteriores se pueden expresar en términos de una pendiente mínima, siguiendo el procedimiento descrito en el Numeral 3.1.1.

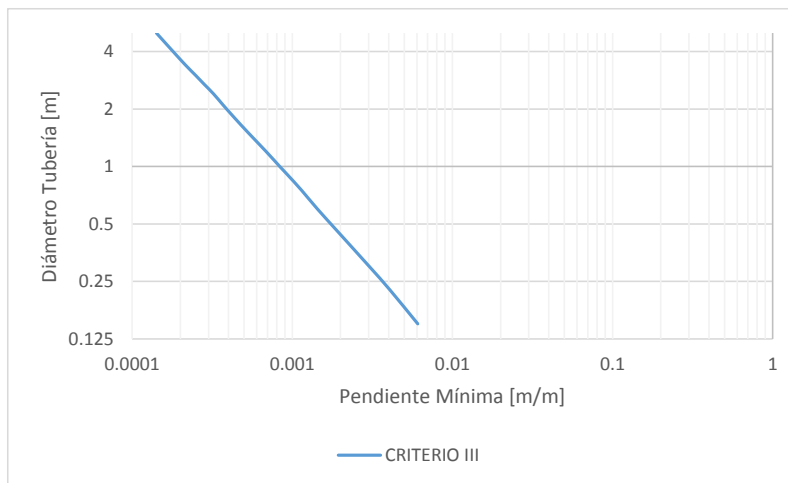


Figura 35. – Criterio III de diseño de alcantarillados. CIRIA.

La figura anterior muestra una variación de la pendiente como función del diámetro de la tubería. Si se desean comparar los tres criterios propuestos por la CIRIA, aunque no es posible dadas las características de cada método, se podrían generar figuras que comparen cada criterio como función de algunos valores para cada parámetro.

	COMPARACIÓN			
	D [m]	CRITERIO I	CRITERIO II	CRITERIO III
$y_s/D = 1\%$	0.15	0.00292	0.00366	0.00608
$K_o = 0.6 \text{ mm}$	0.225	0.00195	0.00265	0.00409
$SG = 2.6$	0.3	0.00146	0.00207	0.00302
$d = 0.1 \text{ mm}$	0.45	0.00097	0.00149	0.00195
$C_v = 50 \text{ mg/L}$	0.6	0.00073	0.00117	0.00143
	0.75	0.00058	0.00096	0.00114
	0.9	0.00049	0.00084	0.00094
	1.2	0.00037	0.00066	0.00069
	1.5	0.00029	0.00054	0.00053
	1.8	0.00024	0.00047	0.00044
	2.1	0.00021	0.00041	0.00037
	2.4	0.00018	0.00037	0.00032
	2.7	0.00016	0.00033	0.00028
	3	0.00015	0.00031	0.00025
	3.4	0.00013	0.00027	0.00022
	4	0.00011	0.00024	0.00018
	5	0.00009	0.00020	0.00014

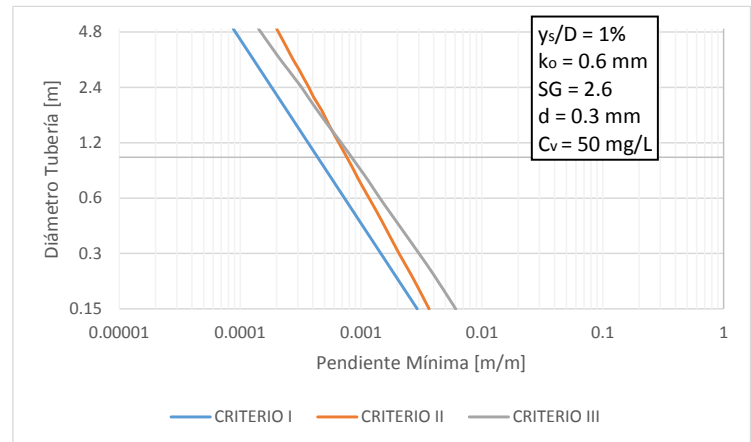


Figura 36. – Comparación 1 Criterios CIRIA.

	COMPARACIÓN			
	D [m]	CRITERIO I	CRITERIO II	CRITERIO III
$y_s/D = 5\%$	0.15	0.00292	0.00504	0.00608
$K_o = 0.6 \text{ mm}$	0.225	0.00195	0.00386	0.00409
$SG = 2.6$	0.3	0.00146	0.00319	0.00302
$d = 0.3 \text{ mm}$	0.45	0.00097	0.00253	0.00195
$C_v = 1000 \text{ mg/L}$	0.6	0.00073	0.00213	0.00143
	0.75	0.00058	0.00185	0.00114
	0.9	0.00049	0.00167	0.00094
	1.2	0.00037	0.00141	0.00069
	1.5	0.00029	0.00125	0.00053
	1.8	0.00024	0.00112	0.00044
	2.1	0.00021	0.00103	0.00037
	2.4	0.00018	0.00096	0.00032
	2.7	0.00016	0.00090	0.00028
	3	0.00015	0.00084	0.00025
	3.4	0.00013	0.00081	0.00022
	4	0.00011	0.00072	0.00018
	5	0.00009	0.00064	0.00014

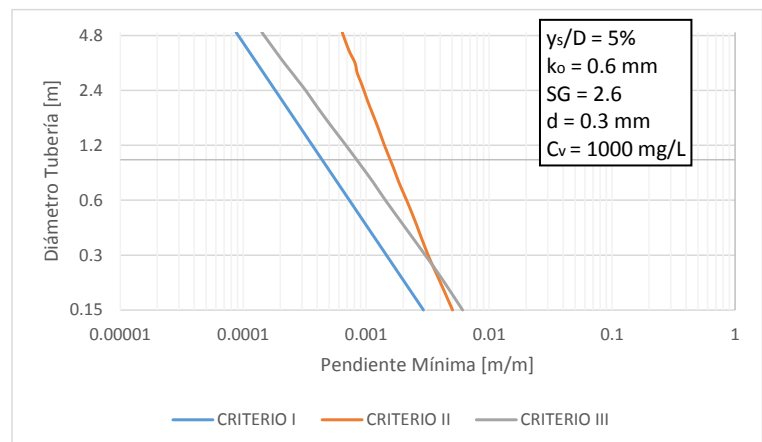


Figura 37. – Comparación 2 Criterios CIRIA.

Las figuras anteriores permiten identificar la variabilidad de cada criterio como función de una serie de parámetros. Se observa que la ecuación de Macke (1982) es el criterio menos restrictivo de los tres, lo cual se debe a la naturaleza de los sedimentos (sedimentos en suspensión) que se consideran para hacer el análisis con esta ecuación.

Igualmente, los Criterios II y III varían dependiendo de la concentración de entrada al sistema y del tamaño de las partículas consideradas.

3.1.3 Metodología ASCE

La metodología propuesta por la ASCE en su último manual de diseño (Bizier, 2007), recomienda utilizar el método *TF* para el diseño de alcantarillados que garanticen condiciones de autolimpieza. El procedimiento básico de diseño se presenta en la Figura 38.

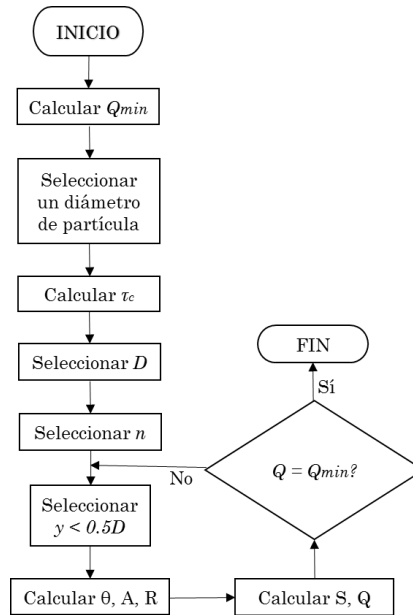


Figura 38. – Metodología de diseño recomendada por la ASCE (2007).

Se aplica el procedimiento para evaluar el efecto que tiene el diámetro de diseño de la partícula. De la figura anterior, se observa que se debe seleccionar una profundidad de agua menor al 50% del diámetro de la tubería (relación de llenado del 50%). Lo anterior se debe realizar de esa manera, puesto que este criterio se desarrolla para caudales mínimos, donde la profundidad del agua no supera ese valor. Para el caso donde se presenten profundidades mayores, la autolimpieza se dará constantemente, puesto que los esfuerzos cortantes serán mucho mayores a los mínimos requeridos por la metodología de la ASCE. La Figura 39 presenta la variación que tiene el tamaño de la partícula en el cálculo de las pendientes mínimas para garantizar autolimpieza. Se observa, como es de esperar, que la relación entre el tamaño de la partícula y la

pendiente es proporcional y por consiguiente, a mayor tamaño de partícula, mayor esfuerzo cortante requerido y mayor pendiente necesaria en el sistema.

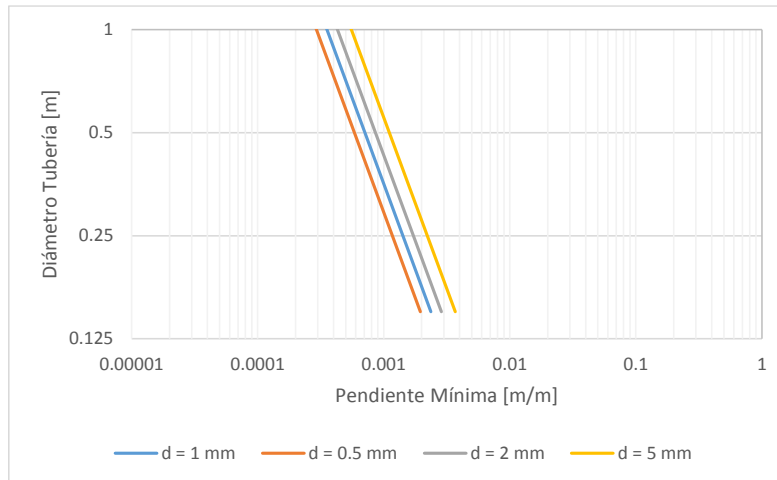


Figura 39. – Variación del diámetro de la partícula para el diseño de la metodología de la ASCE.

El coeficiente de rugosidad de Manning no sería en este caso una variable del modelo. Esto se debe básicamente a que el esfuerzo crítico depende únicamente del valor escogido para la partícula de diseño. Una vez evaluada la variación de los parámetros, se verifica el cumplimiento o no, de la red prototipo, del criterio de autolimpieza.

3.2 Otras metodologías

Vongvisessomjai *et al.* (2010) proponen una metodología para el diseño de alcantarillados aplicando las ecuaciones obtenidas en sus estudios. El diagrama de flujo para aplicar la metodología es el siguiente:

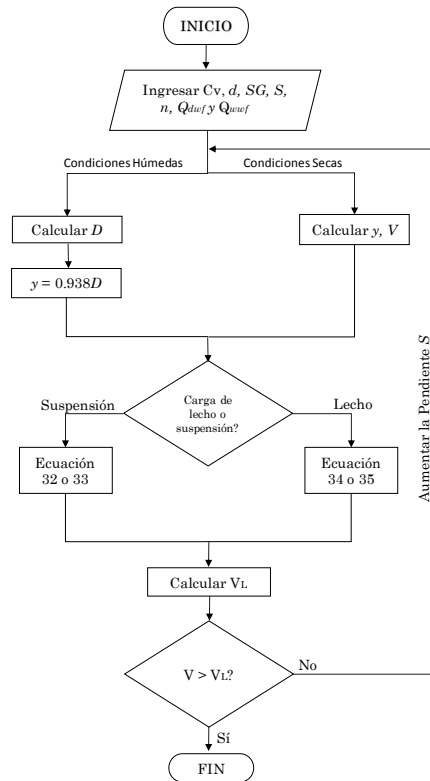


Figura 40. – Metodología de diseño propuesta por Vongvisessomjai *et al.* (2010).

Como se observa en la figura anterior, esta metodología igualmente requiere conocer cargas de entrada de sedimentos en el sistema. Se observa que, a diferencia de la propuesta por la ASCE, se diseña para dos condiciones de caudal (caudal en tiempo húmedo y en tiempo seco). Con el fin de comparar qué tan restrictivos son los criterios, se comparan las ecuaciones propuestas por Vongvisessomjai *et al.* (2010) y Ebtahaj *et al.* (2013). Los resultados se presentan en la siguiente figura:

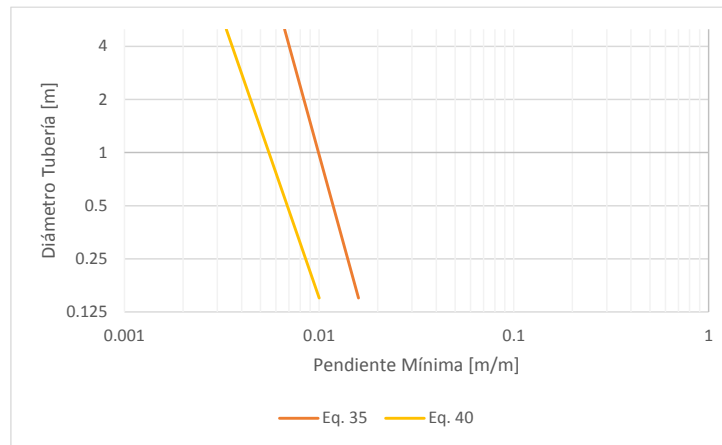


Figura 41. – Comparación de criterios Vongvisessomjai *et al.* (2010) y Ebtehaj *et al.* (2013).

La Figura 41 permite identificar y concluir que el criterio de Vongvisessomjai *et al.* (2010) (Ecuación 35) es el más restrictivo. Igualmente, si se realiza un análisis de sensibilidad para la Ecuación 35 mediante la variación de los parámetros de entrada, se observaría el siguiente comportamiento:

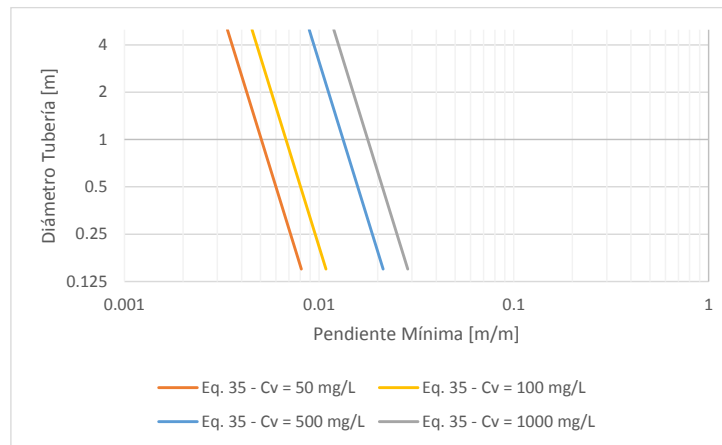


Figura 42. – Variación de la concentración de sedimentos para el análisis de la metodología.

Al incrementar la carga de sedimentos en el sistema, se observa un aumento de la pendiente requerida para garantizar autolimpieza. El procedimiento anterior se repite

con la variación del diámetro de la partícula. El resultado se presenta en la siguiente figura:

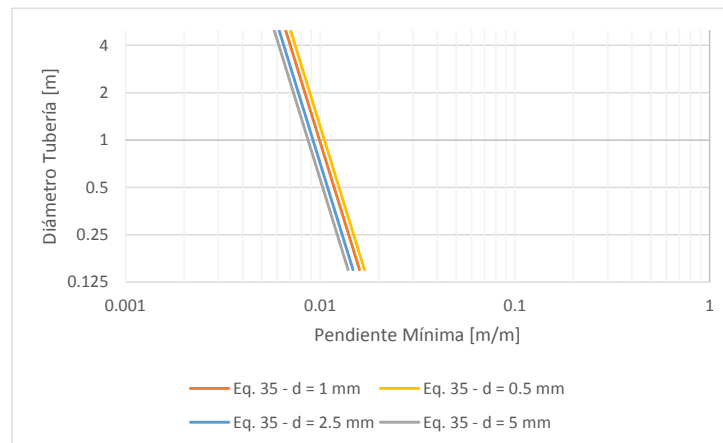


Figura 43. – Variación del tamaño de la partícula para el análisis de la metodología.

Igualmente, se observa que a medida que se incrementa el diámetro de la partícula de diseño, se genera una disminución de la pendiente requerida para garantizar autolimpieza en el sistema. Esto es contrario a lo que se podría esperar en comparación con los análisis presentados anteriormente de otras metodologías.

3.3 Comparación Multicriterio

Una vez determinadas e implementadas las metodologías estudiadas en este Capítulo, resulta necesario realizar una comparación de todas en una misma figura, esto con el fin de identificar globalmente cuál es la más restrictiva en el diseño de alcantarillados autolimpiantes. Los parámetros a partir de los cuales se realiza la comparación son los siguientes:

Tabla 14. – Parámetros para comparación de Metodologías.

Nombre	Parámetro	Unidad	Valor
Profundidad relativa Sedimento - Diámetro	$\frac{y_s}{D}$	[%]	1
Rugosidad Hidráulica	K_o	[mm]	0.6
Peso Específico Sedimentos	SG	[-]	2.6
Diámetro de Partícula	d	[mm]	0.1
Concentración de Sedimentos	C_v	[mg/L]	1000

Al aplicar los parámetros anteriores en las principales metodologías contempladas en el presente estudio, se obtiene una gráfica comparativa, en la cual se presenta el grado de restricción de cada uno de ellos.

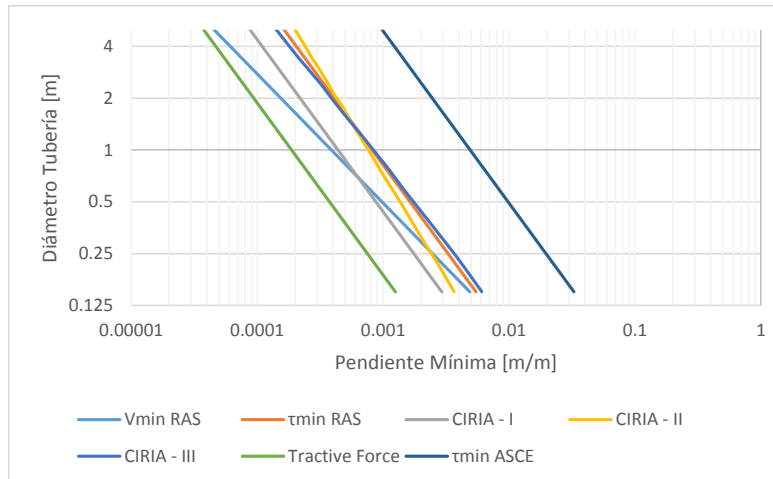


Figura 44. – Comparación multicriterio de las metodologías estudiadas.

La figura anterior permite identificar las metodologías que resultan ser más y menos restrictivas. Como es de esperar, los criterios tradicionales de esfuerzo cortante mínimo de 2 Pa y el Criterio III propuesto por la CIRIA, son los más restrictivos; esto se debe a la naturaleza del desarrollo del método, en el cual se espera transportar partículas cohesivas que se encuentran en el lecho de la tubería. Igualmente, los criterios de velocidades mínimas tradicionales y de transporte de partículas propuestos por la CIRIA resultan ser menos restrictivos que los anteriores mencionados; esto se debe básicamente al tipo de partícula que son capaces de transportar y al modo de transporte. Finalmente, el método propuesto por la ASCE resulta ser el menos conservativo y por consiguiente el que permite pendientes menores en el sistema. La naturaleza del método *TF* lleva a pendientes menores a las obtenidas con criterios tradicionales de diseño, lo cual se refleja en la posibilidad de reducir costos de construcción de futuras redes.

4 ANÁLISIS DE COSTOS EN EL DISEÑO OPTIMIZADO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Parte del objetivo del presente trabajo consiste en determinar qué tanta influencia tienen los valores de velocidad y esfuerzo cortante mínimo propuestos en las diferentes normativas y metodologías para el diseño de alcantarillados. Como se puede observar en capítulos anteriores, existen distintos valores para los tipos de alcantarillados y bajo diferentes condiciones, por lo cual es fundamental entender qué variación en términos de costos resulta al utilizar, por ejemplo, un valor de velocidad mínima de 0.6 m/s o uno de 0.9 m/s para el diseño optimizado de una red de alcantarillado. Dado lo anterior, en el presente capítulo se presenta la red prototipo que se utiliza para los análisis, las ecuaciones de costos consideradas y la metodología empleada para realizar el diseño optimizado de una red de alcantarillado. Posterior a lo anterior, se presentan los resultados obtenidos al diseñar un sistema de alcantarillados pluvial para diferentes criterios de autolimpieza.

4.1 Red Prototipo

La red de estudio a partir de la cual se realizan todos los análisis, corresponde a una red de agua lluvia localizada en el sector de Chicó en la ciudad de Bogotá. Cabe mencionar que el objetivo de este ejercicio, es hacer uso de los pozos y la topografía del terreno correspondiente a la red, puesto que, el diseño en sí busca obtener los diámetros y pendientes respectivas de cada tubería que conforman la red. La Figura 45 presenta la topología de la red.

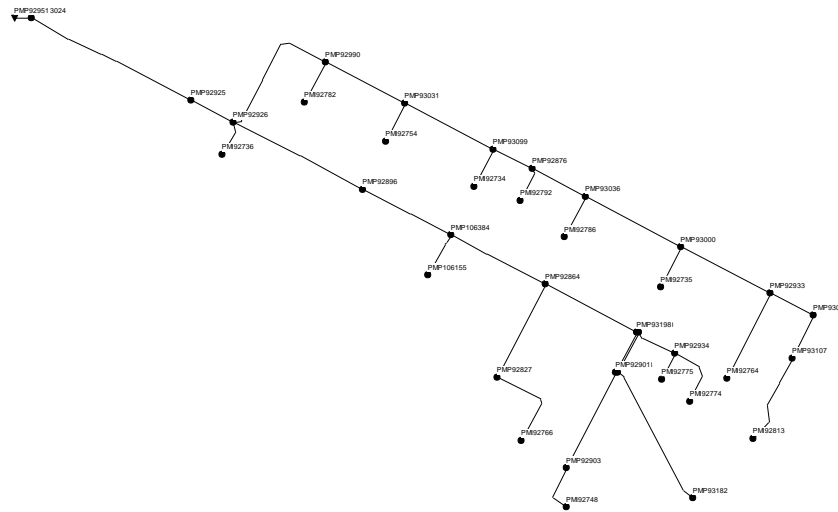


Figura 45. – Esquema de la red prototipo.

Esta red cuenta con un total de 37 nodos, 37 conductos y una descarga. Adicionalmente, se cuenta con un evento de precipitación y áreas de drenaje a cada nodo. La topografía del terreno original da como resultado una pendiente promedio del 1% aproximadamente. Una vista transversal de la topografía del terreno se muestra en la Figura 46.

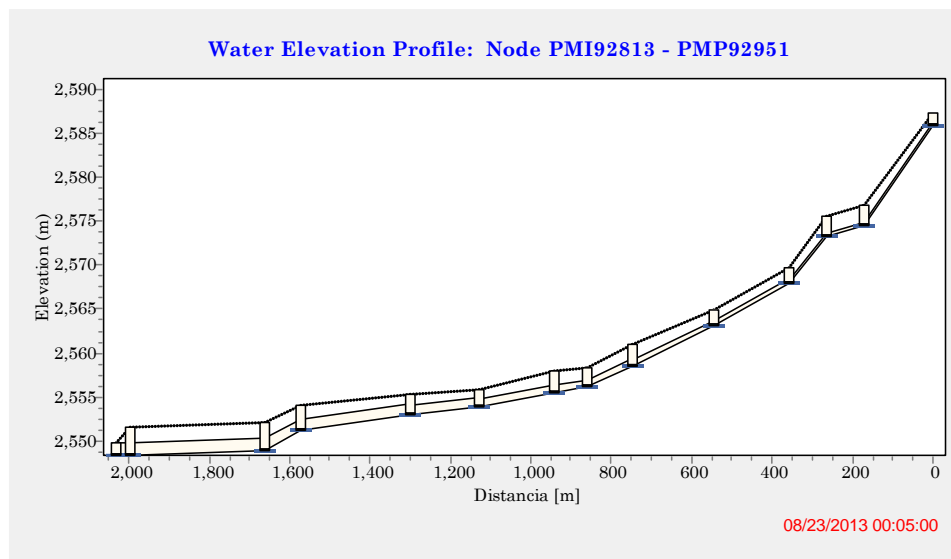


Figura 46. – Topografía del terreno para una ruta PMI92813 – PMP92951.

Al realizar la respectiva modelación hidrológica en la red de estudio, se obtienen los caudales de diseño de cada tramo del sistema. Con estos valores y con las longitudes de cada tubería y la topografía del terreno, se pueden iniciar los análisis para la red prototipo.

4.2 Función de costos

Con el fin de representar mediante una expresión simple las variables que afectan los costos en el diseño de un sistema de alcantarillado, Duque (2013) presenta el resultado de un ajuste de ecuaciones conforme a la información de bases de datos del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT), del Fondo Financiero de Proyectos de Desarrollo (FONADE) y de empresas encargadas de prestar el servicio, mediante un estudio de análisis de inversiones en acueducto y alcantarillado, desarrollado por la Comisión de Agua Potable y Saneamiento Básico (CRA), desarrolladas por Navarro (2009). Se encontró que los costos de las tuberías, son función del diámetro de la misma y se pueden calcular mediante la siguiente expresión:

$$C_t = 9579.31 \cdot k \cdot d^{0.5737}$$

Ecuación 71. – Costo de material por metro lineal de tubería.

En la ecuación anterior, C_t es el costo por metro lineal de tubería a mayo de 2009 [COP/m]; d el diámetro de la tubería [mm] y k un factor de conversión de pesos de diciembre de 2007 a mayo de 2009. Este factor k se puede calcular como: $(1 + IPC_{2008}) \cdot (1 + IPC_{2006/2009}) = 1.32$. Igualmente, los costos de excavación son función del volumen de excavación necesario para la instalación de la tubería. Estos se pueden representar mediante la Ecuación 72.

$$C_e = 1163.77 \cdot k \cdot V^{1.31}$$

Ecuación 72. – Costo de excavación por metro lineal de tubería.

donde, C_e es el costo por metro lineal de tubería a mayo de 2009 [COP/m]; V el volumen de excavación por tubería [m³] y k un factor de conversión de pesos de diciembre de 2007 a mayo de 2009 igual a 1.32. El volumen de excavación necesario para la instalación de una tubería se puede determinar mediante el análisis de la Figura 47. El resultado se muestra en la Ecuación 73.

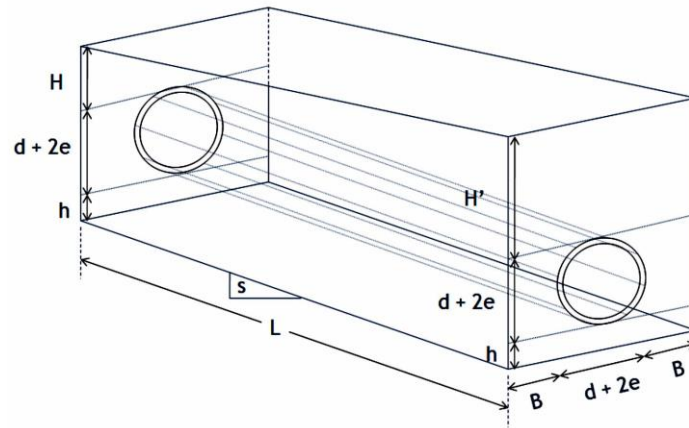


Figura 47. – Proyección del trapecio que produce el área excavada para una tubería de alcantarillado. Tomado de (CIACUA, 2013).

$$V = \left(\left[\frac{H + H'}{2} \right] + d + 2e + h \right) \cdot (2B + 2e + d) \cdot (L \cos[\tan^{-1} s])$$

Ecuación 73. – Volumen excavado para instalar la tubería.

En la ecuación anterior, V es el volumen excavado para instalar la tubería [m^3]; H la profundidad de excavación hasta la cota clave aguas arriba de la tubería [m]; H' la profundidad de excavación hasta la cota clave aguas abajo de la tubería; d el diámetro interno de la tubería; e el espesor de la pared de la tubería; h el relleno que se debe disponer bajo la tubería; según el RAS 2000 se debe usar un valor de 15 cm; B el espacio lateral que debe dejarse a ambos lados de la tubería para su instalación [m]; s la pendiente de la tubería y L la longitud de la misma. Dado lo anterior, los costos asociados con la construcción de sistemas de alcantarillado se calculan como la suma entre los costos de la tubería en sí y de excavación. El resultado es el siguiente:

$$C = k(9579.31 \cdot d^{0.5737} + 1163.77 \cdot V^{1.31})$$

Ecuación 74. – Función de costos totales por metro lineal de tubería.

4.3 Metodología para el diseño optimizado de sistemas de alcantarillado

La metodología considerada para la realización de los posteriores análisis está basada en la tesis de Natalia Duque (Duque, 2013), en la cual se aborda el diseño optimizado como un problema de optimización conocido como el problema de ruta más corta. Básicamente existen cuatro componentes importantes para el modelaje y solución del problema: los parámetros, las variables de decisión, las restricciones y la función objetivo. Los parámetros proporcionan la información necesaria (o conocida) que se tiene de los problemas. Las variables de decisiones son los aspectos del problema sobre los cuales el decisor tiene injerencia. Las restricciones limitan el problema estableciendo las reglas que se deben cumplir en una solución del mismo y finalmente, la función objetivo guía la búsqueda de la solución que se quiere encontrar (Duque, 2013).

El problema de la ruta más corta pertenece a una rama de la optimización que estudia los problemas de flujo en redes. Este problema busca encontrar el camino de mínimo costo (distancia o tiempo de recorrido) desde un nodo específico inicial hasta un nodo final. Matemáticamente el problema se define de la siguiente forma:

$$\min \sum_{(v_i, v_j) \in A} c_{ij} x_{ij}$$

$$\sum_{\{j | (v_i, v_j) \in A\}} x_{ij} - \sum_{\{j | (v_j, v_i) \in A\}} x_{ji} = \begin{cases} 1 & v_i = v_s \\ 0 & v_i \neq v_s, v_t \quad \forall v_i \in N \\ -1 & v_i = v_t \end{cases}$$

$$x_{ij} \in \{0, 1\} \forall v_i \in N, v_j \in N$$

Ecuación 75. – Planteamiento problema ruta crítica.

donde, x_{ij} es una variable binaria que toma el valor de uno si el arco $(i, j) \in A$ está en la solución del problema (el camino) o toma el valor de cero de lo contrario; c_{ij} el costo de utilizar el arco $(i, j) \in A$ en el camino; v_s el nodo inicial del cual parte el camino y v_t el nodo final del camino. De la Ecuación 75, la primera línea determina la función objetivo del problema (en este caso la minimización de los costos); la segunda línea determina las restricciones que garantizan que un camino parta del nodo v_s y llegue al nodo v_t y finalmente la última línea establece la naturaleza binaria de las variables (Duque, 2013).

La forma de solucionar el problema es mediante la aplicación de algún algoritmo que permita resolverlo. Duque (2013) propone la resolución del problema mediante el algoritmo de Bellman-Ford (Bellman, 1956). Este algoritmo fue desarrollado inicialmente para conocer el camino que representa el mínimo tiempo de viaje entre dos ciudades que hacen parte de un conjunto de N ciudades, donde cada par de ciudades están interconectadas entre sí por una vía que tiene un tiempo de viaje asociado. Estos tiempos no son directamente proporcionales a las distancias, debido a la cantidad de rutas que existen para viajar de una ciudad a otra y la variación del tráfico en cada una de ellas.

4.3.1 Planteamiento del problema

La solución propuesta por Duque (2013) para el diseño optimizado de sistemas de alcantarillados, se basa en el algoritmo de Bellman – Ford, descrito anteriormente. En este se deben definir algunas etapas como: 1) Definición de los datos de entrada; 2) Modelaje del grafo; 3) Definición de las variables de decisión y 4) Planteamiento de la función objetivo. Estos pasos se describen detalladamente en el documento “*Metodología para la optimización del diseño de tuberías en serie en sistemas de alcantarillado*” (Duque, 2013).

Los datos de entrada son aquellos valores que representan el sistema inicial. Básicamente se deben ingresar las características de las tuberías tales como, la rugosidad absoluta, longitud de la tubería y los posibles diámetros que se podrían utilizar en el diseño; igualmente la topografía del sitio donde se va a realizar el diseño, el conjunto de pozos de inspección que conforman la serie de tramos y los caudales de diseño de cada uno de los pozos.

El modelaje del grafo se realiza con el fin de representar una serie de tuberías, de tal forma que hayan tantos arcos (tuberías que van desde un nodo inicial hasta uno sucesivo) como tuberías posibles para cada tramo. Para esto, los pozos de inspección se representan imaginariamente como grupo de nodos. Cada nodo representa una profundidad a la cual se puede instalar la tubería a cota de batea y un diámetro. En general se tiene un conjunto global de nodos:

\mathcal{N} : *Conjunto de nodos*

$$\mathcal{N} = \{v_0, v_1, v_2, v_3, \dots, v_n\}$$

\mathcal{N}_k : *Conjunto de nodos que pertenecen al pozo $k \in P$*

$$\mathcal{N}_k = \{v_1^k, v_2^k, v_3^k, \dots, v_{n_k}^k\}$$

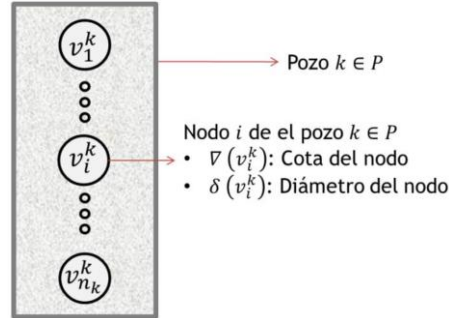


Figura 48. – Conjunto de nodos que pertenecen a un mismo pozo de inspección. Tomado de Duque (2013).

Como se puede observar, cada nodo $v_i^k \in \mathcal{N}_k$ tiene dos atributos. El primero corresponde a la cota en metros sobre el nivel de referencia $\nabla(v_i^k)$ y el segundo el diámetro $\delta(v_i^k)$. El primer atributo representa la cota batea de una tubería y el segundo el diámetro de una tubería asociada con el tramo entre el pozo $k - 1$ y k . Igualmente, el grafo también lo conforman arcos (v_i^k, v_j^{k+1}) que se definen entre dos nodos $v_i^k \in \mathcal{N}_k$ y $v_j^{k+1} \in \mathcal{N}_{k+1}$, donde v_i^k es el i -ésimo nodo del pozo $k \in P$ y v_j^{k+1} es el j -ésimo nodo del pozo estrictamente siguiente $k + 1 \in P$. Además. Cada arco tiene un costo asociado que representa el costo total de construcción, es decir, la suma entre el costo de la tubería y los costos de excavación, según la función de costos presentada (Ver Ecuación 74). La notación y representación de un arco sería entonces:

\mathcal{A} : Conjunto de arcos

$$\mathcal{A} = \{(v_i^k, v_j^{k+1}) | v_i^k \in \mathcal{N}_k, v_j^{k+1} \in \mathcal{N}_{k+1}\}$$

$c(v_i^k, v_j^{k+1})$: Costo del arco $(v_i^k, v_j^{k+1}) \in \mathcal{A}$

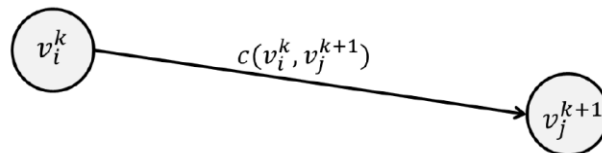


Figura 49. – Representación de un arco (v_i^k, v_j^{k+1}) . Tomado de Duque (2013).

Anteriormente se menciona que el nodo carga la información del diámetro, por lo cual el diámetro de un arco (v_i^k, v_j^{k+1}) adopta el valor del nodo $v_j^{k+1} \in \mathcal{N}_{k+1}$. Asimismo, el nodo carga la información de la cota batea donde se instalaría la tubería.

$\nabla(v_i^k)$: Cota de cada nodo i en el pozo $k \in P$.

$d(v_i^k, v_j^{k+1})$: Diámetro del arco (v_i^k, v_j^{k+1})
 $\in \mathcal{A}$, representado como un atributo del nodo $v_j^{k+1} \in \mathcal{N}_{k+1}$

$$d(v_i^k, v_j^{k+1}) = \delta(v_j^{k+1})$$

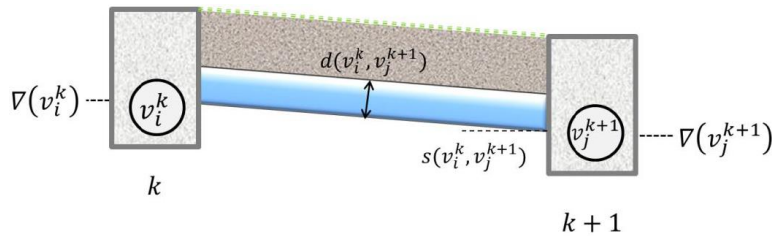


Figura 50. – Representación de un tramo de alcantarillado. Tomado de Duque (2013).

Igualmente, la pendiente asociada con el arco $s(v_i^k, v_j^{k+1})$, es función de las cotas de los nodos que lo componen. Esta se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$s(v_i^k, v_j^{k+1}) = \frac{\nabla(v_i^k) - \nabla(v_j^{k+1})}{l}$$

Ecuación 76. – Pendiente asociada al arco. Tomado de Duque (2013).

En cuanto a las variables de decisión, estas serían fundamentalmente los arcos $(v_i^k, v_j^{k+1}) \in \mathcal{A}$. $x_{i,j}$, es una variable binaria que toma el valor de uno (1) si el arco $(v_i^k, v_j^{k+1}) \in \mathcal{A}$ pertenece al camino que forma la ruta más corta o toma el valor de cero (0) caso contrario. Lo anterior se plantea en la Ecuación 77.

$$x_{i,j} \in \{0,1\} \forall v_i^k \in \mathcal{N}, v_j^{k+1} \in \mathcal{N}$$

Ecuación 77. – Variable de decisión. Tomado de Duque (2013).

La escogencia de un arco $(v_i^k, v_j^{k+1}) \in \mathcal{A}$ implica escoger un diámetro $d(v_i^k, v_j^{k+1})$ y una pendiente de diseño $s(v_i^k, v_j^{k+1})$.

Finalmente, con la función objetivo se busca minimizar los costos propios de la tubería a diseñar y por consiguiente encontrar el diseño que, cumpliendo con todas las restricciones, sea el más económico. La función objetivo sería entonces:

$$\min \sum_{(v_i, v_j) \in \mathcal{A}} c(v_i^k, v_j^{k+1}) x_{i,j}$$

$$c(v_i^k, v_j^{k+1}) = k \cdot (9579.31 \cdot d(v_i^k, v_j^{k+1})^{0.5737} + 1163.77 \cdot V^{1.31})$$

Ecuación 78. – Planteamiento de la función objetivo. Tomado de Duque (2013).

El volumen se calcula entonces de la siguiente forma:

$$V = \left(\left[\frac{H + H'}{2} \right] + d(v_i^k, v_j^{k+1}) + 2e + h \right) \cdot (2B + 2e + d(v_i^k, v_j^{k+1}) \cdot (l \cdot \cos[\tan^{-1} s(v_i^k, v_j^{k+1})]))$$

Ecuación 79. – Cálculo de Volumen.

donde V es el volumen excavado para la instalación de la tubería [m³]; H la profundidad de excavación hasta la cota clave aguas arriba de la tubería [m]; H' la profundidad de excavación hasta la cota clave aguas abajo de la tubería [m]; $d(v_i^k, v_j^{k+1})$ el diámetro del arco $(v_i^k, v_j^{k+1}) \in \mathcal{A}$ [m]; e el espesor de la pared de la tubería [m]; h el relleno que se debe disponer bajo la tubería = 15 cm, según el RAS; B el espacio lateral que debe dejarse a ambos lados de la tubería para colocarla [m]; $s(v_i^k, v_j^{k+1})$ la pendiente asociada al arco y l la longitud de la tubería [m].

Con el procedimiento mencionado anteriormente (representación de las tuberías como grafos y proceso de selección del diseño óptimo) se puede describir la metodología de diseño de una serie de tramos de alcantarillados, por medio de la siguiente figura:

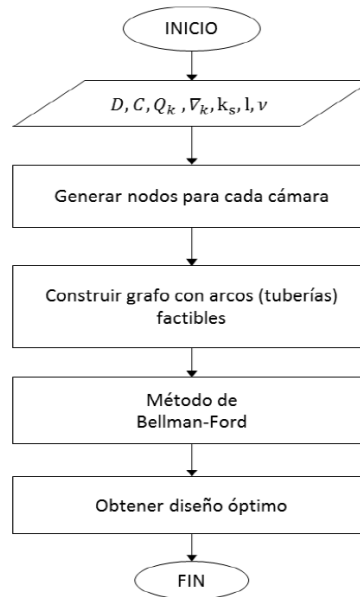


Figura 51. – Metodología para el diseño optimizado de series de tramos de alcantarillado. Tomado de Duque (2013).

4.4 Aplicación de la metodología

La aplicación de la metodología se realiza en la red prototipo presentada anteriormente. La finalidad de esta tarea es determinar qué tanta influencia tienen, en el diseño optimizado, los diferentes valores y metodologías de autolimpieza propuestas en diferentes normativas a nivel mundial. Para dicho fin se debe determinar primeramente las rutas principales, secundarias y terciarias de la red y posteriormente la configuración diámetro – pendiente de cada uno de los tubos pertenecientes a las rutas encontradas. Para el primer paso se hace uso de la metodología propuesta por el Centro de Investigación Estratégica del Agua (CIE) y en el segundo se aplica el algoritmo de resolución del problema de ruta más corta, Bellman – Ford (Ver sección 4.3).

4.4.1 CIE 7.0

Como se menciona anteriormente, el uso del programa CIE 7.0 se realiza con el fin de determinar, en la red prototipo, cuales son las rutas principales, secundarias y terciarias. Cada una de ellas se puede definir de la siguiente manera:

1. Ruta principal: Aquella configuración de tuberías por la cual se mueve la mayor cantidad de agua en el sistema.

2. Ruta secundaria: Configuración de tuberías que desembocan en la ruta principal obtenida anteriormente.
3. Ruta terciaria: Configuración de tuberías que desembocan en una ruta secundaria.

Igualmente, esta configuración de rutas obtenidas puede verse afectada por los criterios de autolimpieza que se consideren. En términos generales, el procedimiento que se lleva a cabo para obtener las rutas es el siguiente: 1) Obtención de las coordenadas de los pozos; 2) Obtención de la elevación (cota rasante) de cada pozo; 3) Determinación de los caudales de diseño para cada tubería y 4) Obtención de las rutas en CIE 7.0. Un ejemplo de la información requerida por el programa se presenta en la Tabla 15.

Tabla 15. – Valores de diseño para CIE 7.0.

NODOS							TUBOS				
ID	X (m)	Y (m)	RASANTE	Hmin	Hmax	Descarga	ID	NODO_IN	NODO_OUT	Q [m3/s]	n
1	1336443.971	1009812.393	2558.708	1.2	5		1	13	35	2.23416	0.013
2	1336795.411	1009623.703	2566.121	1.2	5		2	35	30	0.37689	0.013
3	1335969.251	1009872.803	2554.262	1.2	5		3	30	26	2.47572	0.013
4	1336617.591	1009210.883	2573.461	1.2	5		4	26	29	0.2976	0.013
5	1336277.691	1009898.903	2556.418	1.2	5		5	29	33	0.51705	0.013
6	1336919.971	1009452.303	2577.320868	1.2	5		6	33	19	0.53107	0.013
7	1336532.981	1009334.413	2570.744	1.2	5		7	19	34	0.1782	0.013
8	1336850.911	1009408.123	2576.833	1.2	5		8	34	32	0.399	0.013
9	1336798.001	1009450.923	2573.967	1.2	5		9	32	28	0.35188	0.013
10	1336125.351	1009972.543	2555.41	1.2	5		10	28	25	0.27279	0.013
11	1336614.401	1009718.003	2561.97	1.2	5		11	25	24	0.36331	0.013
12	1336531.761	1009786.683	2559.963	1.2	5		12	24	31	0.44062	0.013
13	1336969.521	1009338.543	2587.335	1.2	5		13	31	38	0.21656	0.013
14	1336357.771	1009646.933	2559.91	1.2	5		14	8	27	0.38266	0.013
15	1336400.831	1009722.853	2559.98	1.2	5		15	27	21	0.29372	0.013
16	1336487.291	1009453.683	2566.687	1.2	5		16	21	37	0.13406	0.013
17	1336714.851	1009462.463	2570.318	1.2	5		17	37	18	0.14149	0.013
18	1336578.731	1009629.103	2564.494	1.2	5		18	18	15	0.6495	0.013
19	1336553.641	1009846.073	2558.328	1.2	5		19	15	20	0.41671	0.013
20	1336234.211	1009807.983	2555.329	1.2	5		20	20	25	0.39034	0.013
21	1336754.071	1009537.963	2569.258	1.2	5		21	36	17	4.82197	0.013
22	1336711.681	1009463.213	2570.401	1.2	5		22	17	21	0.13619	0.013
23	1336618.041	1009282.943	2573.801	1.2	5		23	4	23	0.36036	0.013
24	1335910.571	1009974.783	2552.039038	1.2	5		24	23	22	0.34659	0.013
25	1335990.841	1009933.243	2554.05	1.2	5		25	22	37	0.62179	0.013
26	1337001.431	1009613.093	2569.69	1.2	5		26	7	16	0.84453	0.013
27	1336821.631	1009498.263	2571.628	1.2	5		27	16	18	0.75253	0.013
28	1336164.621	1010047.713	2555.31	1.2	5		28	6	26	0.46247	0.013
29	1336834.651	1009699.723	2564.907	1.2	5		29	2	29	0.38161	0.013
30	1337084.141	1009570.193	2575.501	1.2	5		30	11	33	0.3488	0.013
31	1335611.631	1010130.963	2551.505005	1.2	5		31	12	19	0.25433	0.013
32	1336314.671	1009969.823	2555.823	1.2	5		32	1	34	0.28235	0.013
33	1336653.921	1009793.953	2561.064	1.2	5		33	5	32	0.29821	0.013
34	1336480.881	1009883.463	2557.979	1.2	5		34	10	28	0.27478	0.013
35	1337043.371	1009488.843	2576.787	1.2	5		35	9	27	0.18796	0.013
36	1336856.191	1009226.113	2590.25	1.2	5		36	14	15	0.34921	0.013
37	1336751.301	1009539.293	2567.198	1.2	5		37	3	25	0.12938	0.013
38	1335578.461	1010129.913	2551.505	1.2	5	SI					

Con estos datos de entrada y modificando las restricciones de autolimpieza, se obtienen las rutas en la red prototipo. La Figura 52 presenta los resultados de la metodología aplicando una restricción de 0.6 m/s como velocidad mínima de autolimpieza.

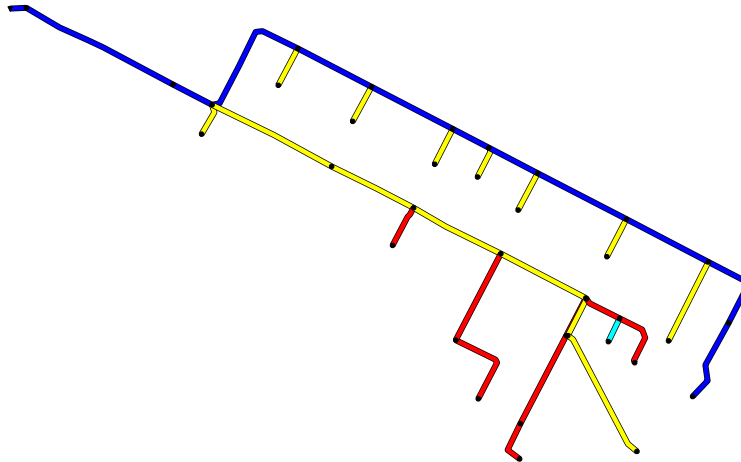


Figura 52. – Rutas red prototipo. Velocidad mínima = 0.6 m/s

En la Figura 52 se puede observar la configuración de las rutas generadas en el programa. En color azul oscuro se presenta la ruta principal, en color amarillo las secundarias, en rojo las terciarias y en color azul claro las cuaternarias. El resultado obtenido anteriormente se debe comparar con algún otro criterio de autolimpieza. Inicialmente, se consideran los siguientes criterios de autolimpieza, aplicables al caso de alcantarillado pluvial, para realizar la comparación:

Tabla 16. – Criterios de autolimpieza considerados.

Esfuerzo Cortante Mínimo			Velocidad Mínima		
Fuente	País	Valor [Pa]	Fuente	País	Valor [m/s]
Lysne (1969)	USA	2	CNA (2007)	México	0.6
Yao (1974)	USA	4	RAS (2000)	Colombia	0.75
ASCE (1970)	USA	12.6	INEN (1992)	Ecuador	0.9

Los resultados obtenidos al aplicar el mismo procedimiento se pueden consultar en los Anexos 21-25. Como se puede observar, la restricción de autolimpieza no es una variable sensible del modelo, por lo cual, cualquier restricción que se considere para la obtención

de las rutas en una red no afecta el resultado final. Una vez obtenidas las rutas de la red, se procede a realizar el diseño optimizado por cada ruta de forma independiente.

4.4.2 Diseño optimizado por tramos

El diseño optimizado por tramos busca obtener un sistema con el menor costo posible mediante la minimización de la función objetivo presentada anteriormente (Ver Ecuación 78). Los datos de entrada al modelo serían entonces el caudal de diseño de cada tramo de la ruta, la cota rasante de los pozos que conforman cada tramo y la longitud de las tuberías. Un ejemplo de la información requerida se presenta en la Tabla 17.

Tabla 17. – Datos de entrada al modelo. Ruta principal.

Nodo	Caudal [m³/s]	Cota Rasante [m]	Longitud [m]
0	0.22	2587.34	0.00
1	0.91	2576.79	172.65
2	1.88	2575.50	90.99
3	2.50	2569.69	93.17
4	2.64	2564.91	187.94
5	3.02	2561.06	203.82
6	3.26	2558.33	113.02
7	3.77	2557.98	81.80
8	4.42	2555.82	187.31
9	4.93	2555.31	169.06
10	10.28	2554.05	270.92
11	10.70	2552.04	90.38
12	10.94	2551.51	337.56
13	1000	2551.51	33.19

En la tabla anterior se tiene el conjunto de nodos que conforman la ruta que se va a diseñar. Se observa que el Nodo 0 corresponde al nodo más aguas arriba, el Nodo 1 sería el nodo inmediatamente aguas abajo del Nodo 0, el Nodo 2 el nodo aguas abajo del Nodo 1 y así sucesivamente hasta llegar al nodo más aguas abajo de la ruta (Nodo 13). Igualmente, la columna de caudal, presenta el caudal de entrada a cada uno de los nodos (y tuberías que conforman dos nodos consecutivos) y la longitud sería la respectiva de cada tubería. Por ejemplo, el Nodo 0 y el Nodo 1 conforman el inicio y final del Tubo 1, cuyo caudal de diseño es de 0.22 m³/s, longitud de 172.65 m y cuenta con una rasante inicial de 2587.34 m y una rasante final de 2576.79 m. El Tubo 2 estaría conformado por el nodo de inicio, Nodo 1, y el Nodo 2 como nodo final, tendría un caudal de diseño de 0.91 m³/s y una longitud de 90.99 m.

Al aplicar la metodología para el diseño independiente por tramos, modificando las restricciones de autolimpieza consideradas para el caso de un alcantarillado pluvial (Ver Tabla 17) se obtiene el diseño optimizado de cada tubería que conforma la totalidad de la red. Las tablas resultantes son las siguientes:

Tabla 18. – Resultados diseño optimizado en la red prototipo.

Velocidad = 0.6 m/s				Velocidad = 0.75 m/s				Velocidad = 0.9 m/s			
Tubo	Costo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Costo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Costo	Pendiente	Diámetro
T01	\$ 6,453,557.95	0.06098	0.8	T01	\$ 6,453,557.95	0.06098	0.8	T01	\$ 6,453,557.95	0.06098	0.8
T02	\$ 2,971,064.40	0.014131	0.8	T02	\$ 2,971,064.40	0.014131	0.8	T02	\$ 2,971,064.40	0.014131	0.8
T03	\$ 3,056,985.85	0.062246	0.8	T03	\$ 3,056,985.85	0.062246	0.8	T03	\$ 3,056,985.85	0.062246	0.8
T04	\$ 7,156,314.14	0.025442	0.8	T04	\$ 7,156,314.14	0.025442	0.8	T04	\$ 7,156,314.14	0.025442	0.8
T05	\$ 9,894,386.06	0.019832	1	T05	\$ 9,894,386.06	0.019832	1	T05	\$ 9,894,386.06	0.019832	1
T06	\$ 5,006,556.53	0.024202	1	T06	\$ 5,006,556.53	0.024202	1	T06	\$ 5,006,556.53	0.024202	1
T07	\$ 4,310,017.41	0.010011	1.2	T07	\$ 4,310,017.41	0.010011	1.2	T07	\$ 4,310,017.41	0.010011	1.2
T08	\$ 14,280,600.82	0.010869	1.35	T08	\$ 14,280,600.82	0.010869	1.35	T08	\$ 14,280,600.82	0.010869	1.35
T09	\$ 13,944,217.96	0.003922	1.5	T09	\$ 13,944,217.96	0.003922	1.5	T09	\$ 13,944,217.96	0.003922	1.5
T10	\$ 25,924,138.33	0.004651	1.5	T10	\$ 25,924,138.33	0.004651	1.5	T10	\$ 25,924,138.33	0.004651	1.5
T11	\$ 6,569,827.86	0.022244	1.5	T11	\$ 6,569,827.86	0.022244	1.5	T11	\$ 6,569,827.86	0.022244	1.5
T12	\$ 57,286,426.63	0.003656	2.2	T12	\$ 57,286,426.63	0.003656	2.2	T12	\$ 57,286,426.63	0.003656	2.2
T13	\$ 3,435,002.04	0.047205	2.2	T13	\$ 3,435,002.04	0.047205	2.2	T13	\$ 3,435,002.04	0.047205	2.2
T14	\$ 3,860,653.08	0.042293	0.45	T14	\$ 3,860,653.08	0.042293	0.45	T14	\$ 3,860,653.08	0.042293	0.45
T15	\$ 16,536,861.57	0.066646	1	T15	\$ 16,536,861.57	0.066646	1	T15	\$ 16,536,861.57	0.066646	1
T16	\$ 5,046,049.37	0.036647	1	T16	\$ 5,046,049.37	0.036647	1	T16	\$ 5,046,049.37	0.036647	1
T17	\$ 106,520.48	0.064951	1.2	T17	\$ 106,520.48	0.064951	1.2	T17	\$ 106,520.48	0.064951	1.2
T18	\$ 26,939,520.45	0.019036	2.2	T18	\$ 26,939,520.45	0.019036	2.2	T18	\$ 26,939,520.45	0.019036	2.2
T19	\$ 33,389,503.22	0.022444	2.2	T19	\$ 33,389,503.22	0.022444	2.2	T19	\$ 33,389,503.22	0.022444	2.2
T20	\$ 30,470,486.75	0.024848	2.2	T20	\$ 30,470,486.75	0.024848	2.2	T20	\$ 30,470,486.75	0.024848	2.2
T21	\$ 49,467,821.44	0.004673	2.2	T21	\$ 49,467,821.44	0.004673	2.2	T21	\$ 49,467,821.44	0.004673	2.2
T22	\$ 1,759,155.12	0.014657	0.5	T22	\$ 1,759,155.12	0.014657	0.5	T22	\$ 1,759,155.12	0.014657	0.5
T23	\$ 2,478,511.56	0.041866	0.45	T23	\$ 2,478,511.56	0.041866	0.45	T23	\$ 2,478,511.56	0.041866	0.45
T24	\$ 1,820,862.46	0.03182	0.6	T24	\$ 1,820,862.46	0.03182	0.6	T24	\$ 1,820,862.46	0.03182	0.6
T25	\$ 748,710.91	0.044164	0.35	T25	\$ 748,710.91	0.044164	0.35	T25	\$ 748,710.91	0.044164	0.35
T26	\$ 1,797,121.34	0.012216	0.5	T26	\$ 1,797,121.34	0.012216	0.5	T26	\$ 1,797,121.34	0.012216	0.5
T27	\$ 2,560,375.42	0.004166	0.7	T27	\$ 2,560,375.42	0.004166	0.7	T27	\$ 2,560,375.42	0.004166	0.7
T28	\$ 7,525,020.68	0.015849	0.6	T28	\$ 7,525,020.68	0.015849	0.6	T28	\$ 7,525,020.68	0.015849	0.6
T29	\$ 2,620,865.68	0.032194	0.6	T29	\$ 2,620,865.68	0.032194	0.6	T29	\$ 2,620,865.68	0.032194	0.6
T30	\$ 1,113,326.08	0.023952	0.4	T30	\$ 1,113,326.08	0.023952	0.4	T30	\$ 1,113,326.08	0.023952	0.4
T31	\$ 5,074,080.04	0.0228	0.8	T31	\$ 5,074,080.04	0.0228	0.8	T31	\$ 5,074,080.04	0.0228	0.8
T32	\$ 7,733,932.39	0.012955	0.6	T32	\$ 7,733,932.39	0.012955	0.6	T32	\$ 7,733,932.39	0.012955	0.6
T33	\$ 1,599,795.31	0.014096	0.45	T33	\$ 1,599,795.31	0.014096	0.45	T33	\$ 1,599,795.31	0.014096	0.45
T34	\$ 2,437,574.49	0.016842	0.5	T34	\$ 2,437,574.49	0.016842	0.5	T34	\$ 2,437,574.49	0.016842	0.5
T35	\$ 1,651,312.64	0.008939	0.5	T35	\$ 1,651,312.64	0.008939	0.5	T35	\$ 1,651,312.64	0.008939	0.5
T36	\$ 1,927,236.62	0.007664	0.5	T36	\$ 1,927,236.62	0.007664	0.5	T36	\$ 1,927,236.62	0.007664	0.5
T37	\$ 1,090,759.69	0.011267	0.35	T37	\$ 1,090,759.69	0.011267	0.35	T37	\$ 1,090,759.69	0.011267	0.35
TOTAL	\$370,045,152.78			TOTAL	\$370,045,152.78			TOTAL	\$370,045,152.78		

Tao = 2 Pa			
Tubo	Costo	Pendiente	Diámetro
T01	\$ 6,453,557.95	0.06098	0.8
T02	\$ 2,971,064.40	0.014131	0.8
T03	\$ 3,056,985.85	0.062246	0.8
T04	\$ 7,156,314.14	0.025442	0.8
T05	\$ 9,894,386.06	0.019832	1
T06	\$ 5,006,556.53	0.024202	1
T07	\$ 4,310,017.41	0.010011	1.2
T08	\$ 14,280,600.82	0.010869	1.35
T09	\$ 13,944,217.96	0.003922	1.5
T10	\$ 25,924,138.33	0.004651	1.5
T11	\$ 6,569,827.86	0.022244	1.5
T12	\$ 57,286,426.63	0.003656	2.2
T13	\$ 3,435,002.04	0.047205	2.2
T14	\$ 3,860,653.08	0.042293	0.45
T15	\$ 16,536,861.57	0.066646	1
T16	\$ 5,046,049.37	0.036647	1
T17	\$ 106,520.48	0.064951	1.2
T18	\$ 26,939,520.45	0.019036	2.2
T19	\$ 33,389,503.22	0.022444	2.2
T20	\$ 30,470,486.75	0.024848	2.2
T21	\$ 49,467,821.44	0.004673	2.2
T22	\$ 1,759,155.12	0.014657	0.5
T23	\$ 2,478,511.56	0.041866	0.45
T24	\$ 1,820,862.46	0.03182	0.6
T25	\$ 748,710.91	0.044164	0.35
T26	\$ 1,797,121.34	0.012216	0.5
T27	\$ 2,560,375.42	0.004166	0.7
T28	\$ 7,525,020.68	0.015849	0.6
T29	\$ 2,620,865.68	0.032194	0.6
T30	\$ 1,113,326.08	0.023952	0.4
T31	\$ 5,074,080.04	0.0228	0.8
T32	\$ 7,733,932.39	0.012955	0.6
T33	\$ 1,599,795.31	0.014096	0.45
T34	\$ 2,437,574.49	0.016842	0.5
T35	\$ 1,651,312.64	0.008939	0.5
T36	\$ 1,927,236.62	0.007664	0.5
T37	\$ 1,090,759.69	0.011267	0.35
TOTAL	\$370,045,152.78		

Tao = 4 Pa			
Tubo	Costo	Pendiente	Diámetro
T01	\$ 6,453,557.95	0.06098	0.8
T02	\$ 2,971,064.40	0.014131	0.8
T03	\$ 3,056,985.85	0.062246	0.8
T04	\$ 7,156,314.14	0.025442	0.8
T05	\$ 9,894,386.06	0.019832	1
T06	\$ 5,006,556.53	0.024202	1
T07	\$ 4,310,017.41	0.010011	1.2
T08	\$ 14,280,600.82	0.010869	1.35
T09	\$ 13,944,217.96	0.003922	1.5
T10	\$ 25,924,138.33	0.004651	1.5
T11	\$ 6,569,827.86	0.022244	1.5
T12	\$ 57,286,426.63	0.003656	2.2
T13	\$ 3,435,002.04	0.047205	2.2
T14	\$ 3,860,653.08	0.042293	0.45
T15	\$ 16,536,861.57	0.066646	1
T16	\$ 5,046,049.37	0.036647	1
T17	\$ 106,520.48	0.064951	1.2
T18	\$ 26,939,520.45	0.019036	2.2
T19	\$ 33,389,503.22	0.022444	2.2
T20	\$ 30,470,486.75	0.024848	2.2
T21	\$ 49,467,821.44	0.004673	2.2
T22	\$ 1,759,155.12	0.014657	0.5
T23	\$ 2,478,511.56	0.041866	0.45
T24	\$ 1,820,862.46	0.03182	0.6
T25	\$ 748,710.91	0.044164	0.35
T26	\$ 1,797,121.34	0.012216	0.5
T27	\$ 2,560,375.42	0.004166	0.7
T28	\$ 7,525,020.68	0.015849	0.6
T29	\$ 2,620,865.68	0.032194	0.6
T30	\$ 1,113,326.08	0.023952	0.4
T31	\$ 5,074,080.04	0.0228	0.8
T32	\$ 7,733,932.39	0.012955	0.6
T33	\$ 1,599,795.31	0.014096	0.45
T34	\$ 2,437,574.49	0.016842	0.5
T35	\$ 1,651,312.64	0.008939	0.5
T36	\$ 1,927,236.62	0.007664	0.5
T37	\$ 1,090,759.69	0.011267	0.35
TOTAL	\$370,045,152.78		

Tao = 12 Pa			
Tubo	Costo	Pendiente	Diámetro
T01	\$ 6,453,557.95	0.06098	0.8
T02	\$ 2,971,064.40	0.014131	0.8
T03	\$ 3,056,985.85	0.062246	0.8
T04	\$ 7,156,314.14	0.025442	0.8
T05	\$ 9,894,386.06	0.019832	1
T06	\$ 5,006,556.53	0.024202	1
T07	\$ 4,310,017.41	0.010011	1.2
T08	\$ 14,280,600.82	0.010869	1.35
T09	\$ 13,944,217.96	0.003922	1.5
T10	\$ 25,924,138.33	0.004651	1.5
T11	\$ 6,569,827.86	0.022244	1.5
T12	\$ 57,286,426.63	0.003656	2.2
T13	\$ 3,435,002.04	0.047205	2.2
T14	\$ 3,860,653.08	0.042293	0.45
T15	\$ 16,536,861.57	0.066646	1
T16	\$ 5,046,049.37	0.036647	1
T17	\$ 106,520.48	0.064951	1.2
T18	\$ 26,939,520.45	0.019036	2.2
T19	\$ 33,389,503.22	0.022444	2.2
T20	\$ 30,470,486.75	0.024848	2.2
T21	\$ 49,467,821.44	0.004673	2.2
T22	\$ 1,759,155.12	0.014657	0.5
T23	\$ 2,478,511.56	0.041866	0.45
T24	\$ 1,820,862.46	0.03182	0.6
T25	\$ 748,710.91	0.044164	0.35
T26	\$ 1,797,121.34	0.012216	0.5
T27	\$ 2,701,505.98	0.007345	0.7
T28	\$ 8,207,195.43	0.012257	0.7
T29	\$ 2,403,733.51	0.037314	0.6
T30	\$ 1,113,326.08	0.023952	0.4
T31	\$ 5,074,080.04	0.0228	0.8
T32	\$ 7,733,932.39	0.012955	0.6
T33	\$ 1,599,795.31	0.014096	0.45
T34	\$ 2,437,574.49	0.016842	0.5
T35	\$ 1,651,312.64	0.008939	0.5
T36	\$ 1,930,844.39	0.013323	0.45
T37	\$ 1,101,231.82	0.012017	0.35
TOTAL	\$370,665,405.81		

La tabla anterior muestra los resultados obtenidos al aplicar el diseño optimizado por tramos a la red prototipo de alcantarillado pluvial. Se observa que el criterio de velocidad mínima o esfuerzo cortante mínimo no es representativo y no afecta el diseño en sí. Solamente se evidencia una pequeña variación cuando se tiene como restricción un esfuerzo cortante de 12 Pa, el cual fue un valor propuesto por la ASCE en el año 1970 y cuya validez ya no aplica para la norma actual de diseño. Dado lo anterior, se puede concluir que para el caso de la red prototipo, los criterios de autolimpieza no juegan ningún papel en el diseño optimizado de una red de alcantarillado pluvial. Lo anterior se puede deber a dos factores: 1) El caudal que se transporta en el sistema de alcantarillado conlleva a tener velocidades altas que se acercan más al límite de velocidad máxima; 2) La topografía del terreno es favorable (topografía con altas pendientes) lo cual lleva a obtener igualmente velocidades mayores.

Al realizar una gráfica (Ver Figura 53) de los resultados obtenidos para cada tubería (pendiente vs diámetro) comparando las pendientes mínimas requeridas por cada uno de los criterios de autolimpieza, se observa que efectivamente los diseños obtenidos se encuentran más cerca de la restricción de velocidad máxima. Las velocidades mínimas se encuentran muy por debajo de las existentes en la tubería. Dado lo anterior, se plantean los siguientes interrogantes: ¿En alcantarillados sanitarios las restricciones de

autolimpieza son importantes en el diseño optimizado? Y ¿Existe algún caudal límite y/o pendiente límite en el cual las restricciones de autolimpieza pierdan importancia?

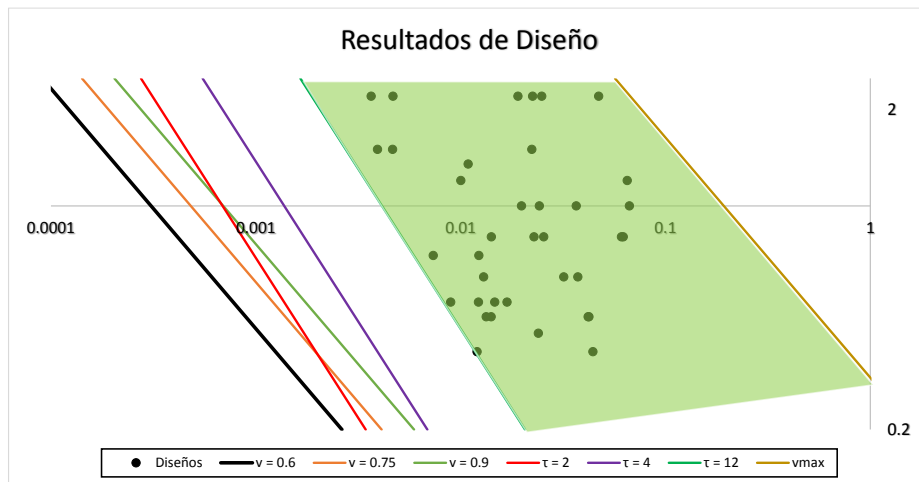


Figura 53. – Resultados del diseño optimizado para la red prototipo.

5 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LOS COSTOS DE DISEÑO

El objetivo del presente capítulo es realizar diferentes variaciones a la red prototipo, con el fin de encontrar los valores límites para los cuales las restricciones de autolimpieza dejen de ser relevantes para el diseño. Se toma como base la ruta principal de la red prototipo y se varían los caudales de diseño de cada tubería que conforma dicha ruta, además de las cotas de terreno de cada pozo. Con lo anterior, se busca simular el eventual comportamiento al diseñar redes de alcantarillados pluviales y sanitarios, puesto que, se emplean caudales altos (pluviales) y caudales bajos (sanitarios) bajo diferentes condiciones topográficas.

5.1 Red de alcantarillado pluvial

En este primer caso se toma la ruta principal de la red prototipo y se varían los caudales de entrada y la topografía del terreno. En total se consideran nueve casos, los cuales se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 19. – Variaciones consideradas para alcantarillado pluvial.

Caso	Caudal	Topografía
1	Original	Original
2	50% Original	Original
3	10% Original	Original
4	Original	50% Original
5	Original	150% Original
6	Original	1% Original
7	150% Original	Original
8	150% Original	1% Original
9	150% Original	150% Original

Como se observa, se parte de un caso base (caso 1) y a partir de este se derivan los otros 8 casos. Los datos para el caso 1 se pueden observar en la Tabla 17; los otros 8 casos se pueden consultar en los Anexos 26-33. Para cada uno de los casos de la Tabla 19, se consideran los criterios de autolimpieza propios para un alcantarillado pluvial (Ver Tabla 16). La finalidad de este ejercicio, es determinar qué importancia tiene el diseño considerando restricciones de velocidad mínima y/o esfuerzo cortante mínimo.

Al aplicar la metodología de diseño optimizado presentada en la Figura 51, se obtienen los costos totales resultantes para las diferentes variaciones de la ruta principal de la red prototipo y bajo cada una de las restricciones de autolimpieza consideradas. Los resultados se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20. – Costos resultantes para cada caso de diseño.

Caso	$v = 0.6 \text{ m/s}$	$v = 0.75 \text{ m/s}$	$v = 0.9 \text{ m/s}$	$\tau = 2 \text{ Pa}$	$\tau = 4 \text{ Pa}$	$\tau = 12 \text{ Pa}$
1	\$ 140,234,251.07	\$ 140,234,251.07	\$ 140,234,251.07	\$ 140,234,251.07	\$ 140,234,251.07	\$ 140,234,251.07
2	\$ 103,615,791.36	\$ 103,615,791.36	\$ 103,615,791.36	\$ 103,615,791.36	\$ 103,615,791.36	\$ 103,615,791.36
3	\$ 56,199,756.41	\$ 56,199,756.41	\$ 56,199,756.41	\$ 56,199,756.41	\$ 56,199,756.41	\$ 62,643,112.05
4	\$ 181,137,494.58	\$ 181,137,494.58	\$ 181,137,494.58	\$ 181,137,494.58	\$ 181,137,494.58	\$ 181,137,494.58
5	\$ 127,847,610.51	\$ 127,847,610.51	\$ 127,847,610.51	\$ 127,847,610.51	\$ 127,847,610.51	\$ 127,847,610.51
6	\$ 595,272,014.83	\$ 595,272,014.83	\$ 595,272,014.83	\$ 595,272,014.83	\$ 595,272,014.83	\$ 595,272,014.83
7	\$ 177,227,642.59	\$ 177,227,642.59	\$ 177,227,642.59	\$ 177,227,642.59	\$ 177,227,642.59	\$ 177,227,642.59
8	\$ 677,584,811.00	\$ 677,584,811.00	\$ 677,584,811.00	\$ 677,584,811.00	\$ 677,584,811.00	\$ 677,584,811.00
9	\$ 156,486,461.31	\$ 156,486,461.31	\$ 156,486,461.31	\$ 156,486,461.31	\$ 156,486,461.31	\$ 156,486,461.31

Los resultados anteriores permiten observar varias cosas. En primer lugar, se observa que los resultados de diseño son indiferentes a las restricciones de autolimpieza; sin embargo, para el caso 3, en el cual es caudal de diseño es sólo el 10% del original, se presenta una pequeña variación para un criterio de esfuerzo cortante mínimo de 12 Pa. Es importante recordar, que este valor de 12 Pa ya no es aplicable y que su consideración en el análisis se realiza netamente de manera comparativa con valores actuales de las normativas. En segundo lugar, para un mismo caso de caudal (1, 4, 5 y 6) a medida que se aumenta la pendiente del terreno, se disminuyen los costos de las tuberías y viceversa. Lo anterior se debe a la diferenciación que se hace entre los costos de excavación y de las tuberías en sí con respecto al costo total; estos se presentan en la Tabla 21.

Tabla 21. – Diferenciación de costos.

Caso	Excavación [COP]	Tubería [COP]	Total [COP]	% Excavación	% Tubería
1	\$ 112,644,643.49	\$ 27,589,607.58	\$ 140,177,808.77	80%	20%
2	\$ 79,691,326.68	\$ 23,924,464.68	\$ 103,573,547.35	77%	23%
3	\$ 45,467,797.62	\$ 17,175,314.43	\$ 62,617,555.27	73%	27%
4	\$ 152,404,921.36	\$ 28,732,573.22	\$ 181,113,621.37	84%	16%
5	\$ 101,346,653.56	\$ 26,500,956.95	\$ 127,760,631.72	79%	21%
6	\$ 564,656,744.22	\$ 30,615,270.61	\$ 595,219,511.98	95%	5%
7	\$ 148,131,340.15	\$ 29,096,302.44	\$ 177,166,030.26	84%	16%
8	\$ 645,367,454.24	\$ 32,217,356.76	\$ 677,529,129.73	95%	5%
9	\$ 127,258,501.38	\$ 29,227,959.93	\$ 156,379,585.03	81%	19%

La tabla anterior muestra la diferenciación de costos y el respectivo porcentaje con respecto a los costos totales. Por ejemplo, para el caso 1, el costo total es de \$140,177,808.77 COP de los cuales \$112,644,643.49 COP [80% del total] corresponden a los costos asociados a la excavación y \$27,589,607.58 COP [20% del total] corresponden a los costos asociados a la tubería en sí. Igualmente se observa que a medida que se disminuye la pendiente para un mismo caso de caudal (1, 4, 5 y 6), el porcentaje del costo asociado con la excavación se incrementa en comparación con una topografía más inclinada. Se puede concluir entonces que a medida que se aumenta la pendiente del terreno, el porcentaje asociado con el costo por excavación disminuye. Los diseños resultantes para cada uno de los casos se presentan de forma tabular en la Tabla 22.

Tabla 22. – Resultados tabulares de diseños para cada caso de estudio.

CASO_01			CASO_02			CASO_03		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.060993	0.7	1	0.060993	0.5	1	0.060993	0.3
2	0.014176	0.7	2	0.014176	0.5	2	0.014176	0.3
3	0.062238	0.7	3	0.063305	0.53	3	0.063305	0.35
4	0.025425	0.7	4	0.025425	0.6	4	0.025425	0.35
5	0.019867	0.9	5	0.019376	0.7	5	0.018886	0.38
6	0.024148	0.9	6	0.024148	0.7	6	0.024148	0.38
7	0.007946	1.05	7	0.006724	0.9	7	0.005501	0.5
8	0.010997	1.05	8	0.011531	0.9	8	0.011531	0.5
9	0.005383	1.35	9	0.005383	1.05	9	0.005383	0.6
10	0.00502	1.4	10	0.005758	1.05	10	0.00502	0.6
11	0.020023	1.4	11	0.016705	1.05	11	0.017811	0.6
12	0.005421	1.8	12	0.005421	1.4	12	0.005125	0.8
13	0.006026	1.8	13	0.006026	1.4	13	0.006026	0.8

CASO_04			CASO_05			CASO_06		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.030568	0.8	1	0.017811	0.6	1	0.005502	1.05
2	0.007034	0.8	2	0.021206	0.6	2	0.005605	1.05
3	0.031111	0.8	3	0.006026	0.8	3	0.00601	1.2
4	0.012769	0.8	4	0.038176	0.7	4	0.005055	1.2
5	0.010401	1	5	0.028739	0.8	5	0.005102	1.2
6	0.012121	1	6	0.036341	0.8	6	0.005574	1.2
7	0.005746	1.2	7	0.008802	1	7	0.006112	1.2
8	0.0063	1.2	8	0.017295	1	8	0.005445	1.35
9	0.005028	1.35	9	0.006861	1.2	9	0.005383	1.35
10	0.005278	1.4	10	0.007714	1.2	10	0.005574	1.35
11	0.005643	1.8	11	0.009072	1.8	11	0.005753	1.8
12	0.005243	1.8	12	0.005332	1.8	12	0.005332	1.8
13	0.006026	1.8	13	0.006026	1.8	13	0.006026	1.8

CASO_07			CASO_08			CASO_09		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.005028	1.35	1	0.005213	1.2	1	0.008802	1
2	0.014176	0.8	2	0.005605	1.2	2	0.021206	0.7
3	0.005643	1.8	3	0.00601	1.35	3	0.006861	1.2
4	0.026489	0.8	4	0.005055	1.35	4	0.038176	0.8
5	0.018886	1	5	0.005102	1.35	5	0.028739	0.9
6	0.024148	1	6	0.005574	1.35	6	0.036341	0.9
7	0.007946	1.2	7	0.006112	1.35	7	0.010024	1.2
8	0.010997	1.2	8	0.005445	1.5	8	0.017295	1.2
9	0.005974	1.5	9	0.005974	1.5	9	0.006861	1.4
10	0.006127	1.5	10	0.005943	1.5	10	0.006607	1.5
11	0.009072	1.8	11	0.009072	1.8	11	0.009072	1.8
12	0.008976	1.8	12	0.008887	1.8	12	0.005036	2.2
13	0.012051	1.8	13	0.006026	2.2	13	0.006026	2.2

Los diseños óptimos encontrados se presentan como función del diámetro y la pendiente de la tubería para cada uno de los nueve casos considerados. Gráficamente estos diseños se pueden comparar con las restricciones de autolimpieza de la siguiente forma:

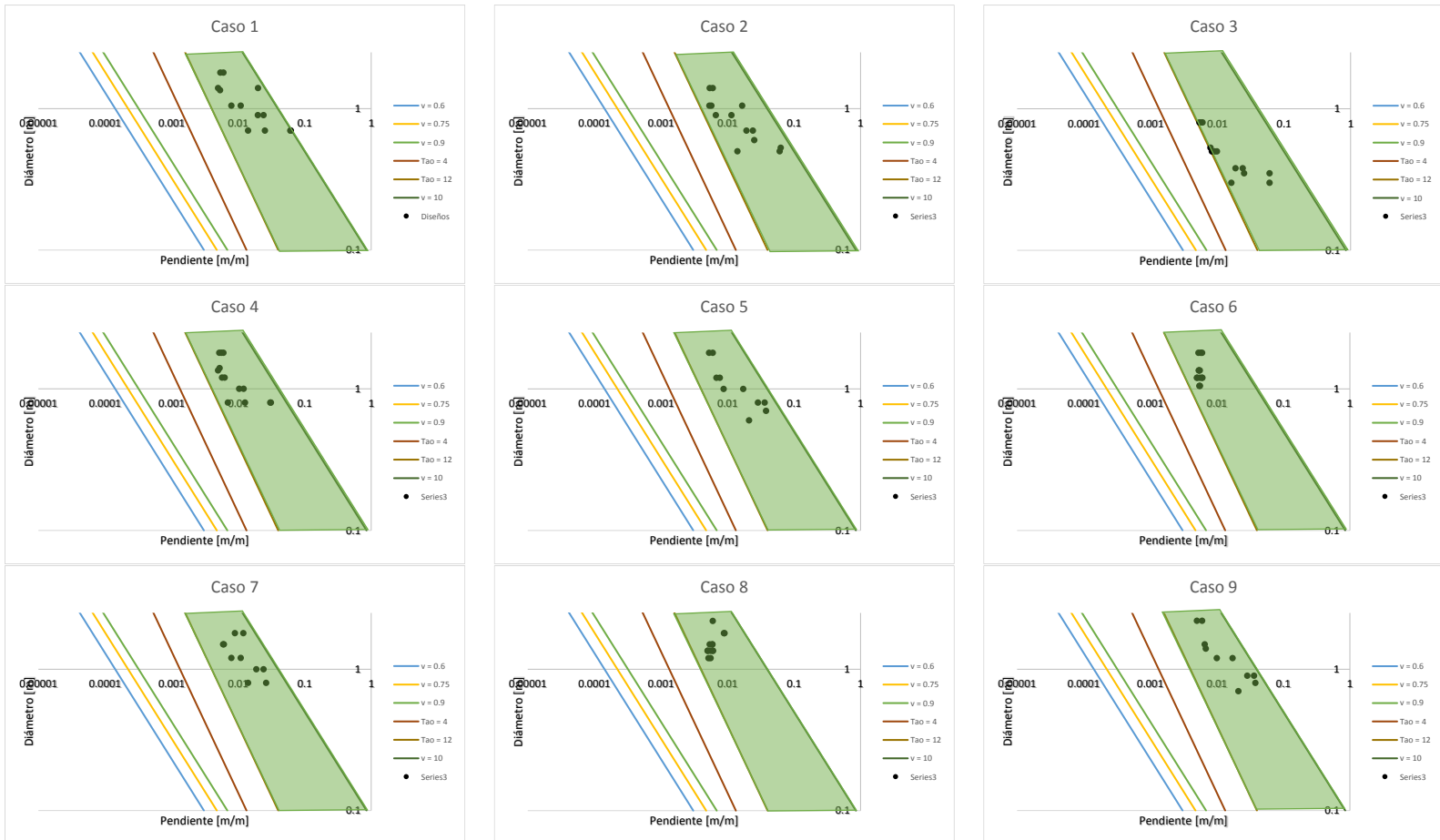


Figura 54. – Resultados gráficos de diseños para cada caso de estudio.

Como es de esperar, la totalidad de los diseños cumplen para las restricciones de autolimpieza consideradas. Igualmente, se observa que la mayoría de diseños óptimos se acercan más al límite derecho de las gráficas, el cual corresponde al criterio de velocidad máxima. Las velocidades y esfuerzos cortantes son mucho mayores a los mínimos requeridos en las normativas de diseño de alcantarillados pluviales a nivel mundial. Adicionalmente, el caso tres se observa que tiene cierta tendencia a tener velocidades menores. Lo anterior se debe básicamente el caudal que está transportando la tubería (90% menor al inicial), por lo cual se puede pensar que para sistemas de

alcantarillado con bajos caudales de diseño (como es el caso de alcantarillados sanitarios) las restricciones de autolimpieza sí pueden llegar a afectar el diseño final de la red.

Dado lo anterior se puede concluir lo siguiente: En alcantarillados pluviales las restricciones de autolimpieza no juegan un papel importante en el diseño optimizado, puesto que, las velocidades y esfuerzos cortantes obtenidos son mucho mayores a los mínimos requeridos por las normativas de diseño para garantizar condiciones de autolimpieza al interior de una tubería. La naturaleza de un alcantarillado pluvial y dado las condiciones a las cuales se ve sometido, llevan a condiciones de arrastre de partículas sedimentables y sólidos existentes al interior de una tubería cuando se presenten eventos de precipitación. En conclusión, un evento de precipitación “limpia” el alcantarillado de partículas sedimentables, basuras, biopelículas, entre otros.

5.2 Red de alcantarillado sanitario

El segundo caso considerado simula una red de agua residual. Se toma la ruta principal de la red prototipo y se parte del caso más crítico posible de caudal (1 L/s de ingreso a cada nodo del sistema); se varía la topografía del terreno. En total se consideran cinco casos, los cuales se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 23. – Variaciones consideradas para alcantarillado sanitario.

Caso	Caudal	Topografía
1	Original	Original
2	Original	50% Original
3	Original	30% Original
4	Original	10% Original
5	Original	5% Original

Como se observa, se parte de un caso base (caso 1) y a partir de este se derivan los otros 4 casos. Los datos para el caso 1 se pueden observar en la Tabla 24. Para cada uno de los casos se consideran los criterios de autolimpieza propios para un alcantarillado sanitario (Ver Tabla 25). La finalidad de este ejercicio, es determinar qué importancia tiene el diseño considerando restricciones de velocidad mínima y/o esfuerzo cortante mínimo.

Tabla 24. – Caso base para análisis de alcantarillado sanitario.

Nodo	Caudal [m ³ /s]	Cota Rasante [m]	Longitud [m]
0	0.001	2587.34	0.00
1	0.003	2576.79	172.65
2	0.005	2575.50	90.99
3	0.007	2569.69	93.17
4	0.009	2564.91	187.94
5	0.011	2561.06	203.82
6	0.013	2558.33	113.02
7	0.015	2557.98	81.80
8	0.017	2555.82	187.31
9	0.019	2555.31	169.06
10	0.021	2554.05	270.92
11	0.023	2552.04	90.38
12	0.025	2551.51	337.56
13	1000	2551.51	33.19

Al aplicar la metodología de diseño optimizado presentada en la Figura 51, se obtienen los costos totales resultantes para las diferentes variaciones de la ruta principal de la red prototipo y bajo cada una de las restricciones de autolimpieza consideradas. Los resultados se muestran en la Tabla 26.

Tabla 25. – Restricciones de autolimpieza en alcantarillados sanitarios.

Esfuerzo Cortante			Velocidad			Nuevas Metodologías		
Fuente	País	Valor [Pa]	Fuente	País	Valor [m/s]	Fuente	País	Valor
RAS (2000)	Colombia	1.5	RAS (2000)	Colombia	0.45	Macke (1982)	Alemania	1.07 Pa
IBNORCA (2007)	Bolivia	1	CNA (2007)	México	0.3	ASCE (2009)	USA	0.867 Pa
Yao (1974)	USA	2	ASCE (1970)	USA	0.6			

Tabla 26. – Costos resultantes para cada caso de diseño. Alcantarillado sanitario.

CASO	1	2	3	4	5
v = 0.3 m/s	\$ 29,496,140.23	\$ 36,519,243.18	\$ 44,931,596.14	\$ 78,035,209.11	\$ 102,669,129.85
v = 0.45 m/s	\$ 29,496,140.23	\$ 36,519,243.18	\$ 44,931,596.14	\$ 86,652,566.93	\$ 115,675,120.27
v = 0.6 m/s	\$ 29,496,140.23	\$ 36,563,855.43	\$ 45,437,544.63	\$ 129,345,212.41	\$ 159,002,335.84
τ = 1 Pa	\$ 29,496,140.23	\$ 36,519,243.18	\$ 44,931,596.14	\$ 78,035,209.11	\$ 106,353,537.14
τ = 1.5 Pa	\$ 29,496,140.23	\$ 36,519,243.18	\$ 44,977,258.76	\$ 91,962,353.81	\$ 121,295,836.01
τ = 2 Pa	\$ 29,496,140.23	\$ 36,563,855.43	\$ 45,069,795.02	\$ 111,923,602.29	\$ 142,550,253.41
Macke (1982)	\$ 29,496,140.23	\$ 36,519,243.18	\$ 44,931,596.14	\$ 78,035,209.11	\$ 102,669,129.85
Tractive Force	\$ 29,496,140.23	\$ 36,519,243.18	\$ 44,931,596.14	\$ 78,035,209.11	\$ 102,669,129.85

Los resultados anteriores permiten observar varias cosas. En primer lugar, los resultados de diseño son indiferentes a las restricciones de autolimpieza para pendientes del terreno altas ($> 1.8\%$), sin embargo, para los demás casos sí se presentan variaciones entre criterios. Por ejemplo, para el caso 2 el costo total del sistema de tuberías aumenta en \$44,612.25 COP si se realiza un diseño basado en una velocidad mínima de 0.6 m/s en reemplazo de una velocidad de 0.3 m/s. Igualmente, en la medida que se disminuya la pendiente del terreno, la diferencia de costos entre un criterio muy restrictivo (0.6 m/s) y uno no tan restrictivo (0.3 m/s) se incrementa. Otro fenómeno que se puede identificar corresponde a la mayor variabilidad de costos generada por las restricciones de autolimpieza. En pendientes de terreno altas la variación es mucho menor que en topografías muy planas. Por ejemplo, para el caso 2 sólo se presenta variación de costos con los criterios de $v = 0.6$ m/s y $\tau = 2$ Pa, mientras que en el caso 5 los criterios de $v = 0.45$ m/s, $v = 0.6$ m/s, $\tau = 1$ Pa, $\tau = 1.5$ Pa y $\tau = 2$ Pa generan costos diferentes entre sí.

Los diseños resultantes, dado lo anterior, van a variar dependiendo del criterio de autolimpieza con el cual se diseñe, por lo cual se deben presentar los resultados para cada caso y bajo cada restricción de diseño. A continuación se presenta una serie de tablas y gráficas con los resultados para el caso 1 de estudio. Los otros casos se presentan en las Anexos 34-42.

Tabla 27. – Resultados de diseños para el Caso 1.

V = 0.3 m/s			V = 0.45 m/s			V = 0.6 m/s		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.060993	0.2	1	0.060993	0.2	1	0.060993	0.2
2	0.014176	0.2	2	0.014176	0.2	2	0.014176	0.2
3	0.062238	0.2	3	0.062238	0.2	3	0.062238	0.2
4	0.025425	0.2	4	0.025425	0.2	4	0.025425	0.2
5	0.018886	0.2	5	0.018886	0.2	5	0.018886	0.2
6	0.024148	0.2	6	0.024148	0.2	6	0.024148	0.2
7	0.005501	0.2	7	0.005501	0.2	7	0.005501	0.2
8	0.010997	0.2	8	0.010997	0.2	8	0.010997	0.2
9	0.005383	0.25	9	0.005383	0.25	9	0.005383	0.25
10	0.00502	0.25	10	0.00502	0.25	10	0.00502	0.25
11	0.017811	0.25	11	0.017811	0.25	11	0.017811	0.25
12	0.005125	0.25	12	0.005125	0.25	12	0.005125	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

$\tau = 1 \text{ Pa}$			$\tau = 1.5 \text{ Pa}$			$\tau = 2 \text{ Pa}$		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.060993	0.2	1	0.060993	0.2	1	0.060993	0.2
2	0.014176	0.2	2	0.014176	0.2	2	0.014176	0.2
3	0.062238	0.2	3	0.062238	0.2	3	0.062238	0.2
4	0.025425	0.2	4	0.025425	0.2	4	0.025425	0.2
5	0.018886	0.2	5	0.018886	0.2	5	0.018886	0.2
6	0.024148	0.2	6	0.024148	0.2	6	0.024148	0.2
7	0.005501	0.2	7	0.005501	0.2	7	0.005501	0.2
8	0.010997	0.2	8	0.010997	0.2	8	0.010997	0.2
9	0.005383	0.25	9	0.005383	0.25	9	0.005383	0.25
10	0.00502	0.25	10	0.00502	0.25	10	0.00502	0.25
11	0.017811	0.25	11	0.017811	0.25	11	0.017811	0.25
12	0.005125	0.25	12	0.005125	0.25	12	0.005125	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

Macke (1982)			ASCE (2009)		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.060993	0.2	1	0.060993	0.2
2	0.014176	0.2	2	0.014176	0.2
3	0.062238	0.2	3	0.062238	0.2
4	0.025425	0.2	4	0.025425	0.2
5	0.018886	0.2	5	0.018886	0.2
6	0.024148	0.2	6	0.024148	0.2
7	0.005501	0.2	7	0.005501	0.2
8	0.010997	0.2	8	0.010997	0.2
9	0.005383	0.25	9	0.005383	0.25
10	0.00502	0.25	10	0.00502	0.25
11	0.017811	0.25	11	0.017811	0.25
12	0.005125	0.25	12	0.005125	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

Los diseños óptimos encontrados se presentan como función del diámetro y la pendiente de la tubería para cada una de las restricciones de autolimpieza consideradas. Gráficamente los resultados de la Tabla 27 se pueden ver de la siguiente forma:

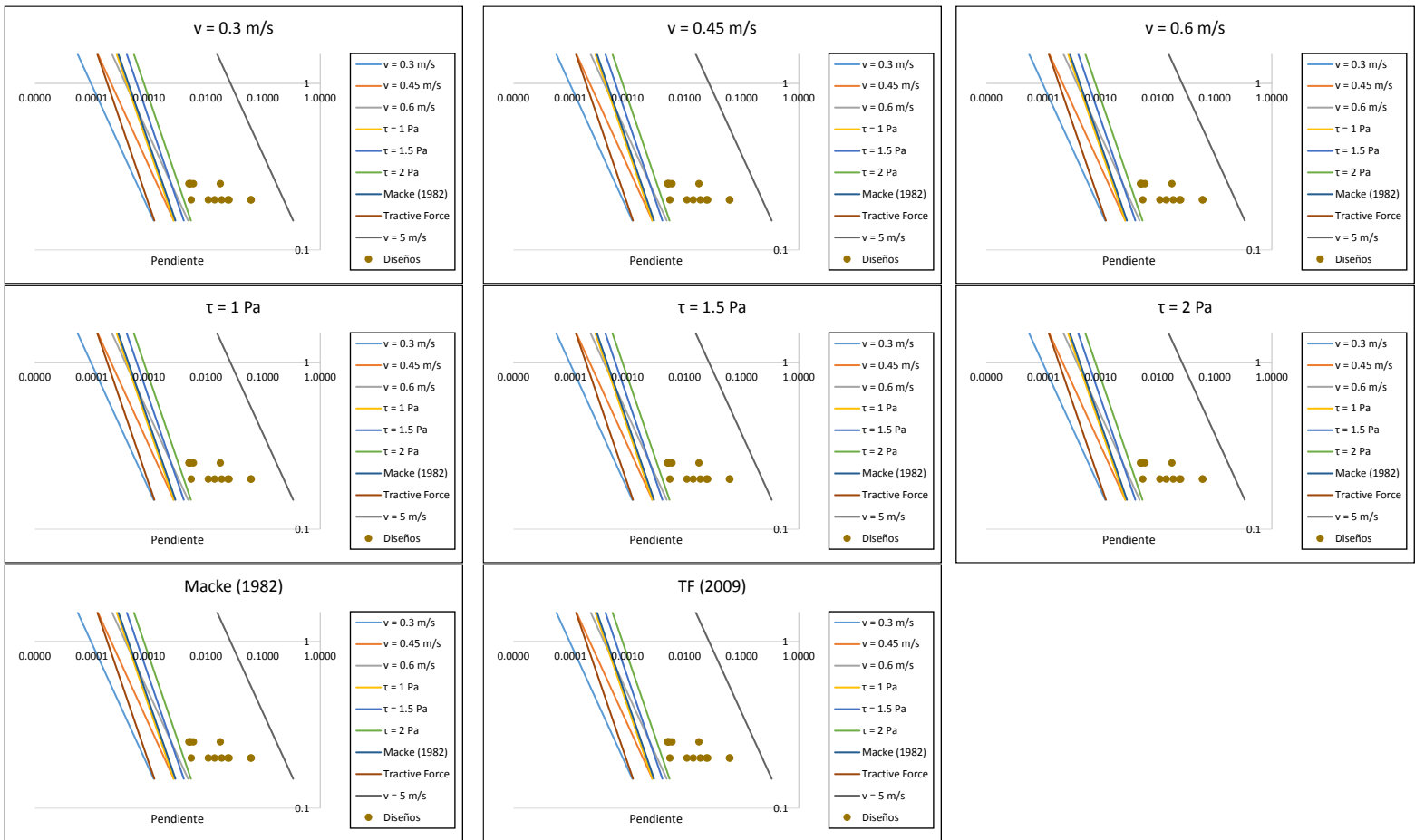


Figura 55. – Resultados gráficos de diseños para el Caso 1.

En la figura anterior se observa que para el caso de pendiente mayor (cercana a 1.8%) los criterios de autolimpieza no afectan el diseño optimizado de una red de alcantarillado sanitario, a pesar que el caudal de diseño es muy bajo. Caso contrario, y como se muestra en la Tabla 26, a menores pendientes el diseño sí puede variar entre criterios de autolimpieza. Dado lo anterior, resulta importante encontrar el punto de diseño en el cual las restricciones de autolimpieza dejen de ser importantes en el diseño optimizado de una red de alcantarillado. Se busca, por consiguiente, un valor de caudal y pendiente límite.

Dado lo anterior se puede concluir lo siguiente: En alcantarillados sanitarios las restricciones de autolimpieza sí juegan un papel importante en el diseño optimizado. Sin embargo, estas consideraciones sólo resultan ser importantes para caudales bajos y terrenos muy planos, en los cuales el drenaje de aguas lleva a generar costos muy elevados. Para estos casos específicos se debería pensar en otras alternativas para el

transporte de estas aguas. Igualmente, en casos en los cuales el caudal de diseño sea menor a 1 L/s, no sería factible implementar un sistema de alcantarillado, puesto que, se tendrían restricciones de diámetro mínimo y sería más costo/efectivo instalar otro tipo de soluciones al drenaje de aguas residuales.

5.3 Condiciones límite

Como se menciona anteriormente, en caudales altos, el diseño optimizado de una red de alcantarillado no se ve afectado por las restricciones de autolimpieza; caso contrario para caudales bajos y condiciones topográficas poco favorables, sí se pueden presentar variaciones en los costos finales si se diseña con un criterio u otro. Dado lo anterior, es importante encontrar cuál resulta ser el límite de pendiente y caudal en el cual las restricciones de autolimpieza dejen de ser importantes en el diseño optimizado de alcantarillados. Para encontrar estos valores, se proponen cinco corridas y cada una de ellas cuenta con seis casos de estudio. En total se simulan 30 diferentes combinaciones de caudal pendiente y se maneja el diseño como una red de alcantarillado sanitario. Las corridas y casos considerados se presentan en la Tabla 28.

Tabla 28. – Casos y corridas para análisis de condición límite.

Corrida	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6
01 – Aumento 1 L/s en cada nodo	Topografía Original	50% Topografía Original	30% Topografía Original	10% Topografía Original	5% Topografía Original	Terreno Plano
02 – Aumento 2 L/s en cada nodo	Topografía Original	50% Topografía Original	30% Topografía Original	10% Topografía Original	5% Topografía Original	Terreno Plano
03 – Aumento 3 L/s en cada nodo	Topografía Original	50% Topografía Original	30% Topografía Original	10% Topografía Original	5% Topografía Original	Terreno Plano
04 – Aumento 5 L/s en cada nodo	Topografía Original	50% Topografía Original	30% Topografía Original	10% Topografía Original	5% Topografía Original	Terreno Plano
05 – Aumento 10 L/s en cada nodo	Topografía Original	50% Topografía Original	30% Topografía Original	10% Topografía Original	5% Topografía Original	Terreno Plano

Las tablas de entrada para cada caso se presentan en los Anexos 43 – 72. Cada uno de los casos anteriores, se simula para las diferentes condiciones de caudal (corridas) y se

verifican las variaciones propias para cada restricción de autolimpieza. Los resultados para la primera corrida se presentan en la Tabla 29.

Tabla 29. – Resultados Corrida 01.

Corrida 01. Aumento de caudal 1 L/s en cada nodo						
Pendiente	1.76%	0.88%	0.53%	0.18%	0.09%	0.00%
Caso	1	2	3	4	5	6
$v = 0.3 \text{ m/s}$	\$ 27,466,804	\$ 34,141,352	\$ 41,777,958	\$ 72,263,025	\$ 95,195,163	-
$v = 0.45 \text{ m/s}$	\$ 27,466,804	\$ 34,141,352	\$ 41,777,958	\$ 80,374,687	\$ 107,506,456	-
$v = 0.6 \text{ m/s}$	\$ 27,466,804	\$ 34,322,331	\$ 42,605,821	\$ 134,355,829	\$ 163,282,525	-
$\tau = 1 \text{ Pa}$	\$ 27,466,804	\$ 34,141,352	\$ 41,777,958	\$ 72,263,025	\$ 98,664,563	-
$\tau = 1.5 \text{ Pa}$	\$ 27,466,804	\$ 34,141,352	\$ 41,869,690	\$ 88,548,885	\$ 116,267,192	-
$\tau = 2 \text{ Pa}$	\$ 27,466,804	\$ 34,276,462	\$ 42,196,689	\$ 119,790,667	\$ 148,265,165	-
Macke (1982)	\$ 27,466,804	\$ 34,141,352	\$ 41,777,958	\$ 73,862,028	\$ 100,413,983	-
ASCE (2009)	\$ 27,466,804	\$ 34,141,352	\$ 41,777,958	\$ 72,263,025	\$ 95,195,163	-

La tabla anterior permite determinar bajo qué condiciones de pendiente las restricciones de autolimpieza afectan el diseño. Se observa que en una pendiente del 1.76% el costo final es indiferente del criterio de autolimpieza empleado para ese incremento de caudal. Es de esperar entonces, que si se aumenta la pendiente del terreno el diseño igualmente va a tener los mismos costos entre criterios de autolimpieza. Adicional a lo anterior, se observa que para pendientes menores y bajo ese caudal, sí se generan cambios. Gráficamente lo anterior se puede presentar de la siguiente forma:

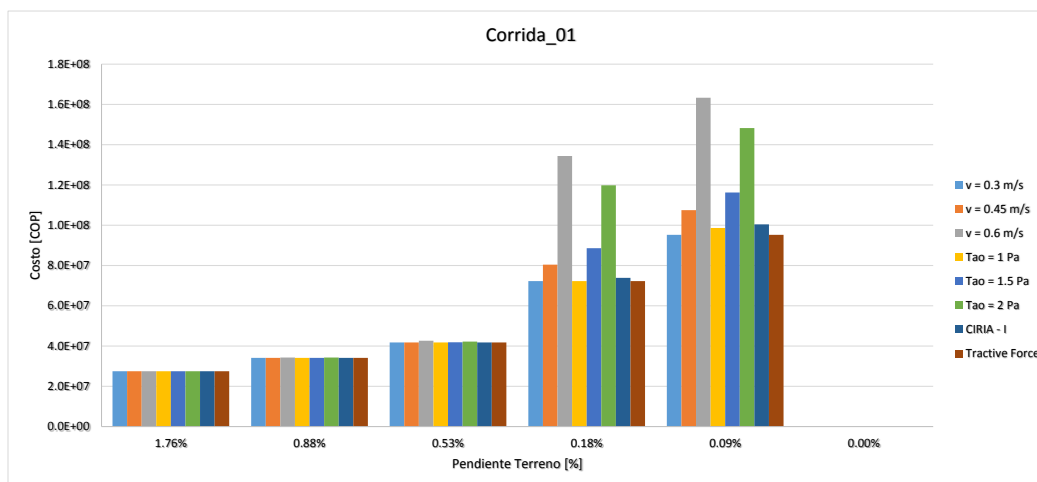


Figura 56. – Costos asociados a la Corrida 01.

La Figura 56 presenta las diferencias de costo asociadas con cada caso (pendiente de terreno) bajo esa condición de caudal. Se observa que en la medida que se disminuya la pendiente del terreno, la diferencia de costos entre criterios de autolimpieza aumenta. Por ejemplo, la diferencia entre costos para la pendiente de 0.53% entre un criterio de 0.6 m/s y uno de 0.3 m/s es de \$827,863.21 COP, mientras que para una pendiente menor, de 0.09%, esa diferencia aumenta a \$68,087,361.65 COP. Además de lo anterior, se observa que el caso 6 (pendiente 0%) no tiene soluciones posibles de diseño, por lo cual para esos caudales no es factible diseñar un sistema de alcantarillado en la zona. Si este procedimiento se repite para la segunda corrida, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 30. – Resultados Corrida 02.

Corrida 02. Aumento de caudal 2 L/s en cada nodo						
Pendiente	1.76%	0.88%	0.53%	0.18%	0.09%	0.00%
Caso	1	2	3	4	5	6
$v = 0.3 \text{ m/s}$	\$ 29,496,140	\$ 36,825,896	\$ 48,193,688	\$ 78,035,209	\$ 102,669,130	\$ 130,828,611
$v = 0.45 \text{ m/s}$	\$ 29,496,140	\$ 36,825,896	\$ 48,193,688	\$ 78,035,209	\$ 102,669,130	\$ 130,828,611
$v = 0.6 \text{ m/s}$	\$ 29,496,140	\$ 36,825,896	\$ 48,193,688	\$ 95,476,449	\$ 125,194,472	\$ 154,862,941
$\tau = 1 \text{ Pa}$	\$ 29,496,140	\$ 36,825,896	\$ 48,193,688	\$ 78,035,209	\$ 102,669,130	\$ 130,828,611
$\tau = 1.5 \text{ Pa}$	\$ 29,496,140	\$ 36,825,896	\$ 48,193,688	\$ 81,446,009	\$ 108,211,059	\$ 136,745,209
$\tau = 2 \text{ Pa}$	\$ 29,496,140	\$ 36,825,896	\$ 48,193,688	\$ 93,543,044	\$ 123,114,120	\$ 154,629,324
Macke (1982)	\$ 29,496,140	\$ 36,825,896	\$ 48,193,688	\$ 78,035,209	\$ 102,669,130	\$ 130,828,611
ASCE (2009)	\$ 29,496,140	\$ 36,825,896	\$ 48,193,688	\$ 78,035,209	\$ 102,669,130	\$ 130,828,611

Consecuente a lo mencionado con anterioridad, se observa que si se incrementa el caudal de diseño, la pendiente límite deja de ser la mayor (1.76%) y pasa a ser la de 0.53%. Para esta pendiente, 0.53%, no es importante bajo qué condición de autolimpieza se haya realizado el diseño, puesto que, el costo final de la red es igual para cualquier criterio de autolimpieza. Gráficamente lo anterior se puede presentar de la siguiente forma:

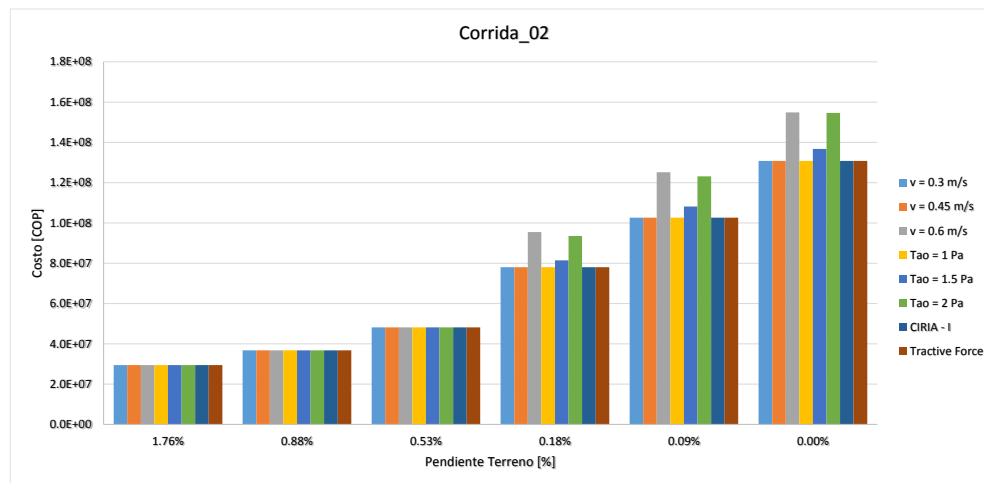


Figura 57. – Costos asociados a la Corrida 02.

La Figura 57 presenta las diferencias de costo asociadas con cada caso (pendiente de terreno) bajo esa condición de caudal. Se observa que en la medida que se disminuya la pendiente del terreno, la diferencia de costos entre criterios de autolimpieza aumenta. Sin embargo, como se menciona con anterioridad, la pendiente límite disminuye en la medida que se aumenta el caudal. Los casos intermedios 3 y 4 se presentan en los Anexos 75 y 76. Finalmente, el caso 5 muestra que para un caudal de ingreso de 10 L/s en cada nodo de la red y bajo cualquier pendiente del terreno (incluso terreno plano) los criterios de autolimpieza no son una variable que afecte el diseño de una red de alcantarillado. Lo anterior mencionado se puede observar en la Tabla 31.

Tabla 31. – Resultados Corrida 05.

Corrida 05. Aumento de caudal 10 L/s en cada nodo						
Pendiente	1.76%	0.88%	0.53%	0.18%	0.09%	0.00%
Caso	1	2	3	4	5	6
$v = 0.3 \text{ m/s}$	\$ 37,996,871	\$ 47,047,295	\$ 58,744,822	\$ 100,594,048	\$ 131,612,600	\$ 168,650,186
$v = 0.45 \text{ m/s}$	\$ 37,996,871	\$ 47,047,295	\$ 58,744,822	\$ 100,594,048	\$ 131,612,600	\$ 168,650,186
$v = 0.6 \text{ m/s}$	\$ 37,996,871	\$ 47,047,295	\$ 58,744,822	\$ 100,594,048	\$ 131,612,600	\$ 168,650,186
$\tau = 1 \text{ Pa}$	\$ 37,996,871	\$ 47,047,295	\$ 58,744,822	\$ 100,594,048	\$ 131,612,600	\$ 168,650,186
$\tau = 1.5 \text{ Pa}$	\$ 37,996,871	\$ 47,047,295	\$ 58,744,822	\$ 100,594,048	\$ 131,612,600	\$ 168,650,186
$\tau = 2 \text{ Pa}$	\$ 37,996,871	\$ 47,047,295	\$ 58,744,822	\$ 100,594,048	\$ 131,612,600	\$ 168,650,186
Macke (1982)	\$ 37,996,871	\$ 47,047,295	\$ 58,744,822	\$ 100,594,048	\$ 131,612,600	\$ 168,650,186
ASCE (2009)	\$ 37,996,871	\$ 47,047,295	\$ 58,744,822	\$ 100,594,048	\$ 131,612,600	\$ 168,650,186

Como se menciona anteriormente, se observa que si el caudal de entrada a cada nodo del sistema es superior o igual a 10 L/s, bajo cualquier condición topográfica, las restricciones de autolimpieza dejan de ser un factor importante en el diseño optimizado de un alcantarillado. Gráficamente lo anterior se puede presentar de la siguiente forma:

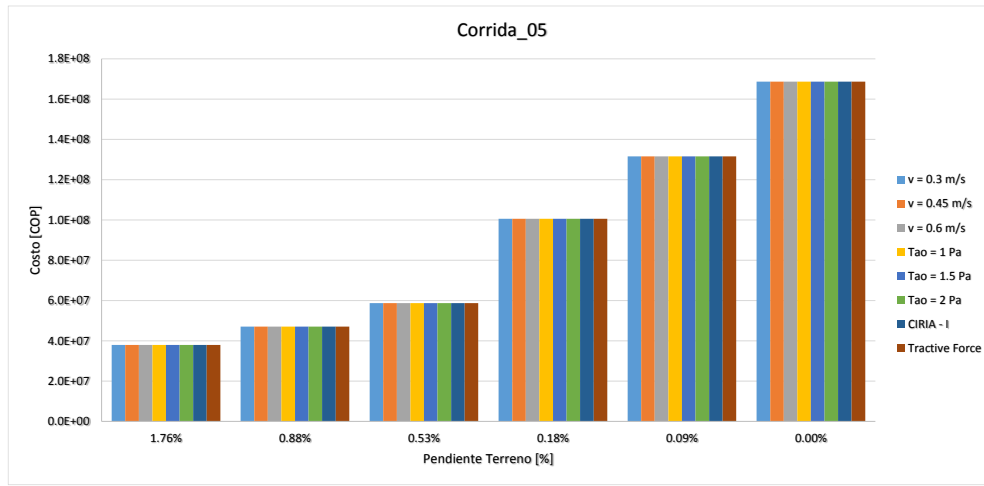


Figura 58. – Costos asociados a la corrida 05.

Al realizar una regresión potencial entre la pendiente del terreno y la diferencia de caudales entre el nodo más alejado de la ruta y el nodo inicial, se obtiene lo siguiente:

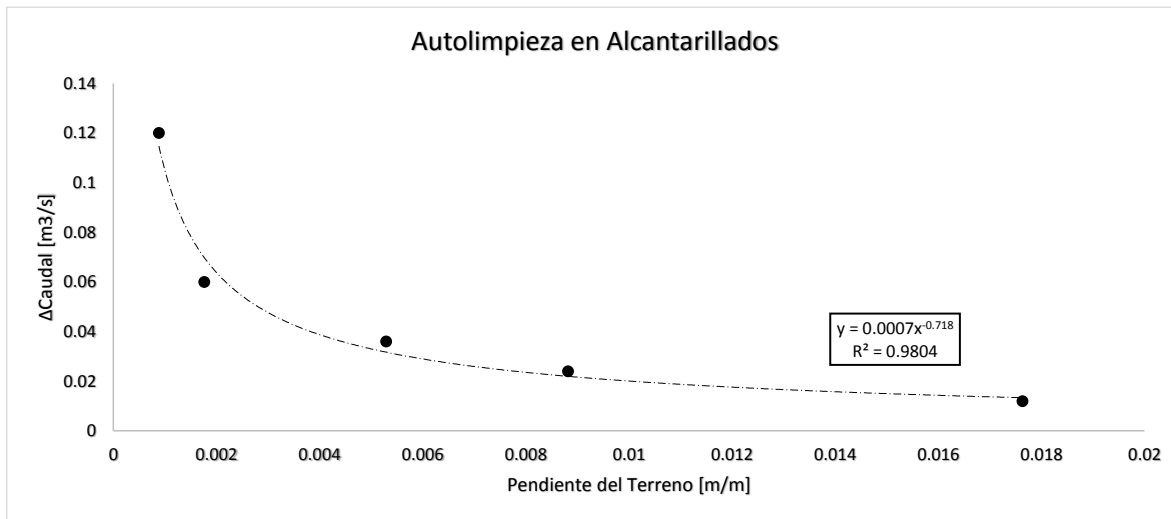


Figura 59. – Límite de autolimpieza en alcantarillados.

La Figura 59 presenta la relación existente entre el caudal de una red y la pendiente de la misma. En las abscisas se tienen los datos de pendiente del terreno mientras que en las ordenadas se presentan las diferencias de caudales entre el nodo de inicio y el nodo final de la ruta principal de la red de alcantarillado. Por ejemplo, si la red cuenta con 10 nodos y en cada uno de ellos ingresa un caudal de 5 L/s, la diferencia de caudales (Δ Caudal) será de 45 L/s.

La anterior figura muestra entonces la zona en la cual las restricciones de autolimpieza no son representativas en el diseño optimizado de un sistema de alcantarillado. Si la red a diseñar se encuentra por encima de la curva, los criterios de autolimpieza no juegan un papel en el diseño por consiguiente se es indiferente un diseño con una velocidad de 0.6 m/s, un esfuerzo cortante de 1.5 Pa o con una metodología que se base en las características de los sedimentos (CIRIA, ASCE).

5.4 Verificación de metodología

Con el fin de verificar los resultados obtenidos anteriormente, se procede a la aplicación de un caso real de estudio en una red de alcantarillado. Esta se localiza en el sector de La Esmeralda en la ciudad de Bogotá la cual cuenta con 28 pozos, 34 tuberías y 1 punto de descarga. La finalidad de este ejercicio consiste en comprobar si bajo determinada topografía del terreno y con dos configuraciones de caudal (pluvial y sanitario) se cumple con las condiciones de autolimpieza mostradas en la Figura 59. Como se menciona

anteriormente, esta red se localiza en el barrio La Esmeralda de la ciudad de Bogotá. El sector se caracteriza por ser en su mayoría de uso residencial y tener una topografía con pendientes muy bajas. Un esquema de la red se presenta en la Figura 60.

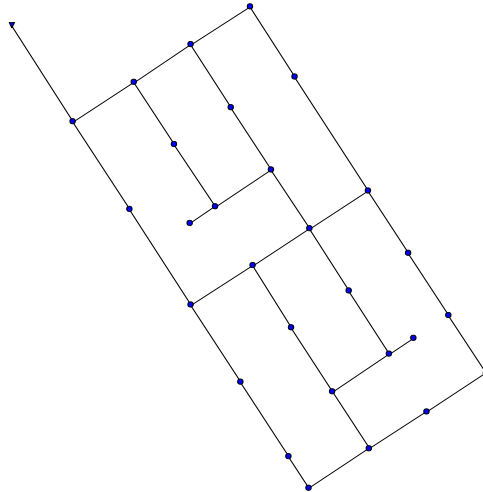


Figura 60. – Red La Esmeralda.

Esta red se va a tomar tanto para agua lluvia como para agua residual. Dado lo anterior, el primer procedimiento a realizar es la determinación de los caudales de ingreso a cada uno de los nodos en ambos casos. Para el caso de un alcantarillado pluvial, se deben establecer las áreas de drenaje a cada nodo mediante un modelo de lluvia – escorrentía. Se toma el modelo de Onda Cinemática empleado por EPASWMM complementado con el modelo de infiltración de Número de Curva y se determinan los parámetros propios de cada subcuenca. El cálculo de cada subcuenca se realiza mediante la aplicación de Polígonos de Thiessen. El evento de precipitación y las áreas aferentes se muestran en la Figura 61.

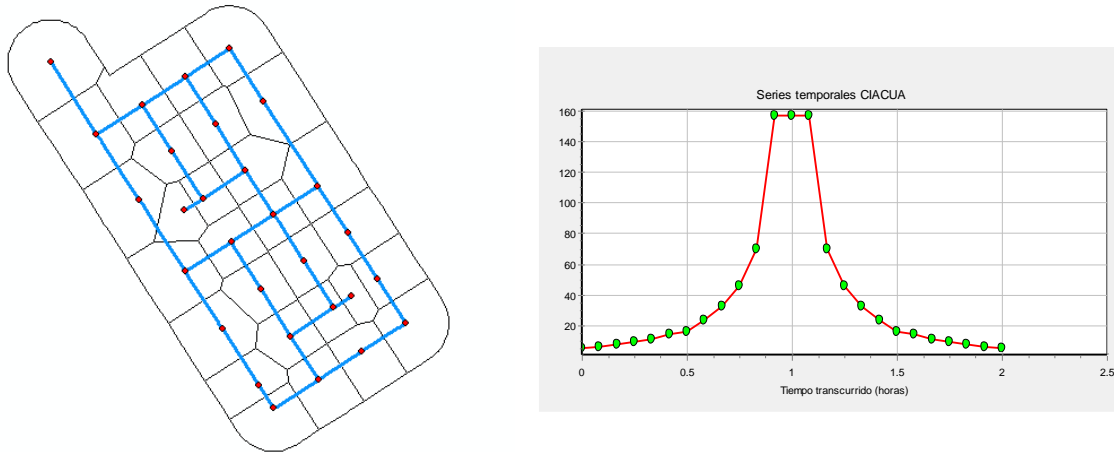


Figura 61. – Subcuencas aferentes a cada pozo de la red y Lluvia de diseño.

Una vez obtenidos los parámetros de las subcuencas y el evento de precipitación, se corre el modelo de lluvia – escorrentía y se obtienen los hidrogramas de entrada a cada uno de los pozos del sistema. Para el caso de simulación como alcantarillado sanitario, se ingresa a cada uno de los nodos un caudal de 1 L/s. Con estos hidrogramas obtenidos, y la topología de la red, se determinan las rutas mediante el programa CIE 7.0.

Para la determinación de las rutas en la red La Esmeralda se construyen las tablas con los caudales de diseño propios de cada nodo del sistema. Estas se ingresan al programa CIE 7.0 y se obtienen las rutas de la red. Estas se pueden ver en la siguiente figura:

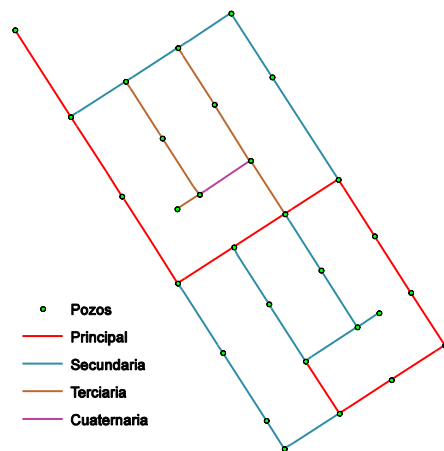


Figura 62. – Rutas red La Esmeralda.

Una vez se obtienen las rutas, se procede a realizar el diseño independiente en cada una de ellas. Para el caso en el cual se considera la red como un alcantarillado pluvial, se obtiene la siguiente tabla con los resultados de diseño.

Tabla 32. – Costos de la red La Esmeralda.

Ruta	$v = 0.6 \text{ m/s}$	$v = 0.75 \text{ m/s}$	$v = 0.9 \text{ m/s}$	$\tau = 2 \text{ Pa}$	$\tau = 4 \text{ Pa}$
1	\$ 98,129,014	\$ 98,129,014	\$ 98,129,014	\$ 98,129,014	\$ 98,129,014
2	\$ 17,332,322	\$ 17,332,322	\$ 17,332,322	\$ 17,332,322	\$ 17,332,322
3	\$ 7,436,627	\$ 7,436,627	\$ 7,436,627	\$ 7,436,627	\$ 7,436,627
4	\$ 5,385,166	\$ 5,385,166	\$ 5,385,166	\$ 5,385,166	\$ 5,385,166
5	\$ 7,475,462	\$ 7,475,462	\$ 7,475,462	\$ 7,475,462	\$ 7,475,462
6	\$ 6,432,804	\$ 6,432,804	\$ 6,432,804	\$ 6,432,804	\$ 6,432,804
7	\$ 3,284,050	\$ 3,284,050	\$ 3,284,050	\$ 3,284,050	\$ 3,284,050
8	\$ 1,536,911	\$ 1,536,911	\$ 1,536,911	\$ 1,536,911	\$ 1,536,911
9	\$ 1,247,101	\$ 1,247,101	\$ 1,247,101	\$ 1,247,101	\$ 1,247,101

Gráficamente estos resultados se pueden ver de la siguiente forma:

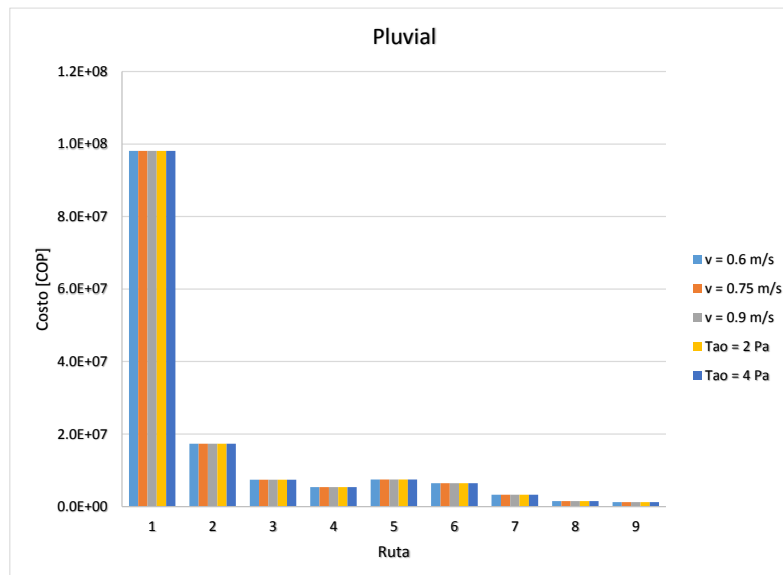


Figura 63. – Costos de la red La Esmeralda.

Se observa que los criterios de autolimpieza no afectan el diseño optimizado del sistema de alcantarillado. Con el fin de comparar los resultados con la relación de autolimpieza encontrada en la Figura 59, se debe establecer tanto la diferencia de caudales de diseño entre el nodo de inicio y el nodo final de la ruta principal y la pendiente del terreno. Para este primer caso de alcantarillado pluvial se tiene que la diferencia de caudales de diseño entre el pozo de arranque y el pozo de descarga es de $\Delta Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$, para la ruta principal, y la pendiente promedio de dicha ruta es de 0.093%. Con los valores anteriores se puede comparar la ruta actual con la Figura 59 y se obtiene la siguiente figura:

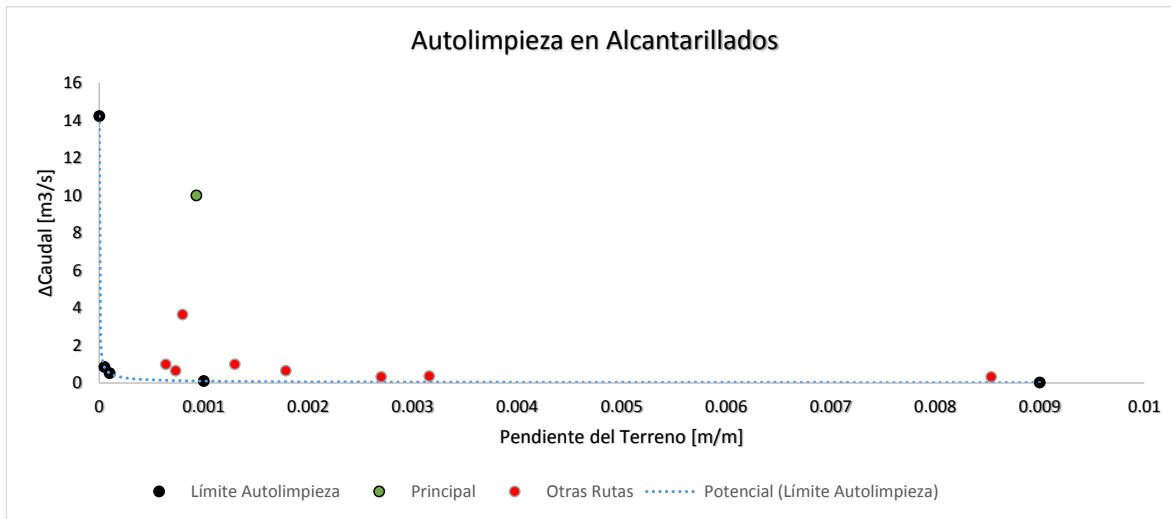


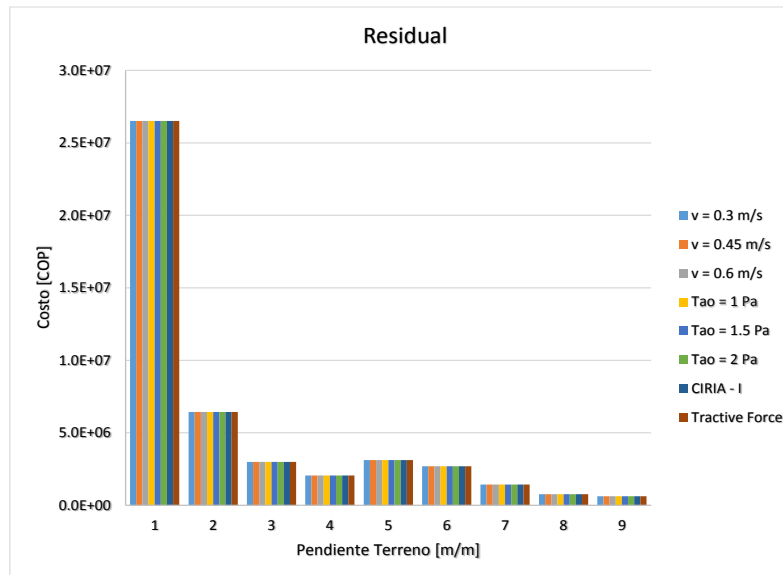
Figura 64. – Localización de red pluvial en la gráfica de autolimpieza.

Como se puede observar, para la ruta principal de la red de La Esmeralda, se cumple la autolimpieza. Esto se ve reflejado porque el punto verde, que representa a La Esmeralda, se encuentra por encima de la curva de autolimpieza. Igualmente, como se puede observar en la Figura 63, para todas las rutas que conforman la red de alcantarillado de La Esmeralda, bajo cualquier criterio de autolimpieza da como solución el mismo costo final de la red. Si este ejercicio se repite pero bajo condiciones de alcantarillado sanitario, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 33. – Costos red La Esmeralda (Sanitario).

Ruta	$v = 0.3 \text{ m/s}$	$v = 0.45 \text{ m/s}$	$v = 0.6 \text{ m/s}$	$\tau = 1 \text{ Pa}$	$\tau = 1.5 \text{ Pa}$	$\tau = 2 \text{ Pa}$	CIRIA	ASCE
1	\$ 26,510,019	\$ 26,510,019	\$ 26,510,019	\$ 26,510,019	\$ 26,510,019	\$ 26,510,019	\$ 26,510,019	\$ 26,510,019
2	\$ 6,433,423	\$ 6,433,423	\$ 6,433,423	\$ 6,433,423	\$ 6,433,423	\$ 6,433,423	\$ 6,433,423	\$ 6,433,423
3	\$ 2,994,763	\$ 2,994,763	\$ 2,994,763	\$ 2,994,763	\$ 2,994,763	\$ 2,994,763	\$ 2,994,763	\$ 2,994,763
4	\$ 2,054,583	\$ 2,054,583	\$ 2,054,583	\$ 2,054,583	\$ 2,054,583	\$ 2,054,583	\$ 2,054,583	\$ 2,054,583
5	\$ 3,112,185	\$ 3,112,185	\$ 3,112,185	\$ 3,112,185	\$ 3,112,185	\$ 3,112,185	\$ 3,112,185	\$ 3,112,185
6	\$ 2,692,980	\$ 2,692,980	\$ 2,692,980	\$ 2,692,980	\$ 2,692,980	\$ 2,692,980	\$ 2,692,980	\$ 2,692,980
7	\$ 1,428,602	\$ 1,428,602	\$ 1,428,602	\$ 1,428,602	\$ 1,428,602	\$ 1,428,602	\$ 1,428,602	\$ 1,428,602
8	\$ 764,037	\$ 764,037	\$ 764,037	\$ 764,037	\$ 764,037	\$ 764,037	\$ 764,037	\$ 764,037
9	\$ 616,438	\$ 616,438	\$ 616,438	\$ 616,438	\$ 616,438	\$ 616,438	\$ 616,438	\$ 616,438

Gráficamente los resultados se pueden ver de la siguiente forma:


Figura 65. – Costos red La Esmeralda (Sanitario).

Se observa que los criterios de autolimpieza no afectan el diseño optimizado del sistema de alcantarillado. Con el fin de comparar los resultados con la relación de autolimpieza encontrada en la Figura 59, se debe establecer tanto la diferencia de caudales de diseño entre el nodo de inicio y el nodo final de la ruta principal y la pendiente del terreno. Para este segundo caso de alcantarillado sanitario se tiene que la diferencia de caudales de

diseño entre el pozo de arranque y el pozo de descarga es de $\Delta Q = 0.11 \text{ m}^3/\text{s}$, para la ruta principal, y la pendiente promedio de dicha ruta es de 0.093%. Con los valores anteriores se puede comparar la ruta actual con la Figura 59 y se obtiene la siguiente figura:

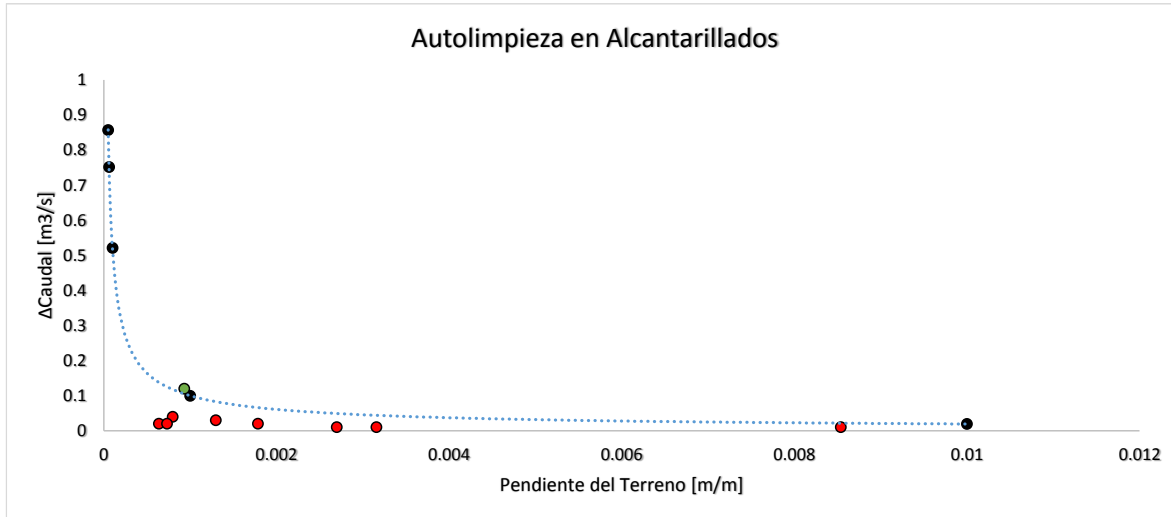


Figura 66. – Localización de red sanitaria en la gráfica de autolimpieza.

Como se puede observar, para la ruta principal de la red de La Esmeralda, se cumple la autolimpieza. Esto se ve reflejado porque el punto verde, que representa a La Esmeralda, se encuentra por encima de la curva de autolimpieza. Igualmente, como se puede observar en la Figura 65, para todas las rutas que conforman la red de alcantarillado de La Esmeralda, bajo cualquier criterio de autolimpieza da como solución el mismo costo final de la red. Se observa que las demás rutas de la red se encuentran por debajo de la línea de autolimpieza, lo cual es de esperar para tuberías con caudales muy bajos y pendientes muy planas. Adicional a lo anterior, como es de esperar, dado que el caudal es menor y la pendiente es la misma, para el caso de alcantarillado sanitario se está más cerca de la condición límite de autolimpieza, por lo cual, para estos casos es importante realizar un estudio más detallado de los valores de autolimpieza.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los criterios tradicionales de autolimpieza han demostrado ser conservadores y funcionales para el diseño de alcantarillados, tanto sanitarios como pluviales. Sin embargo, el diseño con un criterio más restrictivo o uno más permisivo puede cambiar el diseño final de una red de alcantarillado, dependiendo los caudales de diseño y la topografía de la red.

La mayoría de los valores recomendados en las normativas de diseño a nivel mundial, oscilan entre un valor de 0.6 m/s y 0.9 m/s como valor de velocidad mínima para un alcantarillado pluvial y entre 0.3 m/s y 0.6 m/s en alcantarillados sanitarios. Estos valores, como se puede comprobar durante el desarrollo de la presente Tesis, son indiferentes bajo ciertas condiciones del sistema. Principalmente, si se cuenta con un alcantarillado pluvial, diseñar con un valor u otro es indiferente para el costo final del sistema.

Existen varias metodologías que se han desarrollado recientemente, en las cuales se busca obtener ecuaciones, en su mayoría análisis de regresión múltiple, que representen la autolimpieza en alcantarillados como función de diversas variables que pueden afectar el diseño en sí. Por ejemplo, para el caso de la ecuación de Nalluri, *et al.* (1994), la proposición de un valor de velocidad mínima que garantice la autolimpieza en sistemas de alcantarillado sanitarios, depende de variables como la aceleración de la gravedad, el peso específico de las partículas de diseño, el diámetro de las partículas, la concentración volumétrica de sedimentos que ingrese al sistema de alcantarillado, la profundidad de agua, el diámetro de la tubería y el coeficiente de rugosidad hidráulico de la capa de sedimentos del fondo de la tubería. Lo anterior, en la práctica, resulta ser difícil de aplicar, puesto que, resulta casi imposible solicitarle al diseñador esa cantidad de parámetros. Lo anterior lleva a suponer muchas variables y obtener estimativos erróneos de la velocidad de autolimpieza real en un sistema de alcantarillado.

Las nuevas metodologías intentan reducir los valores de autolimpieza propuestos tradicionalmente, sin embargo y como se menciona anteriormente, estas ecuaciones son difíciles de aplicar en casos reales de diseño, especialmente para el caso colombiano en el cual no existen grandes redes de monitoreo de sedimentos en sistemas de alcantarillado. Lo anterior lleva a pensar en la necesidad de continuar diseñando con los criterios tradicionales, que han demostrado tener una buena capacidad de autolimpieza en alcantarillados a pesar de llevar en algunos casos a pendientes, velocidades y/o esfuerzos cortantes mayores a los realmente requeridos en algunos casos puntuales.

El análisis gráfico de las restricciones de diseño mostró ser una herramienta poderosa para predecir en una primera instancia cuáles deben ser las combinaciones de diámetro-pendiente que se deben tener en el diseño final de un sistema de alcantarillado para su cumplimiento de las restricciones de autolimpieza. Igualmente, las restricciones de velocidad máxima se deben incluir como función del material de la tubería a diseñar. Adicional a lo anterior mencionado, el criterio de velocidad máxima como restricción de diseño es una variable que debe estudiarse con el mismo detalle que la restricción de velocidad mínima y esfuerzo cortante mínimo.

En alcantarillados pluviales se demostró que las restricciones de autolimpieza no son variables importantes e influyentes en el costo final del sistema de alcantarillado. Lo anterior se debe fundamentalmente a los caudales que se manejan en este tipo de alcantarillados (mucho mayores a los caudales generados en redes sanitarias) los cuales llevan a velocidades mucho mayores a las requeridas para garantizar autolimpieza en este tipo de sistemas. Dichas velocidades se acercan más a la restricción de velocidad máxima, por lo cual, como se menciona con anterioridad, debe existir una verificación más detallada de ésta restricción.

El caso de alcantarillados sanitarios es un poco distinto al caso pluvial, puesto que, los caudales que se manejan son mucho menores. Sin embargo, y como se demostró en el Capítulo 5, los casos que se verían influenciados son aquellos con topografía del terreno muy plana y caudales muy bajos. Dichos casos resultan ser en muchas ocasiones escasos y poco comunes; sin embargo se pueden presentar y generar variabilidad de diseños.

Complementario a lo anterior, se realizó un análisis de las condiciones límites a las cuales las condiciones de autolimpieza dejan de ser relevantes en los diseños. Se observó que existe una relación potencial entre la pendiente del terreno y la diferencia de caudales en la red principal. La ecuación que describe la autolimpieza en alcantarillados es $\Delta Q = 0.0007S_T^{-0.718}$, donde ΔQ es la diferencia de caudales [m^3/s] entre el pozo inicial y el pozo final de la ruta principal de la red de alcantarillado a diseñar y S_T la pendiente del terreno correspondiente a la ruta principal. Si la red a diseñar se encuentra por encima de esta curva, se podría afirmar que la restricción de autolimpieza no afecta el diseño y por consiguiente es indiferente qué valor se utilice para dichos propósitos. Caso contrario, si se encuentra por debajo de ésta ecuación, se deben considerar los criterios de autolimpieza en el análisis.

Una primera recomendación acerca de los resultados obtenidos se enfoca al criterio de velocidad máxima. No existen suficientes estudios que demuestren o sugieran qué valor de velocidad máxima se debe restringir en el diseño. Este valor varía entre normativas y no es muy claro exactamente qué valor se debe utilizar, dependiendo del material de

la tubería a instalar. Dado lo anterior, se debería realizar un estudio en el cual se pruebe la influencia de las altas velocidades y qué tanta afectación pueden tener en la tubería.

Igualmente, la ecuación de autolimpieza se obtuvo bajo determinadas condiciones de pendiente y caudal, por lo cual, se recomienda ampliar el rango para encontrar una ecuación un poco más confiable. Los casos de muy baja pendiente y altos caudales no están muy bien definidos y tienden a converger a valores muy altos y pendientes muy bajas.

Adicional a lo anterior surge la duda de ¿Qué criterio tradicional es más efectivo para garantizar autolimpieza en alcantarillados tanto sanitarios como pluviales? Para responder a lo anterior, se debería estudiar en un modelo físico de laboratorio la capacidad de arrastre y transporte de sedimentos bajo distintos valores de velocidad y esfuerzo cortante en una tubería. No se debería buscar una ecuación que incluya un gran número de variables; por el contrario, bastaría con definir un límite de velocidad para el cual cualquier tipo de partícula que pueda ingresar al sistema de alcantarillado logre ser transportada. Lo anterior se debería igualmente validar mediante la implementación de algún modelo de transporte de sedimentos en tuberías.

Finalmente, todos estos criterios y ecuaciones consideradas son resultado de años de trabajo e investigación; sin embargo, si no se tiene un adecuado mantenimiento de los sistemas y no se genera una conciencia a los ciudadanos de que arrojar basura y/o desechos en las calles es perjudicial para el sistema de alcantarillado, da igual con qué criterio se diseñe, puesto que, el sistema no va a tener la capacidad de transportar la masa de agua para la cual fue diseñado y aparecerán los problemas que diariamente se ven en las ciudades.

7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ackers, J., Butler, D., Leggett, D. & May, R., 2001. Designing sewers to control sediment problems. *Urban Drainage Modeling*, pp. 818-823.

Ackers, J., Butler, D. & May, R., 1996. *Design of Sewers to Control Sediment Problems*. Londres: CIRIA.

Ackers, P., 1991. Sediment aspects of drainage and outfall design. *Proceedings of the International Symposium on Environmental Hydraulics*.

Alvarez, E., 1990. *The influence of cohesion on sediment movement in channels of circular cross-section*, s.l.: s.n.

Ambrose, H. H., 1953. 1953. *The Transportation of Sand in Pipes; Free-Surface Flow*, Volumen 34, pp. 77-88.

Anon., 2010. [En línea]
Available at: <http://www.akitarescueoftulsa.com/sheilded-cat5-diagram-pdf/>
[Último acceso: 05 06 2015].

Anon., 2012. *Determinación de Caudales Máximos con el Método Racional*. [En línea]
Available at: <http://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/determinacion-de-caudales-maximos-con-el-metodo-razional/>
[Último acceso: 09 06 2015].

Bellman, R., 1956. *On a routing problem*, s.l.: s.n.

Bizier, P., 2007. Gravity Sanitary Sewer Design and Construction.

Bong, C., 2013. *Self-cleansing urban drain using sediment flushing gate based on incipient motion*, Malaysia: Ph.D Thesis.

Bong, C. H., 2014. A review on the self-cleansing design criteria for sewer system. *UNIMAS e-Journal of Civil Engineering*.

Butler, D. & Davies, J., 2009. *Urban Drainage*. Londres: SPON.

Butler, D., May, R. & Ackers, J., 2003. Self-Cleansing sewer design based on sediment transport principles. *Journal of Hydraulics Engineering*, pp. 276-282.

Camp, T. R., 1942. Minimum velocities for sewers final report comm. to study limiting velocities of flow in sewers.. *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 29(286).

CIACUA, 2013. *Diseño optimizado en redes de alcantarillado: Desarrollo de técnicas computacionales exhaustivas para el diseño optimizado de redes de drenaje urbano.*, Bogotá: Universidad de los Andes.

CIRIA, 1987. Sediment movement in combined sewerage and stormwater drainage systems.

Craven, J. P., 1953. The Transportation of Sand in Pipes; Free-Surface Flow. *Hydraulics Conference Proceedings, Iowa*, Volumen 34, pp. 67-76.

Duque, N., 2013. *Metodología para la Optimización del Diseño de Tuberías en Serie en Sistemas de Alcantarillado*, Bogotá: Universidad de los Andes.

Durand, R., 1953. Basic relationships of the transportation of solids in pipes. *IAHR*, pp. 89-103.

Durand, R. & Condolios, E., 1956. Donnees technique sur le refoulement hydalique des materiaux solides en conduite. *L'Industrie Minerals*.

Ebtehaj, I., Bonakdari, H. & Sharifi, A., 2013. Design criteria for sediment transport in sewers based on self-cleansing concept. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)*, pp. 914-924.

El - Zaemy, A., 1991. Sediment transport over deposited beds in sewers. *Ph.D Thesis*.

Ellis, J. B. & Harrop, D. O., 1984. Variations in solids loadings to roadside gully pots. *Sci. Total Env.*, Volumen 33, pp. 203-211.

Enfinger, K. & Mitchell, P., 2010. Scattergraph Principles and Practice: Evaluating Self-Cleansing in Existing Sewers Using the Tractive Force Method. *World Environmental and Water Resources Congress*, pp. 4458-4467.

Fair, G. & Geyer, J., 1954. *Water Supply and Wastewater Disposal*. 1 ed. New York: Wiley.

Ghani, A. A., 1993. Sediment Transport in Sewers. PhD Thesis. *University of Newcastle Upon Tyne*.

Guzman, K. y otros, 2007. Effect of biofilm formation on roughness coefficient and solids deposition in small-diameter PVC sewer pipes. *Journal of Environmental Engineering*, 133(4), pp. 364-371.

Ibro, I. & Larsen, T., 2011. *Modeling of sediment transport and self-cleansing in sea outfalls*, s.l.: Aalborg Universitet.

-
- La Motta, E., 1996. Quick calculation of minimum slopes in sanitary sewer systems. *Technology Transfer Paper*, 96(01).
- Laursen, E., 1956. The hydraulic of a storm-drain system for sediment-transporting flow. *Iowa Highway Research Board*.
- Lysne, D., 1969. Hydraulic Design of Self-Cleaning Sewage Tunnels. *Journal of the Sanitary Engineering Division*, 95(1), pp. 17-36.
- Macke, E., 1982. *About sedimentation at low concentrations in partly filled pipes*, Braunschweig: Ph.D Thesis.
- Mance, G. & Harman, M. I., 1978. The quality of urban stormwater run-off. *Urban Storm Drainage*, pp. 603-618.
- Mayerle, R., Nalluri, C. & Novak, P., 1991. Sediment Transport in Rigid Bed Conveyances. *Journal of Hydraulic Research*, 29(4), pp. 475-495.
- May, R., 1982. Sediment transport in sewers. *Hydraulic Research Station*.
- May, R., 1993. Sediment transport in pipes and sewers with deposited beds. *Hydraulic Research Ltd*.
- May, R., Ackers, J., Butler, D. & Jhon, S., 1996. Development of design methodology for self-cleansing sewers. *Water Science and Technology*, 33(9), pp. 195-205.
- Merritt, L., 2012. Closure to "Tractive Force Design For Sanitary Sewer Self-Cleansing". *Journal of Environmental Engineering*, Volumen 138, pp. 525-528.
- Merritt, L. B., 2009. Tractive Force Design for Sanitary Sewer Self-Cleansing. *Journal of Environmental Engineering*, 135(12), pp. 1338-1347.
- Metcalf & Eddy, INC, 1991. *Wastewater engineering: Treatment, disposal and Reuse*. New York: McGraw-Hill.
- Nalluri, C. & Alvarez, E., 1992. The influence of cohesion on sediment behaviour. *Water Science & Technology*, 25(8), pp. 151-164.
- Nalluri, C. & Ghani, A., 1996. Design options for self-cleansing storm sewers. *Water Science and Technology*, Volumen 33, pp. 215-220.
- Nalluri, C., Ghani, A. & El-Zaemey, A., 1994. Sediment transport over deposited beds in sewers. *Water Science Technology*, 29(1-2), pp. 125-133.

Navarro, I., 2009. *Diseño Optimizado de Redes de Drenaje Urbano*, Bogotá: Universidad de los Andes.

Novak, P. & Nalluri, C., 1975. Sediment transport in smooth fixed bed channels. *Journal of the Hydraulic Division of the American Society of Civil Engineers*, pp. 1139-1154.

Novak, P. & Nalluri, C., 1984. Incipient Motion of Sediment Particles Over Fixed Beds. *Journal of Hydraulic Research*, 22(3), pp. 181-197.

Ojo, S., 1978. Study of incipient motion and sediment transport over fixed beds. *Ph.D Thesis*.

Perez, C., 2014. *Diseño hidráulico optimizado de redes de alcantarillados utilizando el concepto de potencia específica*, Bogotá: Universidad de los Andes.

Perrusquía, G., 1991. Bedload transport in storm sewers - stream traction in pipe channels. *Chalmers University of Technology*.

RAS, 2000. *Título D - Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales Domésticas y Pluviales*. Bogotá: s.n.

Raths, C. & McCauley, R., 1962. Deposition in a sanitary sewer. *Water Sewer Works*, 109(5), pp. 192-197.

Rincón, G., La Motta, E. & McCorquodale, A., 2012. Discussion of "Tractive Force Design for Sanitary Sewer Self - Cleansing". *Journal of Environmental Engineering*, 135(12), pp. 1338-1347.

Robinson, M. & Graf, W., 1972. Pipelines of low-concentration sand-water mixtures. *Journal of Hydraulics Division*, Volumen 98, pp. 1221-1241.

Rodríguez, J. P., McIntyre, N., Díaz-Granados, M. & Achleitner, S., 2013. Generating time-series of dry weather loads to sewers. *En vironmental Modelling & Software*, pp. 133-143.

Sakhujal, V., 1987. *A compilation of methods for predicting friction and sediment transport in alluvial channels*, s.l.: USEPA.

Salcedo, C., 2012. *Diseño optimizado de sistemas de alcantarillado utilizando los conceptos de resiliencia y potencia unitaria*, Bogotá: Universidad de los Andes.

Saldarriaga, J., 2014. *Curso: Sistemas Integrados de Drenaje Urbano*. Bogotá, Universidad de los Andes.

Sartor, J. D. & Boyd, G. B., 1972. Water pollution aspects of street surface contaminants. *USEPA*.

Shields, A., 1936. Anwendung der ahnlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die geschiebeb ewegung.. *Preuss Vers fur Waaerbau und Schiffbau*.

Universidad de los Andes, 2014. *Drenaje Urbano y Cambio Climático: Hacia los Sistemas de Alcantarillados del Futuro*, Bogotá: Uniandes.

Vongvisessomjai, N., Tingsanchali, T. & Babel, M. S., 2010. Non-deposition design criteria for sewers with part-full flow. *Urban Water Journal*, Volumen 7, pp. 61-77.

Wu, I. P., 1975. Design on Drip Irrigation Main Lines. *Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE*.

Yao, K., 1974. Sewer Line Design Based on Critical Shear Stress. *Journal of the Environmental Engineering Division*, 100(2), pp. 507-520.

Young, P. C. & Wallis, S. G., 1993. Solute Transport and Dispersion in Channels. *Channel Network Hydrology*, pp. 129-173.

Zou, R., Lung, W. S. & Guo, H., 2002. Neuronal Network Embedded Monte Carlo Approach for Water Quality Modeling under Input Information Uncertainty. *Journal of Computing in Civil Engineering*.

LISTADO DE ANEXOS

Anexo 1. – Experimentos para carga en suspensión. Tomado de (Vongvisessomjai, et al., 2010).	123
Anexo 2. – Experimentos para carga de lecho. Tomado de (Vongvisessomjai, et al., 2010).....	123
Anexo 3. – Diagrama de Shields. Tomado de (Anon., 2010).....	124
Anexo 4. – Gradiente de energía en términos de la tasa de transporte de sedimentos. Tomado de (Craven, 1953).	125
Anexo 5. – Valores recomendados para el coeficiente de Manning. Tomado de (Bizier, 2007).	126
Anexo 6. – Ecuaciones de diseño para alcantarillados autolimpiantes mediante el método TF. Tomado de (Merritt, 2009).....	127
Anexo 7. – Pendientes que garantizan autolimpieza en función del caudal mínimo. Tomado de (Bizier, 2007).	128
Anexo 8. – Velocidades mínimas requeridas para el Criterio II [CIRIA]. Válidas para $ysD = 1\%$. Tomado de (Ackers, et al., 1996).	129
Anexo 9. - Velocidades mínimas requeridas para el Criterio II [CIRIA]. Válidas para $ysD = 2\%$. Tomado de (Ackers, et al., 1996).	129
Anexo 10. - Velocidades mínimas requeridas para el Criterio II [CIRIA]. Válidas para $ysD = 5\%$. Tomado de (Ackers, et al., 1996).....	130
Anexo 11. - Velocidades mínimas requeridas para el Criterio II [CIRIA]. Válidas para $ysD = 10\%$. Tomado de (Ackers, et al., 1996).....	130
Anexo 12. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 100 μm . Criterio II de diseño.....	131
Anexo 13. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 200 μm . Criterio II de diseño.....	131
Anexo 14. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 300 μm . Criterio II de diseño.....	132
Anexo 15. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 100 μm . Criterio II de diseño.....	132
Anexo 16. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 200 μm . Criterio II de diseño.....	133
Anexo 17. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 300 μm . Criterio II de diseño.....	133
Anexo 18. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 100 μm . Criterio II de diseño.....	134

Anexo 19. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 200 μm . Criterio II de diseño.....	134
Anexo 20. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 300 μm . Criterio II de diseño.....	135
Anexo 21. – Rutas obtenidas en CIE 7.0. Velocidad mínima = 0.75 m/s.....	135
Anexo 22. - Rutas obtenidas en CIE 7.0. Velocidad mínima = 0.9 m/s.....	136
Anexo 23. – Rutas obtenidas en CIE 7.0. Esfuerzo cortante mínimo = 2 Pa.	136
Anexo 24. - Rutas obtenidas en CIE 7.0. Esfuerzo cortante mínimo = 4 Pa.	137
Anexo 25. - Rutas obtenidas en CIE 7.0. Esfuerzo cortante mínimo = 12.6 Pa.	137
Anexo 26. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 2.....	138
Anexo 27. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 3.....	138
Anexo 28. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 3.....	139
Anexo 29. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 4.....	139
Anexo 30. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 5.....	140
Anexo 31. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 6.....	140
Anexo 32. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 7.....	141
Anexo 33. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 8.....	141
Anexo 34. – Resultados tabulares de diseños para el Caso 2.....	142
Anexo 35. – Resultados tabulares de diseños para el Caso 3.....	143
Anexo 36. – Resultados tabulares de diseños para el Caso 4.....	144
Anexo 37. – Resultados tabulares de diseños para el Caso 5.....	145
Anexo 38. – Resultados gráficos de diseño para el Caso 2.	146
Anexo 39. – Resultados gráficos de diseño para el Caso 3.	147
Anexo 40. – Resultados gráficos de diseño para el Caso 4.	148
Anexo 41. – Resultados gráficos de diseño para el Caso 5.	149
Anexo 42. – Resultados gráficos de diseño para el Caso 6.	150
Anexo 43. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 1.....	150
Anexo 44. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 2.....	151
Anexo 45. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 3.....	151
Anexo 46. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 4.....	152
Anexo 47. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 5.....	152

Anexo 48. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 6.....	153
Anexo 49. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 1.....	153
Anexo 50. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 2.....	154
Anexo 51. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 3.....	154
Anexo 52. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 4.....	155
Anexo 53. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 5.....	155
Anexo 54. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 6.....	156
Anexo 55. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 1.....	156
Anexo 56. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 2.....	157
Anexo 57. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 3.....	157
Anexo 58. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 4.....	158
Anexo 59. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 5.....	158
Anexo 60. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 6.....	159
Anexo 61. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 1.....	159
Anexo 62. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 2.....	160
Anexo 63. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 3.....	160
Anexo 64. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 4.....	161
Anexo 65. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 5.....	161
Anexo 66. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 6.....	162
Anexo 67. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 1.....	162
Anexo 68. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 2.....	163
Anexo 69. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 3.....	163
Anexo 70. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 4.....	164
Anexo 71. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 5.....	164
Anexo 72. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 6.....	165
Anexo 73. – Resultados Corrida 03.....	165
Anexo 74. – Resultados Corrida 04.....	166
Anexo 75. – Costos asociados a la Corrida 03.....	166
Anexo 76. – Costos asociados a la Corrida04.....	167

8 ANEXOS

Anexo 1. – Experimentos para carga en suspensión. Tomado de (Vongvisessomjai, et al., 2010).

Run no	n	Pipe dia. D (m)	Sed. dia. d (m)m	Pipe slope i	y (m)	R (m)	V_L expt (m/s)	V_{camp} Eq. (1) (m/s)	τ_{bed} ($\rho g R i$) (N/m ²)	τ_{Camp} Eq. (2) (N/m ²)	C_v (ppm)	F_*
1s*	0.0125	0.10	0.20	0.0040	0.07	0.030	0.484	0.725	1.18	2.59	113	8.51
2s	0.0125	0.10	0.20	0.0050	0.05	0.025	0.484	0.703	1.23	2.59	215	8.50
3s	0.0125	0.10	0.20	0.0060	0.06	0.028	0.568	0.716	1.65	2.59	315	9.99
4s	0.0125	0.10	0.20	0.0066	0.05	0.025	0.556	0.703	1.62	2.59	375	9.77
5s	0.0125	0.10	0.20	0.0075	0.05	0.025	0.592	0.703	1.84	2.59	486	10.41
6s	0.0125	0.10	0.20	0.0090	0.03	0.017	0.504	0.659	1.50	2.59	634	8.85
7s	0.0125	0.10	0.20	0.0090	0.05	0.025	0.649	0.703	2.21	2.59	706	11.40
8s	0.0125	0.10	0.20	0.0100	0.05	0.025	0.684	0.703	2.45	2.59	923	12.02
9s	0.0125	0.15	0.20	0.0040	0.06	0.032	0.511	0.732	1.26	2.59	117	8.99
10s	0.0125	0.15	0.20	0.0050	0.05	0.028	0.521	0.716	1.37	2.59	196	9.15
11s	0.0125	0.15	0.20	0.0060	0.06	0.032	0.626	0.732	1.88	2.59	298	11.01
12s	0.0125	0.15	0.20	0.0066	0.05	0.028	0.598	0.716	1.81	2.59	377	10.51
13s	0.0125	0.15	0.20	0.0075	0.05	0.028	0.638	0.716	2.06	2.59	487	11.21
14s	0.0125	0.15	0.20	0.0085	0.04	0.023	0.601	0.693	1.92	2.59	604	10.56
15s	0.0125	0.15	0.20	0.0090	0.03	0.018	0.523	0.665	1.59	2.59	581	9.19
16s	0.0125	0.15	0.20	0.0100	0.05	0.028	0.736	0.716	2.75	2.59	906	12.94
17s	0.0125	0.15	0.30	0.0160	0.12	0.046	1.292	0.953	7.22	3.88	679	18.54
18s	0.0125	0.15	0.30	0.0200	0.09	0.042	1.359	0.939	8.24	3.88	1,189	19.51
19s	0.0125	0.15	0.30	0.0200	0.11	0.045	1.432	0.949	8.83	3.88	1,117	20.55
20s	0.0125	0.15	0.30	0.0210	0.11	0.045	1.467	0.949	9.27	3.88	1,253	21.06
21s	0.0125	0.15	0.30	0.0220	0.11	0.045	1.502	0.949	9.71	3.88	1,374	21.55
Min	0.0125	0.10	0.20	0.0040	0.03	0.017	0.484	0.659	1.18	2.59	113	8.50
Max	0.0125	0.15	0.30	0.0220	0.12	0.046	1.502	0.953	9.71	3.88	1,374	21.55

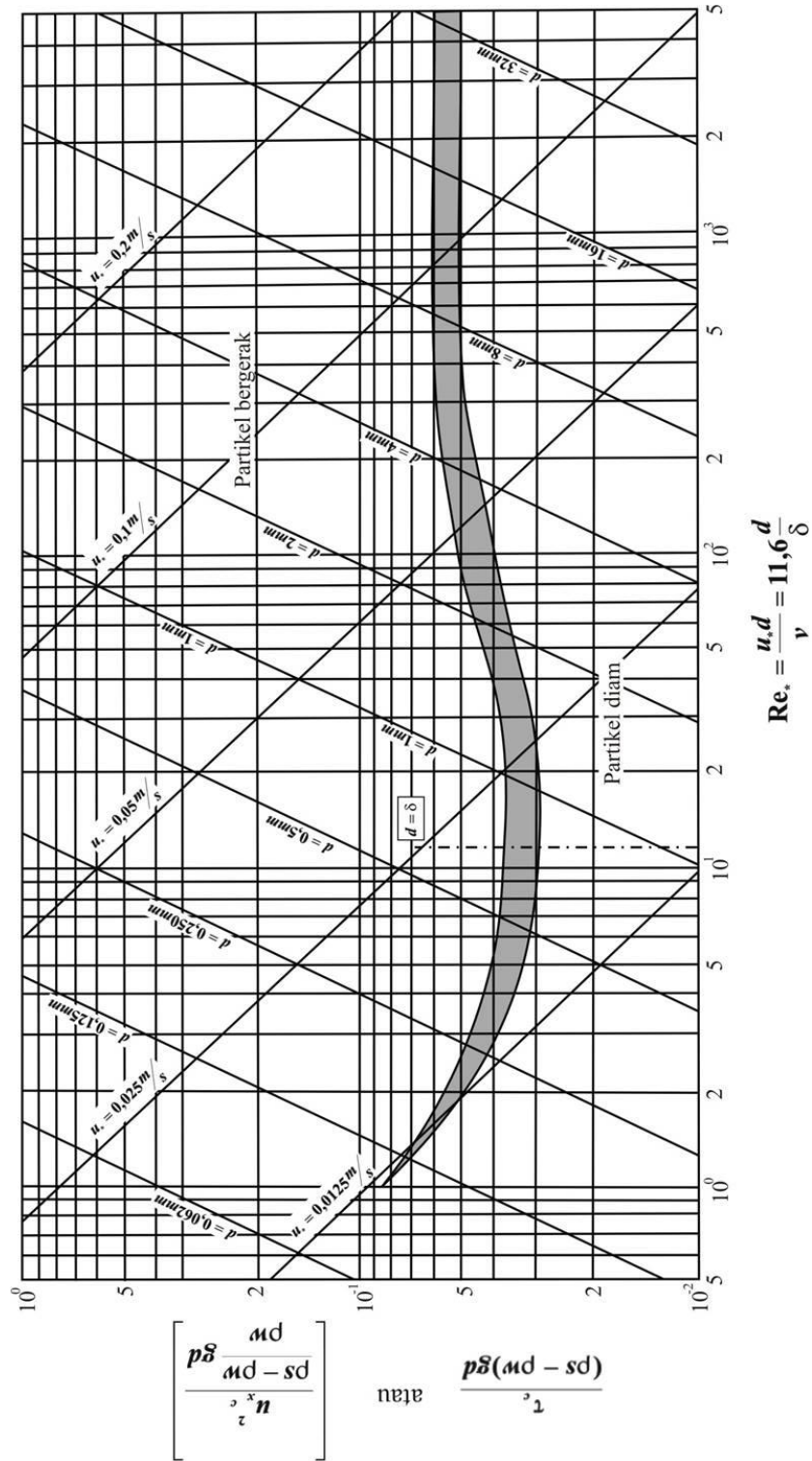
*s stands for suspended load.

Anexo 2. – Experimentos para carga de lecho. Tomado de (Vongvisessomjai, et al., 2010).

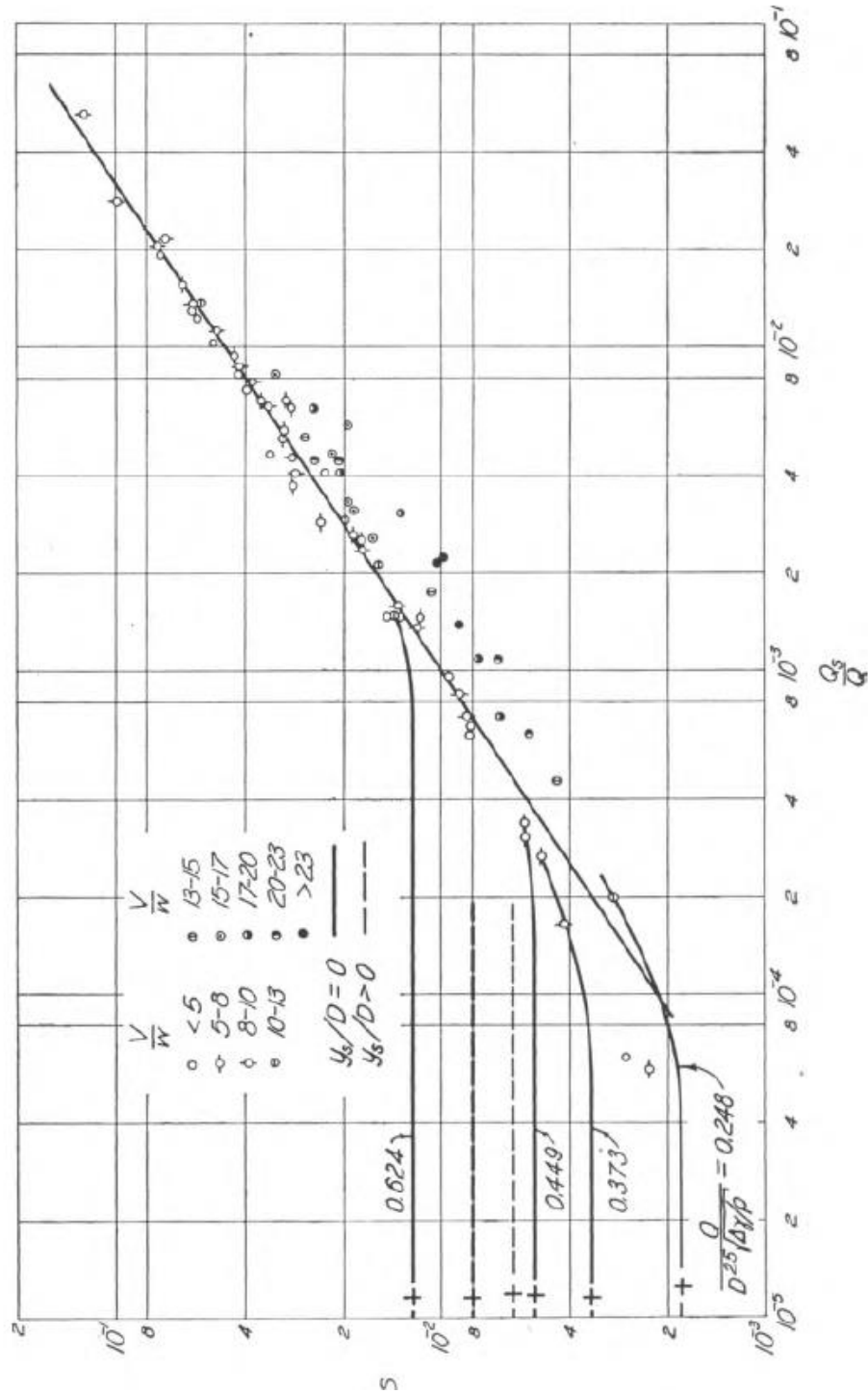
Run no.	n	Pipe dia. D (m)	Sed. dia. d (m)m	Pipe slope i	y (m)	R (m)	V_L expt (m/s)	V_{camp} Eq. (1) (m/s)	τ_{bed} ($\rho g R i$) (N/m ²)	τ_{Camp} Eq. (2) (N/m ²)	C_v (ppm)	F_*
1b*	0.0125	0.10	0.20	0.002	0.03	0.017	0.237	0.659	0.33	2.59	4	4.17
2b	0.0125	0.10	0.20	0.004	0.03	0.017	0.336	0.659	0.67	2.59	22	5.90
3b	0.0125	0.10	0.20	0.004	0.05	0.025	0.433	0.703	0.98	2.59	24	7.60
4b	0.0125	0.10	0.20	0.006	0.02	0.012	0.326	0.622	0.71	2.59	42	5.73
5b	0.0125	0.10	0.30	0.002	0.03	0.017	0.237	0.807	0.33	3.88	6	3.41
6b	0.0125	0.10	0.30	0.004	0.03	0.017	0.336	0.807	0.67	3.88	29	4.82
7b	0.0125	0.10	0.30	0.004	0.06	0.028	0.464	0.877	1.10	3.88	30	6.66
8b	0.0125	0.10	0.30	0.006	0.06	0.028	0.568	0.877	1.65	3.88	71	8.15
9b	0.0125	0.10	0.43	0.002	0.03	0.017	0.237	0.966	0.33	5.57	6	2.86
10b	0.0125	0.10	0.43	0.004	0.03	0.017	0.336	0.966	0.67	5.57	34	4.05
11b	0.0125	0.10	0.43	0.004	0.06	0.028	0.464	1.050	1.10	5.57	35	5.59
12b	0.0125	0.10	0.43	0.006	0.03	0.017	0.411	0.966	1.00	5.57	79	4.96
13b	0.0125	0.10	0.43	0.006	0.06	0.028	0.568	1.050	1.65	5.57	83	6.85
14b	0.0125	0.15	0.20	0.002	0.03	0.018	0.247	0.665	0.35	2.59	4	4.33
15b	0.0125	0.15	0.20	0.004	0.03	0.018	0.349	0.665	0.71	2.59	21	6.13
16b	0.0125	0.15	0.20	0.004	0.05	0.028	0.466	0.716	1.10	2.59	25	8.19
17b	0.0125	0.15	0.20	0.006	0.03	0.018	0.427	0.665	1.06	2.59	46	7.50
18b	0.0125	0.15	0.30	0.002	0.03	0.018	0.247	0.815	0.35	3.88	5	3.54
19b	0.0125	0.15	0.30	0.002	0.06	0.032	0.362	0.897	0.63	3.88	7	5.19
20b	0.0125	0.15	0.30	0.004	0.06	0.032	0.511	0.897	1.26	3.88	31	7.34
21b	0.0125	0.15	0.30	0.006	0.03	0.018	0.427	0.815	1.06	3.88	57	6.13
22b	0.0125	0.15	0.30	0.006	0.06	0.032	0.626	0.897	1.88	3.88	74	8.99
23b	0.0125	0.15	0.43	0.002	0.03	0.018	0.247	0.976	0.35	5.57	8	2.97
24b	0.0125	0.15	0.43	0.002	0.06	0.032	0.362	1.074	0.63	5.57	9	4.36
25b	0.0125	0.15	0.43	0.004	0.06	0.032	0.511	1.074	1.26	5.57	40	6.17
26b	0.0125	0.15	0.43	0.006	0.03	0.018	0.427	0.976	1.06	5.57	69	5.15
27b	0.0125	0.15	0.43	0.006	0.06	0.032	0.626	1.074	1.88	5.57	90	7.55
Min	0.0125	0.10	0.20	0.0020	0.02	0.012	0.237	0.622	0.33	2.59	4	2.86
Max	0.0125	0.15	0.43	0.0060	0.06	0.032	0.626	1.074	1.88	5.57	90	8.99

*b stands for bed load.

Anexo 3. – Diagrama de Shields. Tomado de (Anon., 2010)



Anexo 4. – Gradiente de energía en términos de la tasa de transporte de sedimentos. Tomado



de (Craven, 1953).

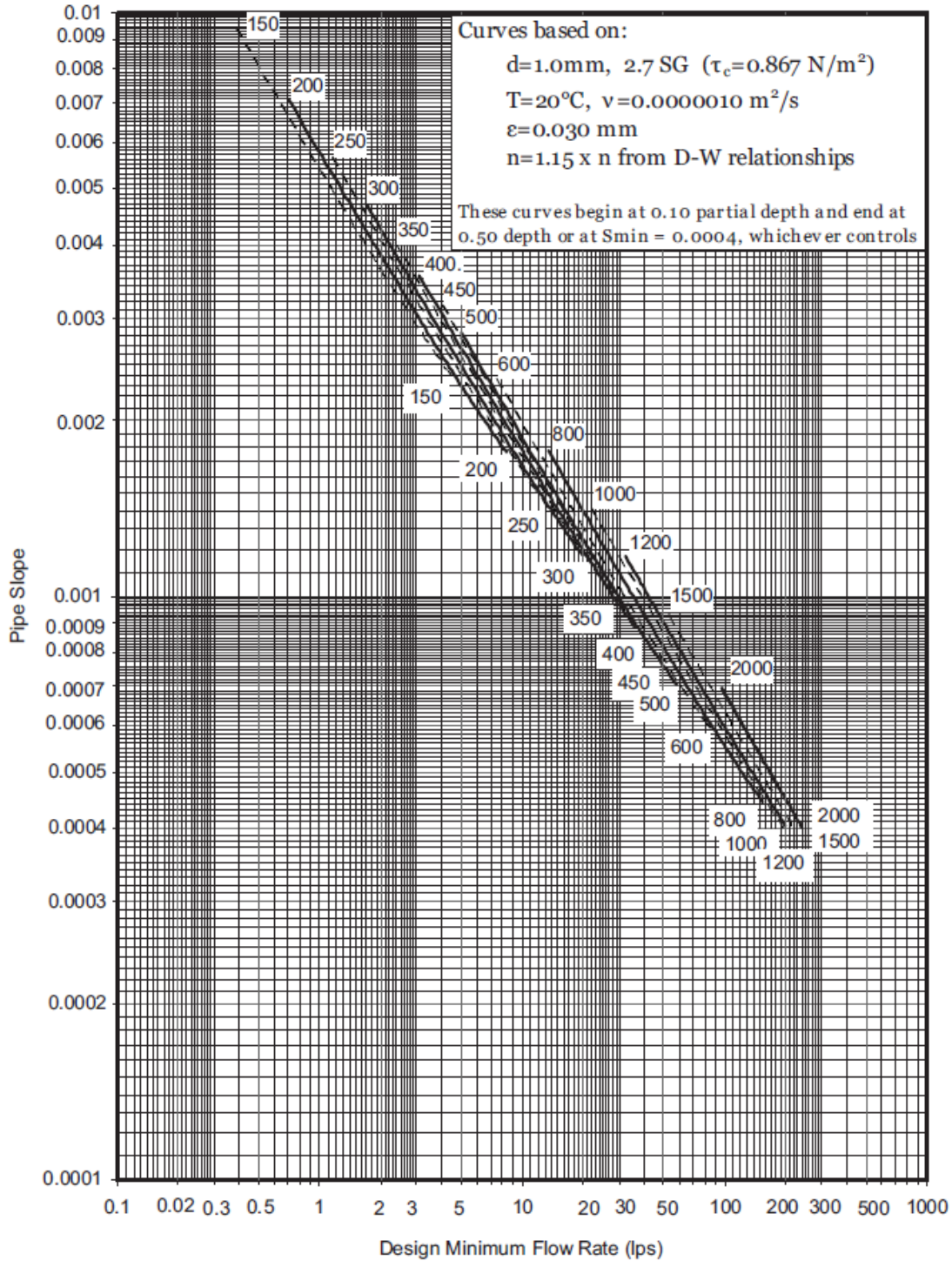
Anexo 5. – Valores recomendados para el coeficiente de Manning. Tomado de (Bizier, 2007).

Condición	Diámetro de la Tubería D [in]										
	6	8	10	12	15	18	24	30	36	48	60
Conservativo	0.0092	0.0093	0.0095	0.0096	0.0097	0.0098	0.01	0.0102	0.0103	0.0105	0.0107
Típico	0.0106	0.0107	0.0109	0.011	0.0112	0.0113	0.0115	0.0117	0.0118	0.0121	0.0123
Holgado	0.012	0.0121	0.0123	0.0125	0.0126	0.0127	0.013	0.0133	0.0134	0.0137	0.0139

Anexo 6. – Ecuaciones de diseño para alcantarillados autolimpiantes mediante el método TF.
 Tomado de (Merritt, 2009)

Diameter	Design particle			
	1.0 mm	1.5 mm	1.675 mm	1.8 mm
150 mm	Variable n $0.00539Q_{min}^{-0.5692}$	Variable n $0.00624Q_{min}^{-0.5697}$	Variable n $0.00546Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.00650Q_{min}^{-0.5699}$
225 mm	Variable n $0.00589Q_{min}^{-0.5720}$	Variable n $0.00683Q_{min}^{-0.5723}$	Variable n $0.00595Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.00711Q_{min}^{-0.5724}$
300 mm	Variable n $0.00629Q_{min}^{-0.5736}$	Variable n $0.00729Q_{min}^{-0.5739}$	Variable n $0.00633Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.00759Q_{min}^{-0.5740}$
375 mm	Variable n $0.00662Q_{min}^{-0.5748}$	Variable n $0.00768Q_{min}^{-0.5751}$	Variable n $0.00664Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.00799Q_{min}^{-0.5751}$
450 mm	Variable n $0.00786Q_{min}^{-0.5748}$	Variable n $0.00801Q_{min}^{-0.5760}$	Variable n $0.00690Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.00833Q_{min}^{-0.5761}$
525 mm	Variable n $0.00716Q_{min}^{-0.5766}$	Variable n $0.00830Q_{min}^{-0.5767}$	Variable n $0.00713Q_{min}^{-0.5599}$	Variable n $0.00864Q_{min}^{-0.5768}$
500 mm	Variable n $0.00707Q_{min}^{-0.5763}$	Variable n $0.00820Q_{min}^{-0.5764}$	Variable n $0.00706Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.00854Q_{min}^{-0.5764}$
600 mm	Variable n $0.00738Q_{min}^{-0.5772}$	Variable n $0.00856Q_{min}^{-0.5774}$	Variable n $0.00734Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.00892Q_{min}^{-0.5775}$
675 mm	Variable n $0.00759Q_{min}^{-0.5778}$	Variable n $0.00880Q_{min}^{-0.5779}$	Variable n $0.00752Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.00917Q_{min}^{-0.5781}$
750 mm	Variable n $0.00778Q_{min}^{-0.5783}$	Variable n $0.00902Q_{min}^{-0.5783}$	Variable n $0.00770Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.00940Q_{min}^{-0.5784}$
825 mm	Variable n $0.00796Q_{min}^{-0.5786}$	Variable n $0.00923Q_{min}^{-0.5788}$	Variable n $0.00785Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.00961Q_{min}^{-0.5789}$
900 mm	Variable n $0.00813Q_{min}^{-0.5790}$	Variable n $0.00942Q_{min}^{-0.5791}$	Variable n $0.00800Q_{min}^{-0.5601}$	Variable n $0.00981Q_{min}^{-0.5792}$
975 mm	Variable n $0.00828Q_{min}^{-0.5793}$	Variable n $0.00960Q_{min}^{-0.5795}$	Variable n $0.00814Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.01000Q_{min}^{-0.5797}$
1,050 mm	Variable n $0.00846Q_{min}^{-0.5804}$	Variable n $0.00978Q_{min}^{-0.5799}$	Variable n $0.00826Q_{min}^{-0.5599}$	Variable n $0.01018Q_{min}^{-0.5799}$
1,125 mm	Variable n $0.00870Q_{min}^{-0.5837}$	Variable n $0.00993Q_{min}^{-0.5800}$	Variable n $0.00839Q_{min}^{-0.5600}$	Variable n $0.01035Q_{min}^{-0.5802}$
1,200 mm	Variable n $0.00893Q_{min}^{-0.5864}$	Variable n $0.01017Q_{min}^{-0.5821}$	Variable n $0.00857Q_{min}^{-0.5619}$	Variable n $0.01052Q_{min}^{-0.5807}$
1,500 mm	Variable n $0.00971Q_{min}^{-0.5932}$	Variable n $0.01114Q_{min}^{-0.5908}$	Variable n $0.00931Q_{min}^{-0.5694}$	Variable n $0.01155Q_{min}^{-0.5898}$
2,000 mm	Variable n $0.01077Q_{min}^{-0.5996}$	Variable n $0.01239Q_{min}^{-0.5979}$	Variable n $0.01030Q_{min}^{-0.5761}$	Variable n $0.01288Q_{min}^{-0.5976}$

Anexo 7. – Pendientes que garantizan autolimpieza como función del caudal mínimo. Tomado de (Bizier, 2007).



Anexo 8. – Velocidades mínimas requeridas para el Criterio II [CIRIA]. Válidas para $\frac{v_s}{D} = 1\%$. Tomado de (Ackers, et al., 1996).

d [mm]	d = 100 µm			d = 200 µm			d = 300 µm		
	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L
150	0.36	0.45	0.52	0.39	0.53	0.65	0.41	0.58	0.74
225	0.39	0.5	0.58	0.43	0.6	0.74	0.46	0.66	0.89
300	0.42	0.54	0.62	0.46	0.65	0.81	0.5	0.73	0.96
450	0.46	0.59	0.69	0.52	0.74	0.93	0.56	0.85	1.12
600	0.49	0.63	0.74	0.56	0.81	1.02	0.61	0.94	1.25
750	0.52	0.67	0.78	0.59	0.87	1.1	0.65	1.02	1.36
900	0.54	0.7	0.82	0.62	0.92	1.17	0.68	1.08	1.46
1200	0.57	0.75	0.88	0.68	1.01	1.29	0.75	1.2	1.63
1500	0.6	0.79	0.93	0.72	1.08	1.39	0.8	1.31	1.78
1800	0.63	0.83	0.98	0.76	1.15	1.48	0.85	1.4	1.91
2100	0.65	0.86	1.01	0.79	1.2	1.56	0.89	1.48	2.03
2400	0.67	0.89	1.05	0.82	1.26	1.63	0.93	1.56	2.15
2700	0.69	0.91	1.08	0.75	1.3	1.7	0.97	1.63	2.25
3000	0.7	0.94	1.11	0.87	1.35	1.76	1	1.7	2.35
3400	0.72	0.96	1.14	0.91	1.41	1.83	1.04	1.78	2.47
4000	0.75	1	1.19	0.95	1.48	1.94	1.1	1.89	2.63
5000	0.79	1.06	1.26	1.01	1.6	2.09	1.19	2.06	2.88

Anexo 9. - Velocidades mínimas requeridas para el Criterio II [CIRIA]. Válidas para $\frac{v_s}{D} = 2\%$. Tomado de (Ackers, et al., 1996).

D [mm]	d = 100 µm			d = 200 µm			d = 300 µm		
	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L
150	0.35	0.43	0.5	0.37	0.5	0.61	0.39	0.54	0.68
225	0.38	0.48	0.55	0.41	0.56	0.7	0.43	0.62	0.79
300	0.41	0.52	0.6	0.44	0.62	0.76	0.47	0.68	0.88
450	0.44	0.57	0.66	0.49	0.7	0.87	0.52	0.78	1.03
600	0.47	0.61	0.71	0.53	0.76	0.96	0.57	0.87	1.15
750	0.5	0.64	0.75	0.56	0.82	1.03	0.61	0.94	1.25
900	0.52	0.67	0.79	0.59	0.86	1.1	0.64	1	1.34
1200	0.55	0.72	0.85	0.64	0.95	1.21	0.7	1.11	1.49
1500	0.58	0.76	0.89	0.68	1.01	1.3	0.75	1.2	1.63
1800	0.61	0.8	0.94	0.72	1.07	1.38	0.79	1.29	1.75
2100	0.63	0.82	0.97	0.75	1.13	1.46	0.83	1.36	1.86
2400	0.64	0.85	1	0.77	1.18	1.52	0.87	1.43	1.96
2700	0.66	0.88	1.03	0.8	1.22	1.58	0.9	1.5	2.05
3000	0.68	0.9	1.06	0.83	1.26	1.64	0.93	1.56	2.14
3400	0.7	0.93	1.1	0.85	1.32	1.71	0.97	1.63	2.25
4000	0.72	0.96	1.14	0.9	1.39	1.81	1.02	1.73	2.4
5000	0.76	1.01	1.2	0.95	1.49	1.95	1.1	1.89	2.62

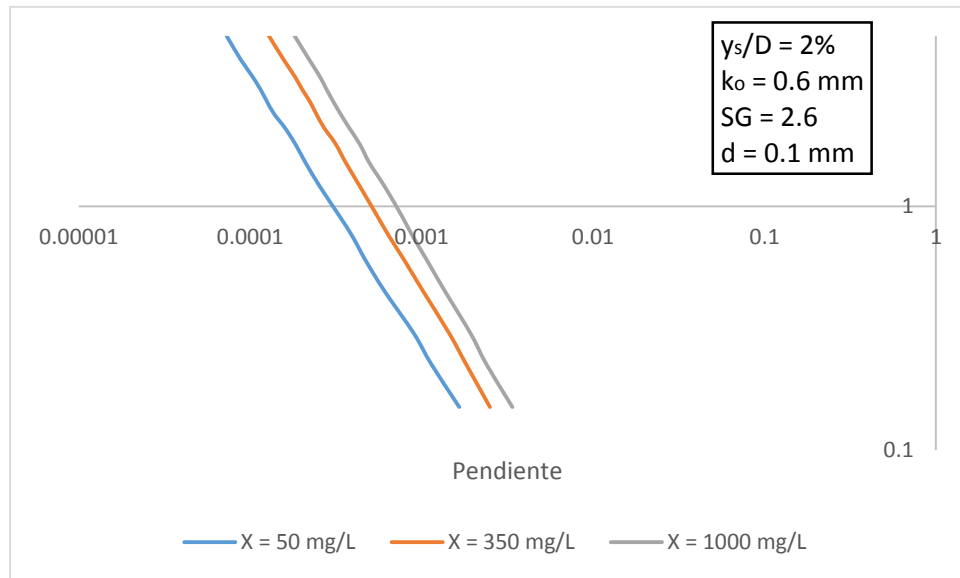
**Anexo 10. - Velocidades mínimas requeridas para el Criterio II [CIRIA]. Válidas para $\frac{v_s}{D} = 5\%$.
Tomado de (Ackers, et al., 1996).**

D [mm]	d = 100 µm			d = 200 µm			d = 300 µm		
	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L
150	0.33	0.41	0.47	0.34	0.46	0.55	0.35	0.48	0.61
225	0.36	0.45	0.52	0.38	0.51	0.63	0.39	0.55	0.7
300	0.38	0.48	0.56	0.41	0.56	0.69	0.43	0.61	0.77
450	0.42	0.53	0.62	0.45	0.63	0.79	0.47	0.69	0.9
600	0.44	0.57	0.66	0.49	0.69	0.86	0.51	0.76	1
750	0.47	0.6	0.7	0.52	0.74	0.93	0.55	0.83	1.08
900	0.49	0.63	0.73	0.54	0.78	0.98	0.58	0.88	1.16
1200	0.52	0.67	0.79	0.58	0.85	1.08	0.63	0.97	1.29
1500	0.54	0.71	0.83	0.62	0.91	1.16	0.67	1.05	1.41
1800	0.57	0.74	0.87	0.65	0.97	1.24	0.7	1.15	1.51
2100	0.58	0.77	0.9	0.68	1.01	1.3	0.74	1.19	1.6
2400	0.6	0.79	0.93	0.7	1.06	1.36	0.77	1.25	1.69
2700	0.62	0.82	0.96	0.73	1.1	1.41	0.8	1.3	1.77
3000	0.63	0.84	0.99	0.75	1.13	1.46	0.82	1.35	1.84
3400	0.65	0.86	1.02	0.77	1.18	1.53	0.86	1.41	1.96
4000	0.67	0.89	1.06	0.81	1.24	1.61	0.9	1.5	2.06
5000	0.7	0.94	1.12	0.86	1.33	1.74	0.97	1.63	2.25

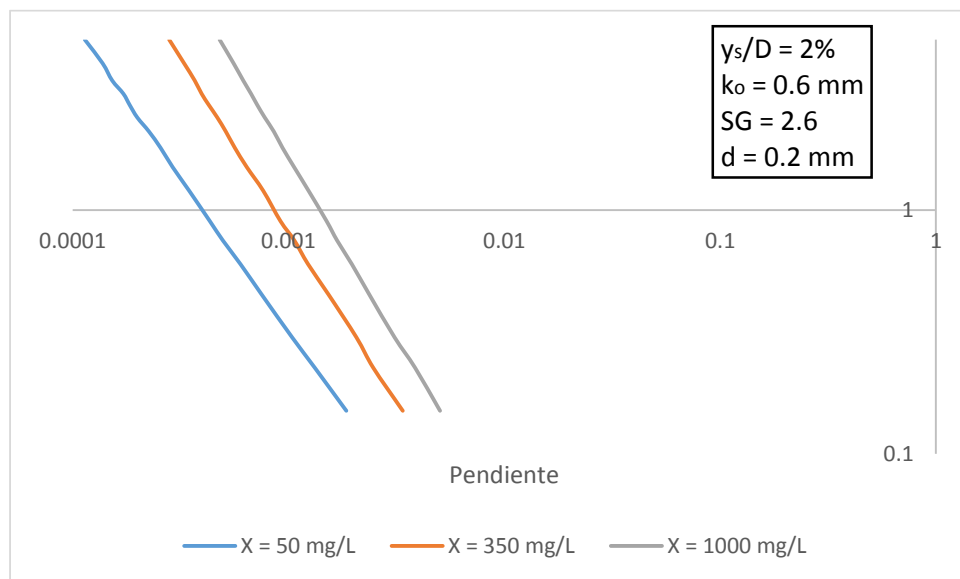
**Anexo 11. - Velocidades mínimas requeridas para el Criterio II [CIRIA]. Válidas para $\frac{v_s}{D} = 10\%$.
Tomado de (Ackers, et al., 1996).**

D [mm]	d = 100 µm			d = 200 µm			d = 300 µm		
	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L	X = 50 mg/L	X = 350 mg/L	X = 1000 mg/L
150	0.31	0.38	0.44	0.32	0.42	0.5	0.33	0.44	0.54
225	0.34	0.42	0.49	0.35	0.47	0.57	0.36	0.5	0.62
300	0.36	0.45	0.52	0.38	0.51	0.63	0.39	0.54	0.69
450	0.39	0.5	0.58	0.42	0.58	0.71	0.43	0.62	0.79
600	0.42	0.53	0.62	0.45	0.63	0.78	0.47	0.68	0.88
750	0.44	0.56	0.65	0.47	0.67	0.84	0.5	0.73	0.95
900	0.46	0.59	0.68	0.5	0.71	0.89	0.52	0.78	1.02
1200	0.48	0.63	0.73	0.53	0.77	0.97	0.56	0.86	1.13
1500	0.51	0.66	0.78	0.57	0.82	1.05	0.6	0.93	1.23
1800	0.53	0.69	0.81	0.59	0.87	1.11	0.63	0.99	1.32
2100	0.55	0.72	0.84	0.62	0.91	1.17	0.66	1.04	1.4
2400	0.56	0.74	0.87	0.64	0.95	1.22	0.69	1.09	1.47
2700	0.58	0.76	0.89	0.66	0.99	1.27	0.71	1.14	1.54
3000	0.59	0.78	0.92	0.68	1.02	1.31	0.74	1.18	1.6
3400	0.61	0.8	0.95	0.7	1.06	1.37	0.76	1.24	1.68
4000	0.63	0.83	0.98	0.74	1.12	1.44	0.8	1.31	1.79
5000	0.66	0.88	1.04	0.78	1.2	1.55	0.86	1.42	1.95

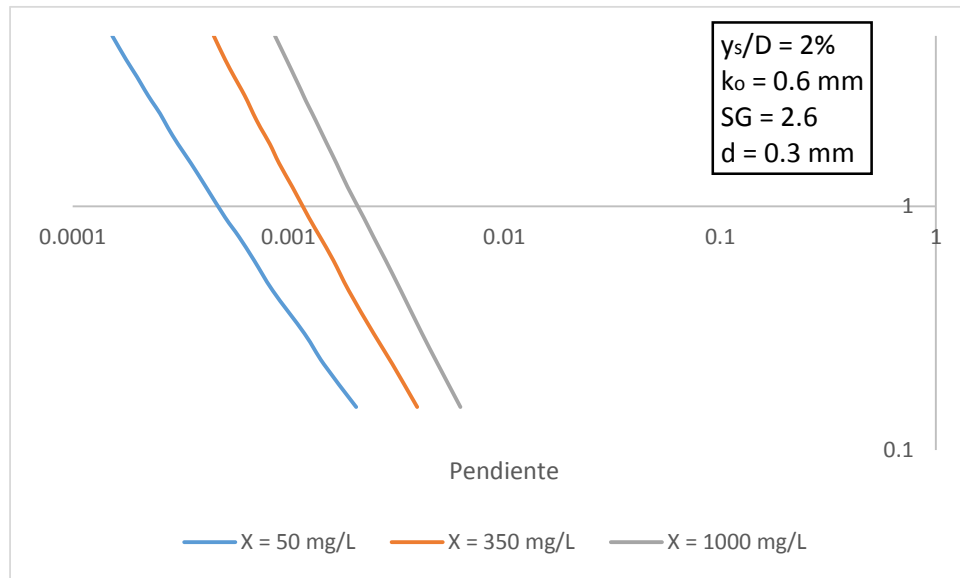
Anexo 12. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 100 μm . Criterio II de diseño.



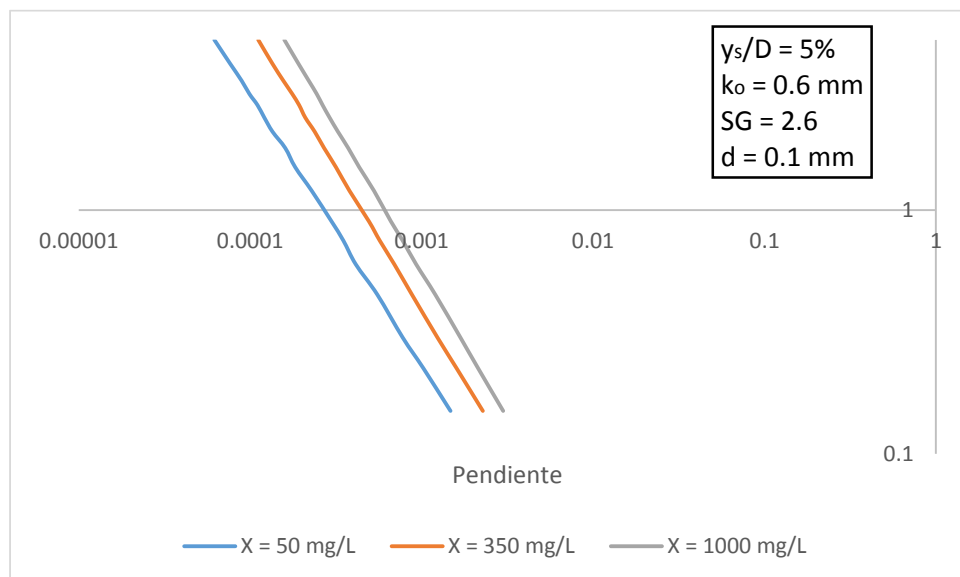
Anexo 13. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 200 μm . Criterio II de diseño.



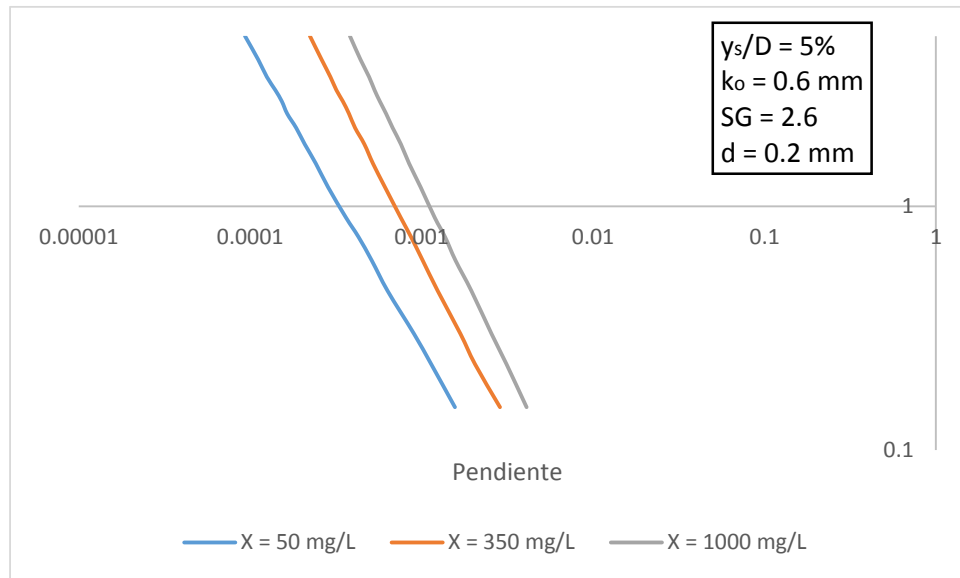
Anexo 14. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 300 μm . Criterio II de diseño.



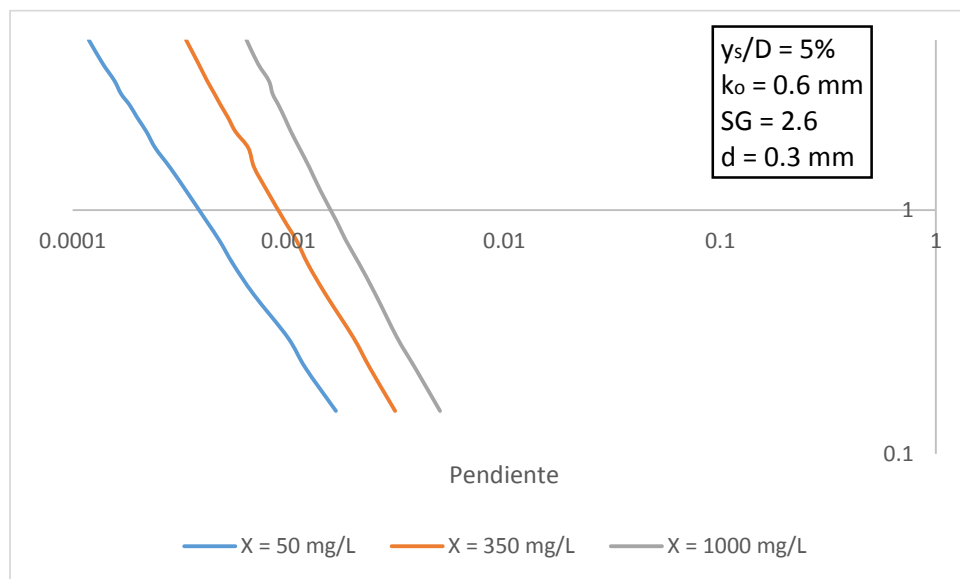
Anexo 15. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 100 μm . Criterio II de diseño.



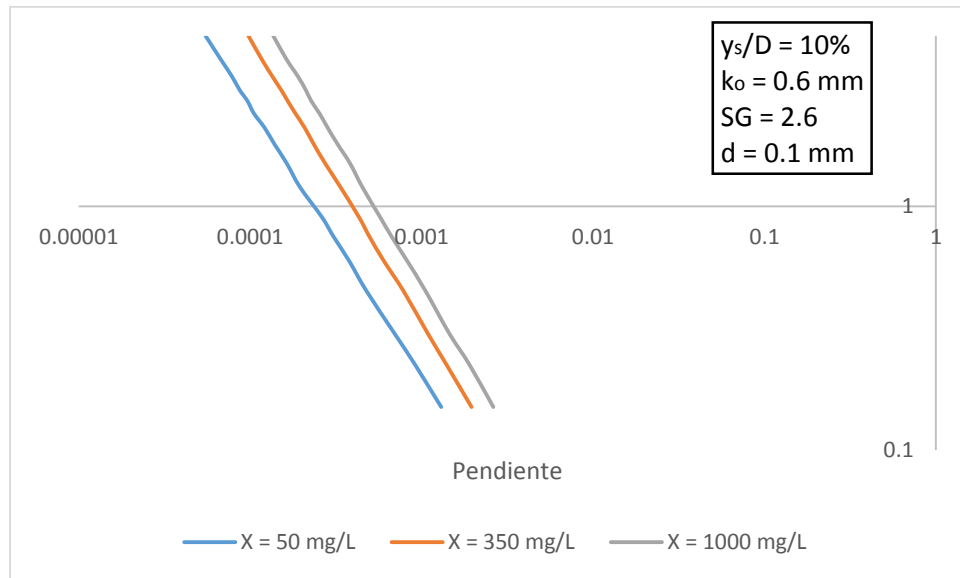
Anexo 16. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 200 μm . Criterio II de diseño.



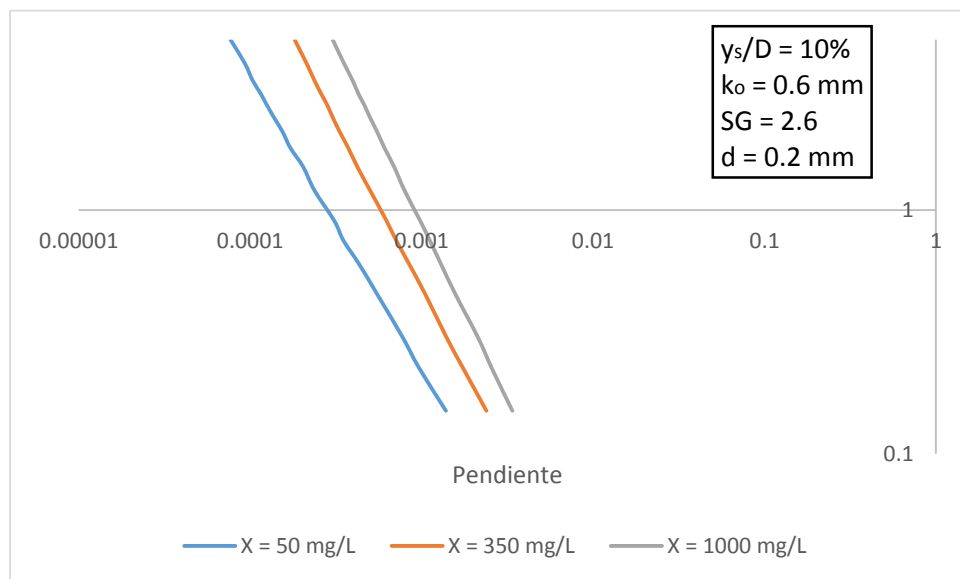
Anexo 17. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 300 μm . Criterio II de diseño.



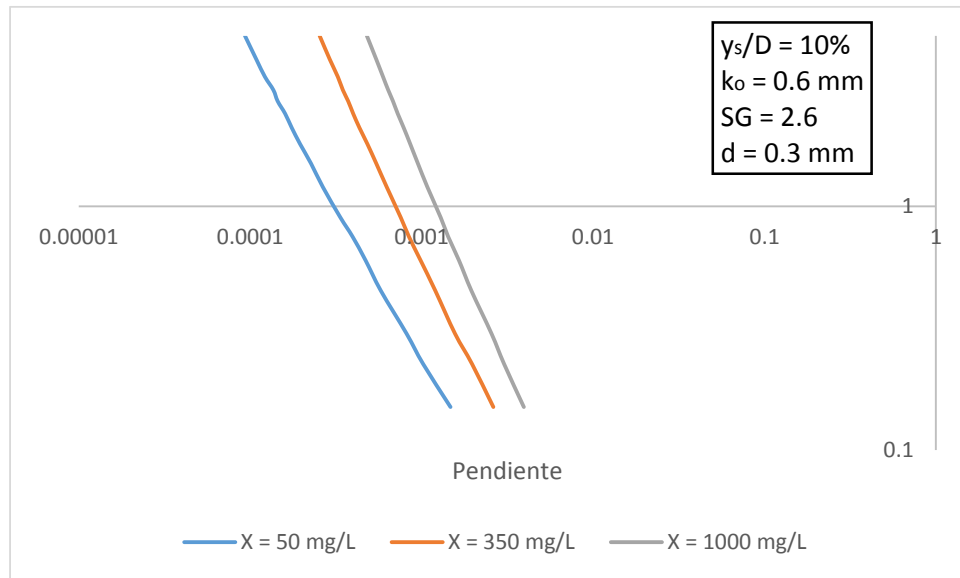
Anexo 18. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 100 μm . Criterio II de diseño.



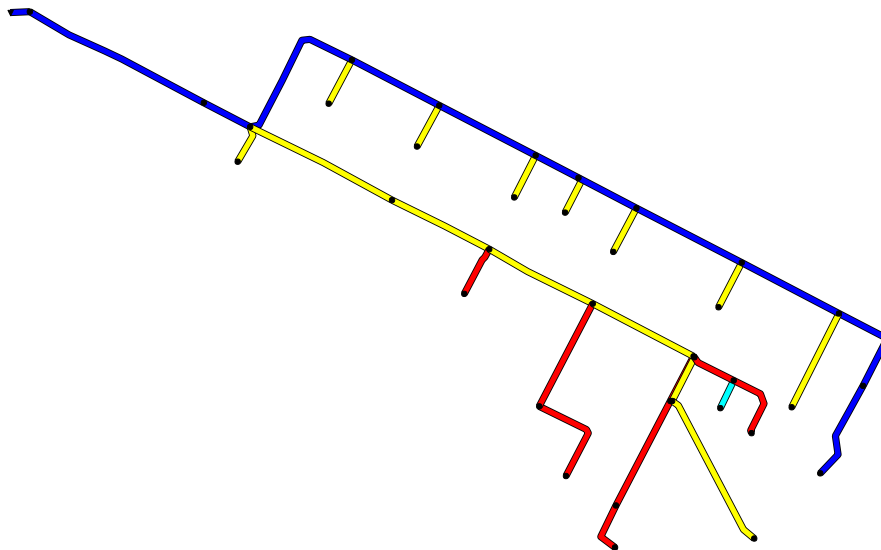
Anexo 19. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 200 μm . Criterio II de diseño.



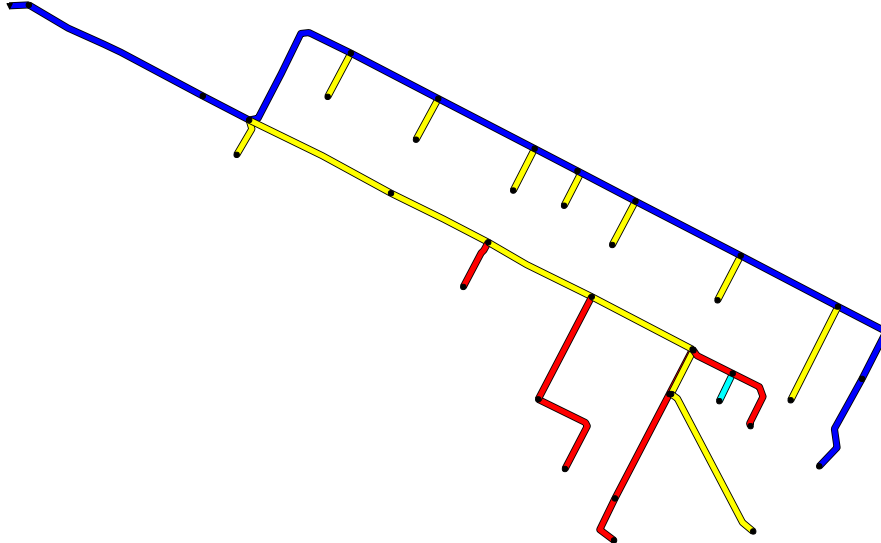
Anexo 20. - Aplicación de la ecuación de Ackers (1982) para un diámetro de partícula de 300 μm . Criterio II de diseño.



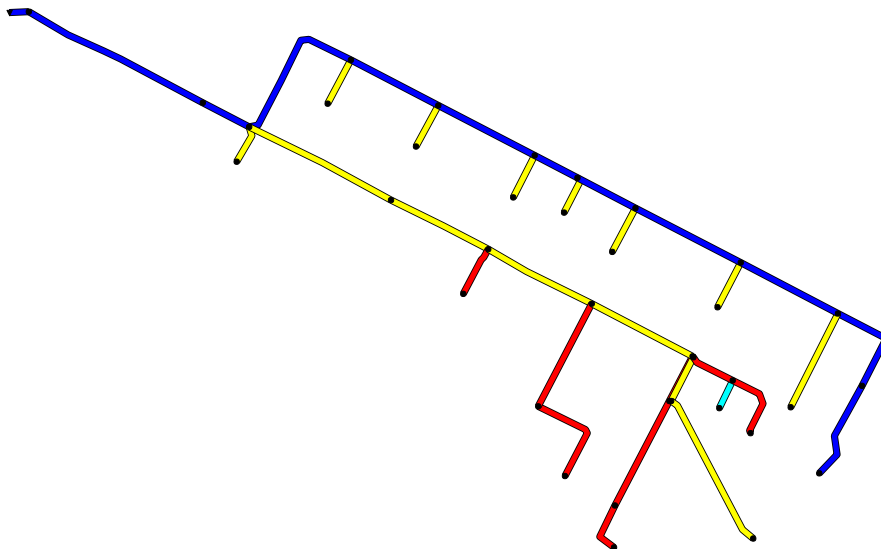
Anexo 21. - Rutas obtenidas en CIE 7.0. Velocidad mínima = 0.75 m/s



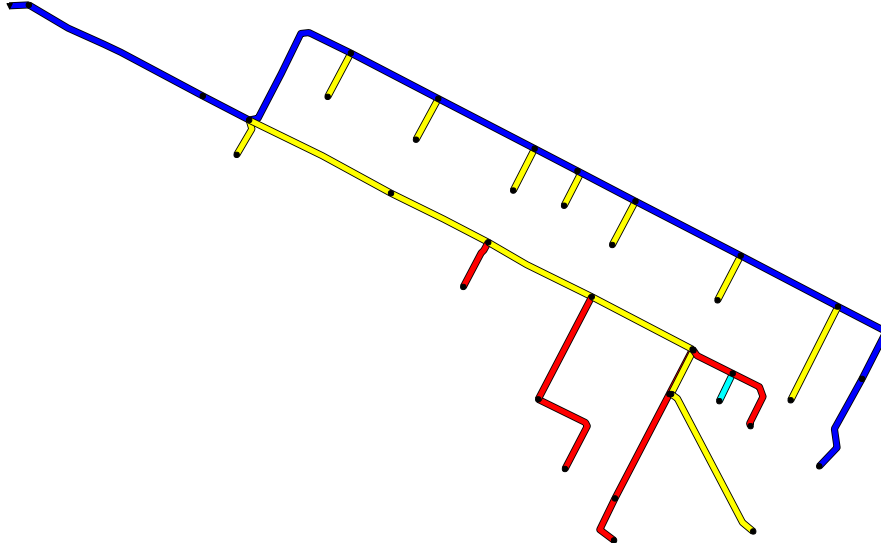
Anexo 22. - Rutas obtenidas en CIE 7.0. Velocidad mínima = 0.9 m/s



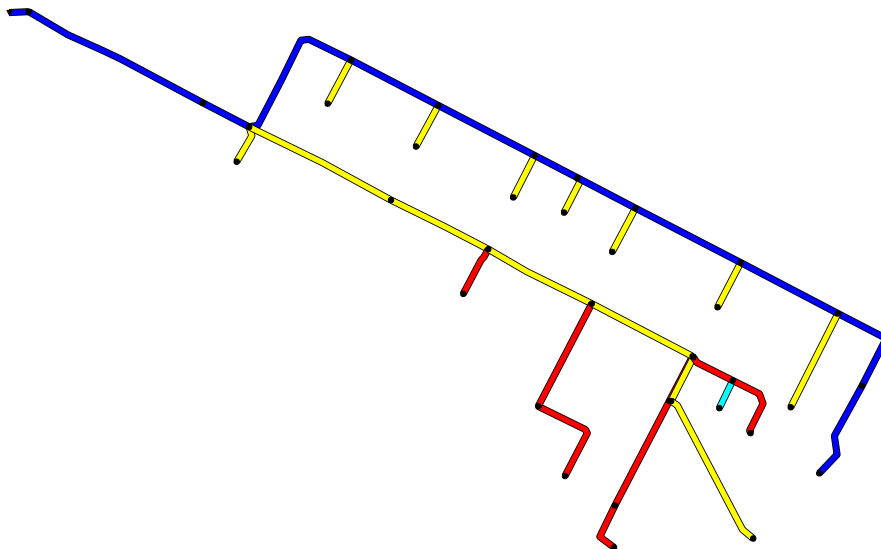
Anexo 23. - Rutas obtenidas en CIE 7.0. Esfuerzo cortante mínimo = 2 Pa.



Anexo 24. - Rutas obtenidas en CIE 7.0. Esfuerzo cortante mínimo = 4 Pa.



Anexo 25. - Rutas obtenidas en CIE 7.0. Esfuerzo cortante mínimo = 12.6 Pa.



Anexo 26. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 2

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.11	2587.34	0.00
1	0.46	2576.79	172.65
2	0.94	2575.50	90.99
3	1.25	2569.69	93.17
4	1.32	2564.91	187.94
5	1.51	2561.06	203.82
6	1.63	2558.33	113.02
7	1.89	2557.98	81.80
8	2.21	2555.82	187.31
9	2.47	2555.31	169.06
10	5.14	2554.05	270.92
11	5.35	2552.04	90.38
12	5.47	2551.51	337.56
13	1000.00	2551.51	33.19

Anexo 27. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 3

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.02	2587.34	0.00
1	0.09	2576.79	172.65
2	0.19	2575.50	90.99
3	0.25	2569.69	93.17
4	0.26	2564.91	187.94
5	0.30	2561.06	203.82
6	0.33	2558.33	113.02
7	0.38	2557.98	81.80
8	0.44	2555.82	187.31
9	0.49	2555.31	169.06
10	1.03	2554.05	270.92
11	1.07	2552.04	90.38
12	1.09	2551.51	337.56
13	1000.00	2551.51	33.19

Anexo 28. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 3

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.22	1293.67	0.00
1	0.91	1288.40	172.65
2	1.88	1287.75	90.99
3	2.50	1284.85	93.17
4	2.64	1282.46	187.94
5	3.02	1280.53	203.82
6	3.26	1279.17	113.02
7	3.77	1278.99	81.80
8	4.42	1277.91	187.31
9	4.93	1277.66	169.06
10	10.28	1277.03	270.92
11	10.70	1276.02	90.38
12	10.94	1275.76	337.56
13	1000.00	1275.76	33.19

Anexo 29. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 4

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.22	3881.00	0.00
1	0.91	3865.18	172.65
2	1.88	3863.25	90.99
3	2.50	3854.54	93.17
4	2.64	3847.36	187.94
5	3.02	3841.60	203.82
6	3.26	3837.49	113.02
7	3.77	3836.97	81.80
8	4.42	3833.73	187.31
9	4.93	3832.97	169.06
10	10.28	3831.08	270.92
11	10.70	3828.06	90.38
12	10.94	3827.26	337.56
13	1000.00	3827.26	33.19

Anexo 30. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 5

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.22	25.87	0.00
1	0.91	25.77	172.65
2	1.88	25.76	90.99
3	2.50	25.70	93.17
4	2.64	25.65	187.94
5	3.02	25.61	203.82
6	3.26	25.58	113.02
7	3.77	25.58	81.80
8	4.42	25.56	187.31
9	4.93	25.55	169.06
10	10.28	25.54	270.92
11	10.70	25.52	90.38
12	10.94	25.52	337.56
13	1000.00	25.52	33.19

Anexo 31. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 6

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.33	2587.34	0.00
1	1.37	2576.79	172.65
2	2.82	2575.50	90.99
3	3.75	2569.69	93.17
4	3.96	2564.91	187.94
5	4.53	2561.06	203.82
6	4.89	2558.33	113.02
7	5.66	2557.98	81.80
8	6.63	2555.82	187.31
9	7.40	2555.31	169.06
10	15.42	2554.05	270.92
11	16.05	2552.04	90.38
12	16.41	2551.51	337.56
13	1000.00	2551.51	33.19

Anexo 32. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 7

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.33	25.87	0.00
1	1.37	25.77	172.65
2	2.82	25.76	90.99
3	3.75	25.70	93.17
4	3.96	25.65	187.94
5	4.53	25.61	203.82
6	4.89	25.58	113.02
7	5.66	25.58	81.80
8	6.63	25.56	187.31
9	7.40	25.55	169.06
10	15.42	25.54	270.92
11	16.05	25.52	90.38
12	16.41	25.52	337.56
13	1000.00	25.52	33.19

Anexo 33. – Datos de Entrada Alcantarillado Pluvial. Caso 8

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.33	3881.01	0.00
1	1.37	3865.19	172.65
2	2.82	3863.25	90.99
3	3.75	3854.54	93.17
4	3.96	3847.37	187.94
5	4.53	3841.59	203.82
6	4.89	3837.50	113.02
7	5.66	3836.97	81.80
8	6.63	3833.73	187.31
9	7.40	3832.97	169.06
10	15.42	3831.08	270.92
11	16.05	3828.06	90.38
12	16.41	3827.27	337.56
13	1000.00	3827.27	33.19

Anexo 34. – Resultados tabulares de diseños para el Caso 2.

V = 0.3 m/s			V = 0.45 m/s			V = 0.6 m/s		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.03051	0.2	1	0.03051	0.2	1	0.03051	0.2
2	0.007143	0.2	2	0.007143	0.2	2	0.008242	0.2
3	0.032183	0.2	3	0.032183	0.2	3	0.031111	0.2
4	0.012184	0.2	4	0.012184	0.2	4	0.012184	0.2
5	0.009959	0.2	5	0.009959	0.2	5	0.009959	0.2
6	0.011148	0.2	6	0.011148	0.2	6	0.011148	0.2
7	0.005868	0.2	7	0.005868	0.2	7	0.005868	0.2
8	0.005232	0.2	8	0.005232	0.2	8	0.005232	0.2
9	0.005028	0.25	9	0.005028	0.25	9	0.005028	0.25
10	0.005278	0.25	10	0.005278	0.25	10	0.005278	0.25
11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25
12	0.005214	0.25	12	0.005214	0.25	12	0.005214	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

$\tau = 1 \text{ Pa}$			$\tau = 1.5 \text{ Pa}$			$\tau = 2 \text{ Pa}$		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.03051	0.2	1	0.03051	0.2	1	0.03051	0.2
2	0.007143	0.2	2	0.007143	0.2	2	0.008242	0.2
3	0.032183	0.2	3	0.032183	0.2	3	0.031111	0.2
4	0.012184	0.2	4	0.012184	0.2	4	0.012184	0.2
5	0.009959	0.2	5	0.009959	0.2	5	0.009959	0.2
6	0.011148	0.2	6	0.011148	0.2	6	0.011148	0.2
7	0.005868	0.2	7	0.005868	0.2	7	0.005868	0.2
8	0.005232	0.2	8	0.005232	0.2	8	0.005232	0.2
9	0.005028	0.25	9	0.005028	0.25	9	0.005028	0.25
10	0.005278	0.25	10	0.005278	0.25	10	0.005278	0.25
11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25
12	0.005214	0.25	12	0.005214	0.25	12	0.005214	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

Macke (1982)			ASCE (2009)		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.03051	0.2	1	0.03051	0.2
2	0.007143	0.2	2	0.007143	0.2
3	0.032183	0.2	3	0.032183	0.2
4	0.012184	0.2	4	0.012184	0.2
5	0.009959	0.2	5	0.009959	0.2
6	0.011148	0.2	6	0.011148	0.2
7	0.005868	0.2	7	0.005868	0.2
8	0.005232	0.2	8	0.005232	0.2
9	0.005028	0.25	9	0.005028	0.25
10	0.005278	0.25	10	0.005278	0.25
11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25
12	0.005214	0.25	12	0.005214	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

Anexo 35. – Resultados tabulares de diseños para el Caso 3.

V = 0.3 m/s			V = 0.45 m/s			V = 0.6 m/s		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.018879	0.2	1	0.018879	0.2	1	0.020615	0.2
2	0.005385	0.2	2	0.005385	0.2	2	0.008682	0.2
3	0.0176	0.2	3	0.0176	0.2	3	0.011162	0.2
4	0.007662	0.2	4	0.007662	0.2	4	0.007662	0.2
5	0.005152	0.2	5	0.005152	0.2	5	0.005152	0.2
6	0.00814	0.2	6	0.00814	0.2	6	0.00814	0.2
7	0.005012	0.2	7	0.005012	0.2	7	0.005012	0.2
8	0.005018	0.2	8	0.005018	0.2	8	0.005018	0.2
9	0.005087	0.25	9	0.005087	0.25	9	0.005087	0.25
10	0.005057	0.25	10	0.005057	0.25	10	0.005057	0.25
11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25
12	0.005214	0.25	12	0.005214	0.25	12	0.005214	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

$\tau = 1 \text{ Pa}$			$\tau = 1.5 \text{ Pa}$			$\tau = 2 \text{ Pa}$		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.018879	0.2	1	0.018879	0.2	1	0.018879	0.2
2	0.005385	0.2	2	0.006484	0.2	2	0.008682	0.2
3	0.0176	0.2	3	0.016527	0.2	3	0.014381	0.2
4	0.007662	0.2	4	0.007662	0.2	4	0.007662	0.2
5	0.005152	0.2	5	0.005152	0.2	5	0.005152	0.2
6	0.00814	0.2	6	0.00814	0.2	6	0.00814	0.2
7	0.005012	0.2	7	0.005012	0.2	7	0.005012	0.2
8	0.005018	0.2	8	0.005018	0.2	8	0.005018	0.2
9	0.005087	0.25	9	0.005087	0.25	9	0.005087	0.25
10	0.005057	0.25	10	0.005057	0.25	10	0.005057	0.25
11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25
12	0.005214	0.25	12	0.005214	0.25	12	0.005214	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

Macke (1982)			ASCE (2009)		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.018879	0.2	1	0.018879	0.2
2	0.005385	0.2	2	0.005385	0.2
3	0.0176	0.2	3	0.0176	0.2
4	0.007662	0.2	4	0.007662	0.2
5	0.005152	0.2	5	0.005152	0.2
6	0.00814	0.2	6	0.00814	0.2
7	0.005012	0.2	7	0.005012	0.2
8	0.005018	0.2	8	0.005018	0.2
9	0.005087	0.25	9	0.005087	0.25
10	0.005057	0.25	10	0.005057	0.25
11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25
12	0.005214	0.25	12	0.005214	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

Anexo 36. – Resultados tabulares de diseños para el Caso 4.

V = 0.3 m/s			V = 0.45 m/s			V = 0.6 m/s		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.006082	0.2	1	0.008977	0.2	1	0.020557	0.2
2	0.005825	0.2	2	0.005825	0.2	2	0.008023	0.2
3	0.005152	0.2	3	0.005152	0.2	3	0.006225	0.2
4	0.005214	0.2	4	0.005214	0.2	4	0.005214	0.2
5	0.005299	0.2	5	0.005299	0.2	5	0.005299	0.2
6	0.005132	0.2	6	0.005132	0.2	6	0.005132	0.2
7	0.005257	0.2	7	0.005257	0.2	7	0.005257	0.2
8	0.005445	0.2	8	0.005445	0.2	8	0.005445	0.2
9	0.005028	0.25	9	0.005028	0.25	9	0.005028	0.25
10	0.005241	0.25	10	0.005241	0.25	10	0.005241	0.25
11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25
12	0.005184	0.25	12	0.005184	0.25	12	0.005184	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

$\tau = 1 \text{ Pa}$			$\tau = 1.5 \text{ Pa}$			$\tau = 2 \text{ Pa}$		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.006082	0.2	1	0.010715	0.2	1	0.015347	0.2
2	0.005825	0.2	2	0.005825	0.2	2	0.008023	0.2
3	0.005152	0.2	3	0.005152	0.2	3	0.006225	0.2
4	0.005214	0.2	4	0.005214	0.2	4	0.005214	0.2
5	0.005299	0.2	5	0.005299	0.2	5	0.005299	0.2
6	0.005132	0.2	6	0.005132	0.2	6	0.005132	0.2
7	0.005257	0.2	7	0.005257	0.2	7	0.005257	0.2
8	0.005445	0.2	8	0.005445	0.2	8	0.005445	0.2
9	0.005028	0.25	9	0.005028	0.25	9	0.005028	0.25
10	0.005241	0.25	10	0.005241	0.25	10	0.005241	0.25
11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25
12	0.005184	0.25	12	0.005184	0.25	12	0.005184	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

Macke (1982)			ASCE (2009)		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.006082	0.2	1	0.006082	0.2
2	0.005825	0.2	2	0.005825	0.2
3	0.005152	0.2	3	0.005152	0.2
4	0.005214	0.2	4	0.005214	0.2
5	0.005299	0.2	5	0.005299	0.2
6	0.005132	0.2	6	0.005132	0.2
7	0.005257	0.2	7	0.005257	0.2
8	0.005445	0.2	8	0.005445	0.2
9	0.005028	0.25	9	0.005028	0.25
10	0.005241	0.25	10	0.005241	0.25
11	0.005643	0.25	11	0.005643	0.25
12	0.005184	0.25	12	0.005184	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

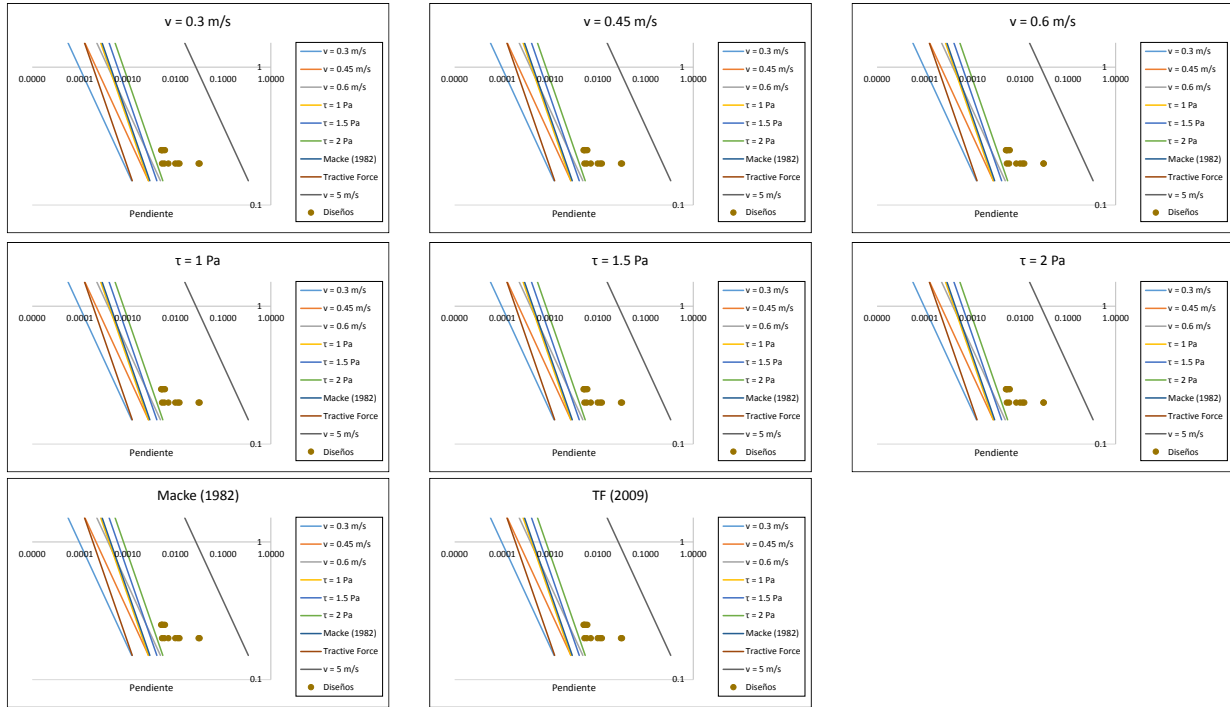
Anexo 37. – Resultados tabulares de diseños para el Caso 5.

V = 0.3 m/s			V = 0.45 m/s			V = 0.6 m/s		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.005387	0.2	1	0.009441	0.2	1	0.020442	0.2
2	0.005055	0.2	2	0.005055	0.2	2	0.008352	0.2
3	0.005366	0.2	3	0.005366	0.2	3	0.005366	0.2
4	0.00548	0.2	4	0.00548	0.2	4	0.00548	0.2
5	0.005397	0.2	5	0.005397	0.2	5	0.005397	0.2
6	0.005574	0.2	6	0.005574	0.2	6	0.005574	0.2
7	0.005134	0.2	7	0.005134	0.2	7	0.005134	0.2
8	0.005392	0.2	8	0.005392	0.2	8	0.005392	0.2
9	0.005442	0.25	9	0.006033	0.2	9	0.006033	0.2
10	0.005057	0.25	10	0.005057	0.25	10	0.005057	0.25
11	0.005532	0.25	11	0.005532	0.25	11	0.005532	0.25
12	0.005095	0.25	12	0.005095	0.25	12	0.005095	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

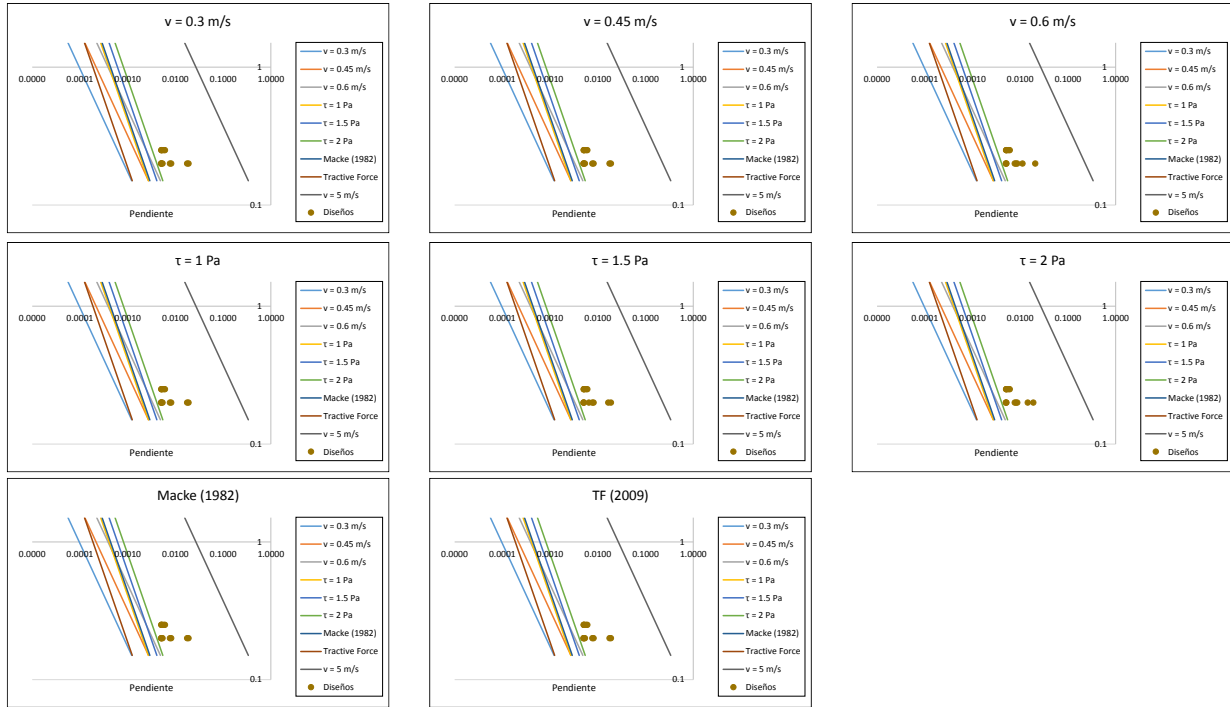
$\tau = 1 \text{ Pa}$			$\tau = 1.5 \text{ Pa}$			$\tau = 2 \text{ Pa}$		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.006545	0.2	1	0.010599	0.2	1	0.015231	0.2
2	0.005055	0.2	2	0.006154	0.2	2	0.008352	0.2
3	0.005366	0.2	3	0.005366	0.2	3	0.00644	0.2
4	0.00548	0.2	4	0.00548	0.2	4	0.00548	0.2
5	0.005397	0.2	5	0.005397	0.2	5	0.005397	0.2
6	0.005574	0.2	6	0.005574	0.2	6	0.005574	0.2
7	0.005134	0.2	7	0.005134	0.2	7	0.005134	0.2
8	0.005392	0.2	8	0.005392	0.2	8	0.005392	0.2
9	0.005442	0.25	9	0.006033	0.2	9	0.006033	0.2
10	0.005057	0.25	10	0.005057	0.25	10	0.005057	0.25
11	0.005532	0.25	11	0.005532	0.25	11	0.005532	0.25
12	0.005095	0.25	12	0.005095	0.25	12	0.005095	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

Macke (1982)			ASCE (2009)		
Tubo	Pendiente	Diámetro	Tubo	Pendiente	Diámetro
1	0.005387	0.2	1	0.005387	0.2
2	0.005055	0.2	2	0.005055	0.2
3	0.005366	0.2	3	0.005366	0.2
4	0.00548	0.2	4	0.00548	0.2
5	0.005397	0.2	5	0.005397	0.2
6	0.005574	0.2	6	0.005574	0.2
7	0.005134	0.2	7	0.005134	0.2
8	0.005392	0.2	8	0.005392	0.2
9	0.005442	0.25	9	0.005442	0.25
10	0.005057	0.25	10	0.005057	0.25
11	0.005532	0.25	11	0.005532	0.25
12	0.005095	0.25	12	0.005095	0.25
13	0.006026	0.25	13	0.006026	0.25

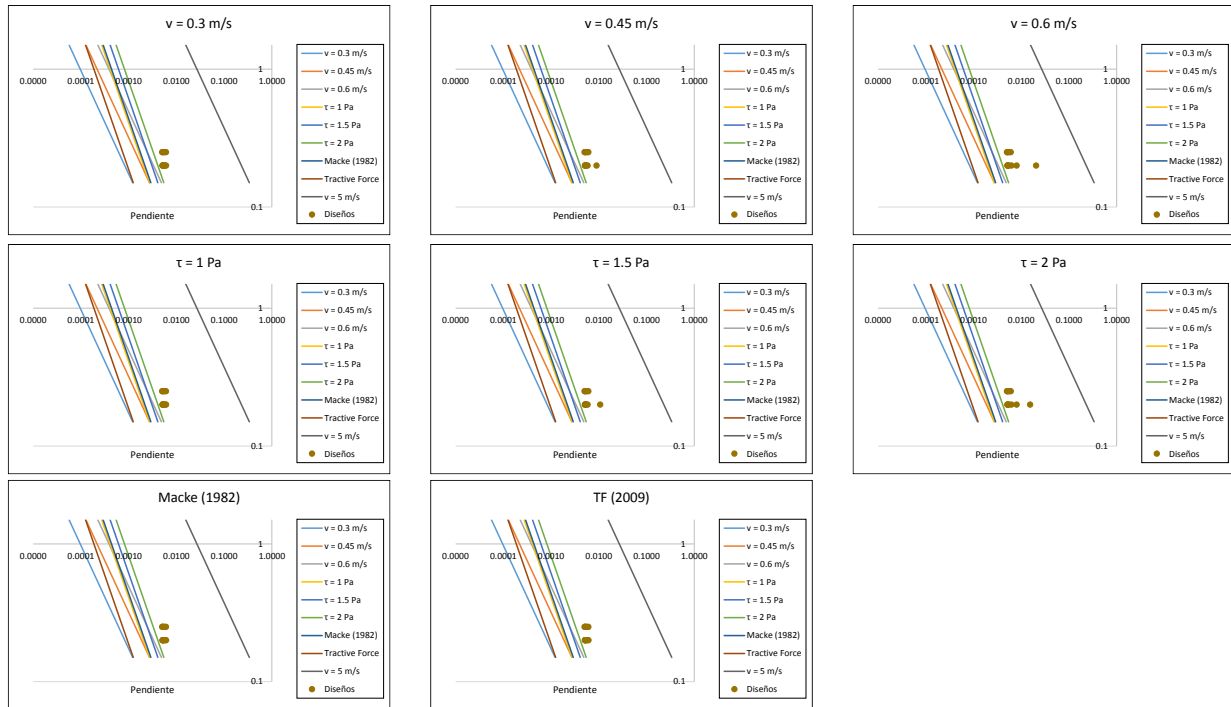
Anexo 38. – Resultados gráficos de diseño para el Caso 2.



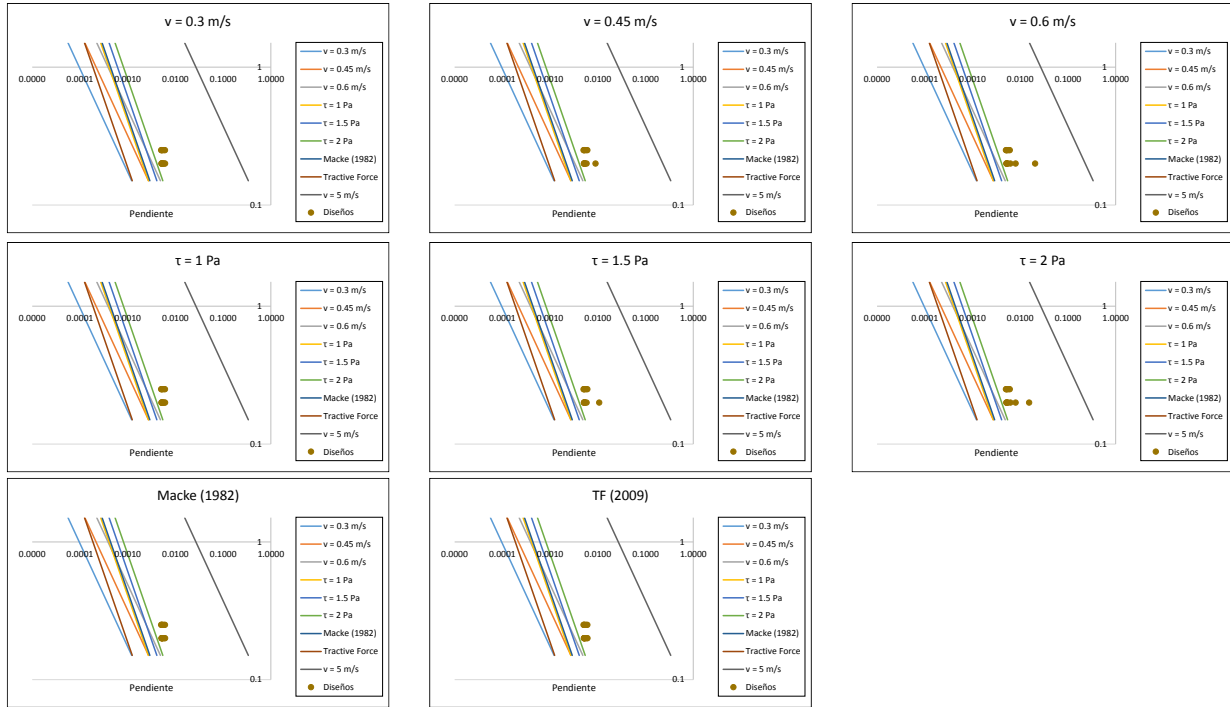
Anexo 39. – Resultados gráficos de diseño para el Caso 3.

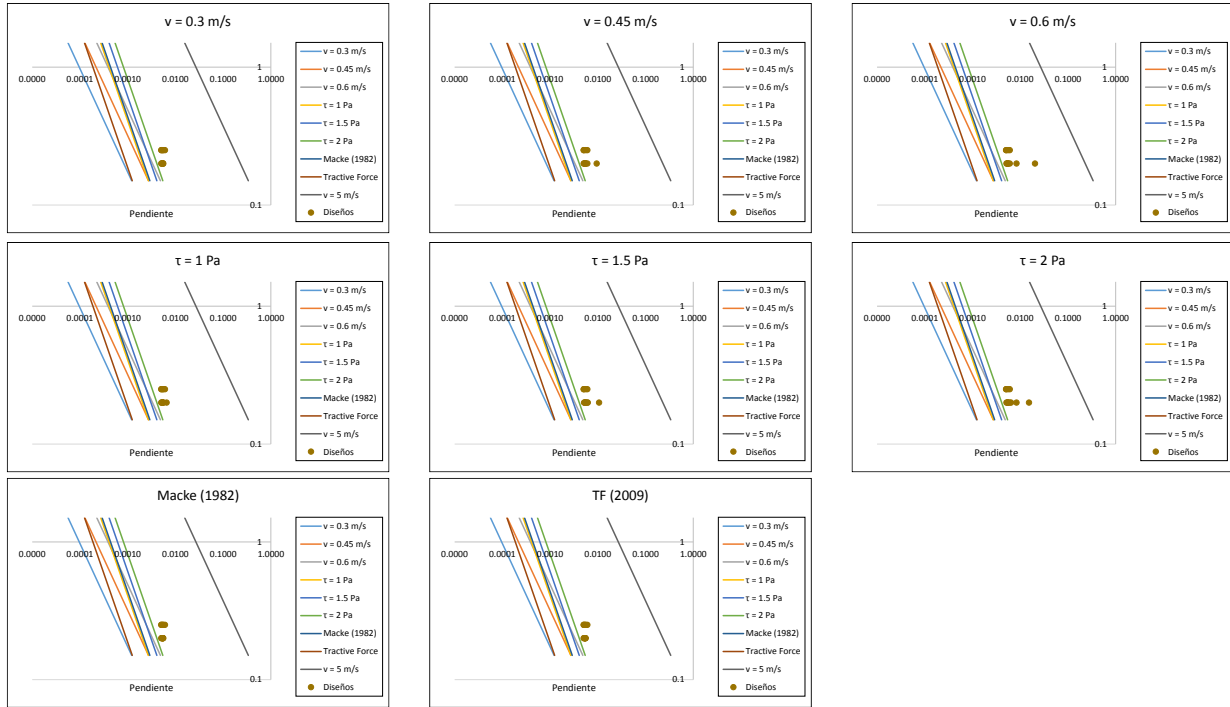


Anexo 40. – Resultados gráficos de diseño para el Caso 4.



Anexo 41. – Resultados gráficos de diseño para el Caso 5.



Anexo 42. – Resultados gráficos de diseño para el Caso 6.

Anexo 43. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 1.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.001	2587.34	0.00
1	0.002	2576.79	172.65
2	0.003	2575.50	90.99
3	0.004	2569.69	93.17
4	0.005	2564.91	187.94
5	0.006	2561.06	203.82
6	0.007	2558.33	113.02
7	0.008	2557.98	81.80
8	0.009	2555.82	187.31
9	0.010	2555.31	169.06
10	0.011	2554.05	270.92
11	0.012	2552.04	90.38
12	0.013	2551.51	337.56
13	1000	2551.51	33.19

Anexo 44. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 2.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.001	1293.67	0.00
1	0.002	1288.40	172.65
2	0.003	1287.75	90.99
3	0.004	1284.85	93.17
4	0.005	1282.46	187.94
5	0.006	1280.53	203.82
6	0.007	1279.17	113.02
7	0.008	1278.99	81.80
8	0.009	1277.91	187.31
9	0.010	1277.66	169.06
10	0.011	1277.03	270.92
11	0.012	1276.02	90.38
12	0.013	1275.76	337.56
13	1000	1275.76	33.19

Anexo 45. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 3.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.001	776.20	0.00
1	0.002	773.04	172.65
2	0.003	772.65	90.99
3	0.004	770.91	93.17
4	0.005	769.47	187.94
5	0.006	768.32	203.82
6	0.007	767.50	113.02
7	0.008	767.39	81.80
8	0.009	766.75	187.31
9	0.010	766.59	169.06
10	0.011	766.22	270.92
11	0.012	765.61	90.38
12	0.013	765.45	337.56
13	1000	765.45	33.19

Anexo 46. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 4.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.001	258.73	0.00
1	0.002	257.68	172.65
2	0.003	257.55	90.99
3	0.004	256.97	93.17
4	0.005	256.49	187.94
5	0.006	256.11	203.82
6	0.007	255.83	113.02
7	0.008	255.80	81.80
8	0.009	255.58	187.31
9	0.010	255.53	169.06
10	0.011	255.41	270.92
11	0.012	255.20	90.38
12	0.013	255.15	337.56
13	1000	255.15	33.19

Anexo 47. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 5.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.001	129.37	0.00
1	0.002	128.84	172.65
2	0.003	128.78	90.99
3	0.004	128.48	93.17
4	0.005	128.25	187.94
5	0.006	128.05	203.82
6	0.007	127.92	113.02
7	0.008	127.90	81.80
8	0.009	127.79	187.31
9	0.010	127.77	169.06
10	0.011	127.70	270.92
11	0.012	127.60	90.38
12	0.013	127.58	337.56
13	1000	127.58	33.19

Anexo 48. – Datos de entrada. Corrida 01_Caso 6.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.001	100.00	0.00
1	0.002	100.00	172.65
2	0.003	100.00	90.99
3	0.004	100.00	93.17
4	0.005	100.00	187.94
5	0.006	100.00	203.82
6	0.007	100.00	113.02
7	0.008	100.00	81.80
8	0.009	100.00	187.31
9	0.010	100.00	169.06
10	0.011	100.00	270.92
11	0.012	100.00	90.38
12	0.013	100.00	337.56
13	1000	100.00	33.19

Anexo 49. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 1.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.002	2587.34	0.00
1	0.004	2576.79	172.65
2	0.006	2575.50	90.99
3	0.008	2569.69	93.17
4	0.010	2564.91	187.94
5	0.012	2561.06	203.82
6	0.014	2558.33	113.02
7	0.016	2557.98	81.80
8	0.018	2555.82	187.31
9	0.020	2555.31	169.06
10	0.022	2554.05	270.92
11	0.024	2552.04	90.38
12	0.026	2551.51	337.56
13	1000	2551.51	33.19

Anexo 50. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 2.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.002	1293.67	0.00
1	0.004	1288.40	172.65
2	0.006	1287.75	90.99
3	0.008	1284.85	93.17
4	0.010	1282.46	187.94
5	0.012	1280.53	203.82
6	0.014	1279.17	113.02
7	0.016	1278.99	81.80
8	0.018	1277.91	187.31
9	0.020	1277.66	169.06
10	0.022	1277.03	270.92
11	0.024	1276.02	90.38
12	0.026	1275.76	337.56
13	1000	1275.76	33.19

Anexo 51. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 3.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.002	776.20	0.00
1	0.004	773.04	172.65
2	0.006	772.65	90.99
3	0.008	770.91	93.17
4	0.010	769.47	187.94
5	0.012	768.32	203.82
6	0.014	767.50	113.02
7	0.016	767.39	81.80
8	0.018	766.75	187.31
9	0.020	766.59	169.06
10	0.022	766.22	270.92
11	0.024	765.61	90.38
12	0.026	765.45	337.56
13	1000	765.45	33.19

Anexo 52. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 4.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.002	258.73	0.00
1	0.004	257.68	172.65
2	0.006	257.55	90.99
3	0.008	256.97	93.17
4	0.010	256.49	187.94
5	0.012	256.11	203.82
6	0.014	255.83	113.02
7	0.016	255.80	81.80
8	0.018	255.58	187.31
9	0.020	255.53	169.06
10	0.022	255.41	270.92
11	0.024	255.20	90.38
12	0.026	255.15	337.56
13	1000	255.15	33.19

Anexo 53. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 5.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.002	129.37	0.00
1	0.004	128.84	172.65
2	0.006	128.78	90.99
3	0.008	128.48	93.17
4	0.010	128.25	187.94
5	0.012	128.05	203.82
6	0.014	127.92	113.02
7	0.016	127.90	81.80
8	0.018	127.79	187.31
9	0.020	127.77	169.06
10	0.022	127.70	270.92
11	0.024	127.60	90.38
12	0.026	127.58	337.56
13	1000	127.58	33.19

Anexo 54. – Datos de entrada. Corrida 02_Caso 6.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.002	100.00	0.00
1	0.004	100.00	172.65
2	0.006	100.00	90.99
3	0.008	100.00	93.17
4	0.010	100.00	187.94
5	0.012	100.00	203.82
6	0.014	100.00	113.02
7	0.016	100.00	81.80
8	0.018	100.00	187.31
9	0.020	100.00	169.06
10	0.022	100.00	270.92
11	0.024	100.00	90.38
12	0.026	100.00	337.56
13	1000	100.00	33.19

Anexo 55. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 1.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0030	2587.34	0.00
1	0.0060	2576.79	172.65
2	0.0090	2575.50	90.99
3	0.0120	2569.69	93.17
4	0.0150	2564.91	187.94
5	0.0180	2561.06	203.82
6	0.0210	2558.33	113.02
7	0.0240	2557.98	81.80
8	0.0270	2555.82	187.31
9	0.0300	2555.31	169.06
10	0.0330	2554.05	270.92
11	0.0360	2552.04	90.38
12	0.0390	2551.51	337.56
13	1000	2551.51	33.19

Anexo 56. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 2.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0030	1293.67	0.00
1	0.0060	1288.40	172.65
2	0.0090	1287.75	90.99
3	0.0120	1284.85	93.17
4	0.0150	1282.46	187.94
5	0.0180	1280.53	203.82
6	0.0210	1279.17	113.02
7	0.0240	1278.99	81.80
8	0.0270	1277.91	187.31
9	0.0300	1277.66	169.06
10	0.0330	1277.03	270.92
11	0.0360	1276.02	90.38
12	0.0390	1275.76	337.56
13	1000	1275.76	33.19

Anexo 57. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 3.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0030	776.20	0.00
1	0.0060	773.04	172.65
2	0.0090	772.65	90.99
3	0.0120	770.91	93.17
4	0.0150	769.47	187.94
5	0.0180	768.32	203.82
6	0.0210	767.50	113.02
7	0.0240	767.39	81.80
8	0.0270	766.75	187.31
9	0.0300	766.59	169.06
10	0.0330	766.22	270.92
11	0.0360	765.61	90.38
12	0.0390	765.45	337.56
13	1000	765.45	33.19

Anexo 58. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 4.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0030	258.73	0.00
1	0.0060	257.68	172.65
2	0.0090	257.55	90.99
3	0.0120	256.97	93.17
4	0.0150	256.49	187.94
5	0.0180	256.11	203.82
6	0.0210	255.83	113.02
7	0.0240	255.80	81.80
8	0.0270	255.58	187.31
9	0.0300	255.53	169.06
10	0.0330	255.41	270.92
11	0.0360	255.20	90.38
12	0.0390	255.15	337.56
13	1000	255.15	33.19

Anexo 59. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 5.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0030	129.37	0.00
1	0.0060	128.84	172.65
2	0.0090	128.78	90.99
3	0.0120	128.48	93.17
4	0.0150	128.25	187.94
5	0.0180	128.05	203.82
6	0.0210	127.92	113.02
7	0.0240	127.90	81.80
8	0.0270	127.79	187.31
9	0.0300	127.77	169.06
10	0.0330	127.70	270.92
11	0.0360	127.60	90.38
12	0.0390	127.58	337.56
13	1000	127.58	33.19

Anexo 60. – Datos de entrada. Corrida 03_Caso 6.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.003	100.00	0.00
1	0.006	100.00	172.65
2	0.009	100.00	90.99
3	0.012	100.00	93.17
4	0.015	100.00	187.94
5	0.018	100.00	203.82
6	0.021	100.00	113.02
7	0.024	100.00	81.80
8	0.027	100.00	187.31
9	0.030	100.00	169.06
10	0.033	100.00	270.92
11	0.036	100.00	90.38
12	0.039	100.00	337.56
13	1000	100.00	33.19

Anexo 61. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 1.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0050	2587.34	0.00
1	0.0100	2576.79	172.65
2	0.0150	2575.50	90.99
3	0.0200	2569.69	93.17
4	0.0250	2564.91	187.94
5	0.0300	2561.06	203.82
6	0.0350	2558.33	113.02
7	0.0400	2557.98	81.80
8	0.0450	2555.82	187.31
9	0.0500	2555.31	169.06
10	0.0550	2554.05	270.92
11	0.0600	2552.04	90.38
12	0.0650	2551.51	337.56
13	1000	2551.51	33.19

Anexo 62. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 2.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0050	1293.67	0.00
1	0.0100	1288.40	172.65
2	0.0150	1287.75	90.99
3	0.0200	1284.85	93.17
4	0.0250	1282.46	187.94
5	0.0300	1280.53	203.82
6	0.0350	1279.17	113.02
7	0.0400	1278.99	81.80
8	0.0450	1277.91	187.31
9	0.0500	1277.66	169.06
10	0.0550	1277.03	270.92
11	0.0600	1276.02	90.38
12	0.0650	1275.76	337.56
13	1000	1275.76	33.19

Anexo 63. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 3.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0050	776.20	0.00
1	0.0100	773.04	172.65
2	0.0150	772.65	90.99
3	0.0200	770.91	93.17
4	0.0250	769.47	187.94
5	0.0300	768.32	203.82
6	0.0350	767.50	113.02
7	0.0400	767.39	81.80
8	0.0450	766.75	187.31
9	0.0500	766.59	169.06
10	0.0550	766.22	270.92
11	0.0600	765.61	90.38
12	0.0650	765.45	337.56
13	1000	765.45	33.19

Anexo 64. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 4.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0050	258.73	0.00
1	0.0100	257.68	172.65
2	0.0150	257.55	90.99
3	0.0200	256.97	93.17
4	0.0250	256.49	187.94
5	0.0300	256.11	203.82
6	0.0350	255.83	113.02
7	0.0400	255.80	81.80
8	0.0450	255.58	187.31
9	0.0500	255.53	169.06
10	0.0550	255.41	270.92
11	0.0600	255.20	90.38
12	0.0650	255.15	337.56
13	1000	255.15	33.19

Anexo 65. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 5.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0050	129.37	0.00
1	0.0100	128.84	172.65
2	0.0150	128.78	90.99
3	0.0200	128.48	93.17
4	0.0250	128.25	187.94
5	0.0300	128.05	203.82
6	0.0350	127.92	113.02
7	0.0400	127.90	81.80
8	0.0450	127.79	187.31
9	0.0500	127.77	169.06
10	0.0550	127.70	270.92
11	0.0600	127.60	90.38
12	0.0650	127.58	337.56
13	1000	127.58	33.19

Anexo 66. – Datos de entrada. Corrida 04_Caso 6.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.005	100.00	0.00
1	0.010	100.00	172.65
2	0.015	100.00	90.99
3	0.020	100.00	93.17
4	0.025	100.00	187.94
5	0.030	100.00	203.82
6	0.035	100.00	113.02
7	0.040	100.00	81.80
8	0.045	100.00	187.31
9	0.050	100.00	169.06
10	0.055	100.00	270.92
11	0.060	100.00	90.38
12	0.065	100.00	337.56
13	1000	100.00	33.19

Anexo 67. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 1.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0100	2587.34	0.00
1	0.0200	2576.79	172.65
2	0.0300	2575.50	90.99
3	0.0400	2569.69	93.17
4	0.0500	2564.91	187.94
5	0.0600	2561.06	203.82
6	0.0700	2558.33	113.02
7	0.0800	2557.98	81.80
8	0.0900	2555.82	187.31
9	0.1000	2555.31	169.06
10	0.1100	2554.05	270.92
11	0.1200	2552.04	90.38
12	0.1300	2551.51	337.56
13	1000	2551.51	33.19

Anexo 68. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 2.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0100	1293.67	0.00
1	0.0200	1288.40	172.65
2	0.0300	1287.75	90.99
3	0.0400	1284.85	93.17
4	0.0500	1282.46	187.94
5	0.0600	1280.53	203.82
6	0.0700	1279.17	113.02
7	0.0800	1278.99	81.80
8	0.0900	1277.91	187.31
9	0.1000	1277.66	169.06
10	0.1100	1277.03	270.92
11	0.1200	1276.02	90.38
12	0.1300	1275.76	337.56
13	1000	1275.76	33.19

Anexo 69. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 3.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0100	776.20	0.00
1	0.0200	773.04	172.65
2	0.0300	772.65	90.99
3	0.0400	770.91	93.17
4	0.0500	769.47	187.94
5	0.0600	768.32	203.82
6	0.0700	767.50	113.02
7	0.0800	767.39	81.80
8	0.0900	766.75	187.31
9	0.1000	766.59	169.06
10	0.1100	766.22	270.92
11	0.1200	765.61	90.38
12	0.1300	765.45	337.56
13	1000	765.45	33.19

Anexo 70. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 4.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0100	258.73	0.00
1	0.0200	257.68	172.65
2	0.0300	257.55	90.99
3	0.0400	256.97	93.17
4	0.0500	256.49	187.94
5	0.0600	256.11	203.82
6	0.0700	255.83	113.02
7	0.0800	255.80	81.80
8	0.0900	255.58	187.31
9	0.1000	255.53	169.06
10	0.1100	255.41	270.92
11	0.1200	255.20	90.38
12	0.1300	255.15	337.56
13	1000	255.15	33.19

Anexo 71. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 5.

NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.0100	129.37	0.00
1	0.0200	128.84	172.65
2	0.0300	128.78	90.99
3	0.0400	128.48	93.17
4	0.0500	128.25	187.94
5	0.0600	128.05	203.82
6	0.0700	127.92	113.02
7	0.0800	127.90	81.80
8	0.0900	127.79	187.31
9	0.1000	127.77	169.06
10	0.1100	127.70	270.92
11	0.1200	127.60	90.38
12	0.1300	127.58	337.56
13	1000	127.58	33.19

Anexo 72. – Datos de entrada. Corrida 05_Caso 6.

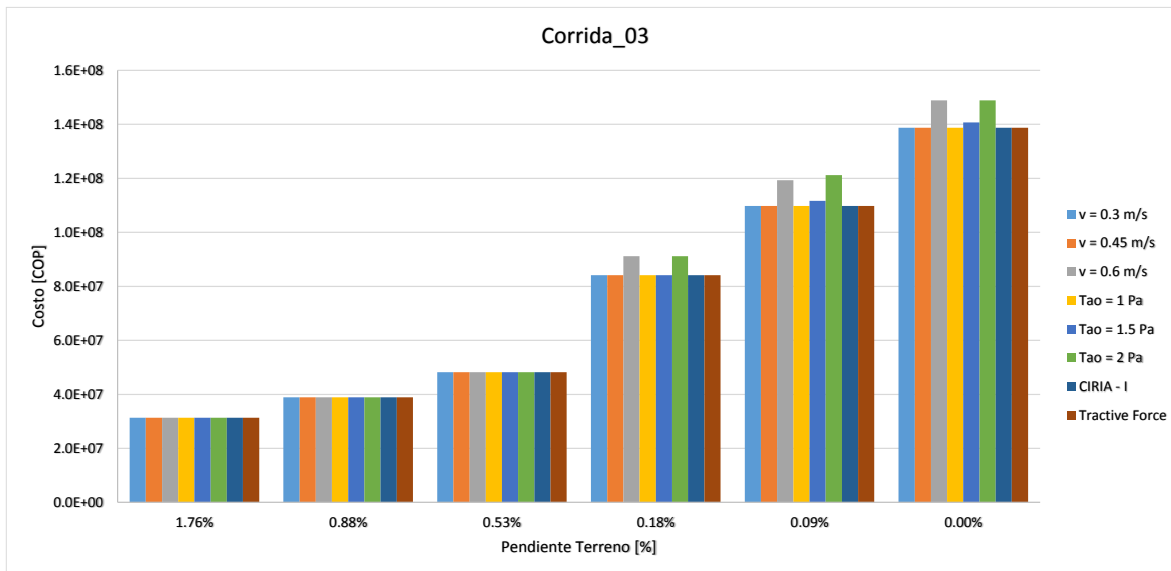
NODO	CAUDAL [m3/s]	COTA_RASANTE_IN [m]	LONGITUD [m]
0	0.010	100.00	0.00
1	0.020	100.00	172.65
2	0.030	100.00	90.99
3	0.040	100.00	93.17
4	0.050	100.00	187.94
5	0.060	100.00	203.82
6	0.070	100.00	113.02
7	0.080	100.00	81.80
8	0.090	100.00	187.31
9	0.100	100.00	169.06
10	0.110	100.00	270.92
11	0.120	100.00	90.38
12	0.130	100.00	337.56
13	1000	100.00	33.19

Anexo 73. – Resultados Corrida 03.

Corrida 03. Aumento de caudal 3 L/s en cada nodo						
Pendiente	1.76%	0.88%	0.53%	0.18%	0.09%	0.00%
Caso	1	2	3	4	5	6
$v = 0.3 \text{ m/s}$	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201	\$ 48,193,688	\$ 84,111,722	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201
$v = 0.45 \text{ m/s}$	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201	\$ 48,193,688	\$ 84,111,722	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201
$v = 0.6 \text{ m/s}$	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201	\$ 48,193,688	\$ 84,111,722	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201
$\tau = 1 \text{ Pa}$	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201	\$ 48,193,688	\$ 84,111,722	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201
$\tau = 1.5 \text{ Pa}$	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201	\$ 48,193,688	\$ 84,111,722	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201
$\tau = 2 \text{ Pa}$	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201	\$ 48,193,688	\$ 84,111,722	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201
Macke (1982)	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201	\$ 48,193,688	\$ 84,111,722	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201
ASCE (2009)	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201	\$ 48,193,688	\$ 84,111,722	\$ 31,380,138	\$ 38,910,201

Anexo 74. – Resultados Corrida 04.

Corrida 04. Aumento de caudal 5 L/s en cada nodo						
Pendiente	1.76%	0.88%	0.53%	0.18%	0.09%	0.00%
Caso	1	2	3	4	5	6
$v = 0.3 \text{ m/s}$	\$ 33,463,399	\$ 43,418,178	\$ 52,690,906	\$ 92,191,076	\$ 121,302,924	\$ 153,685,208
$v = 0.45 \text{ m/s}$	\$ 33,463,399	\$ 43,418,178	\$ 52,690,906	\$ 92,191,076	\$ 121,302,924	\$ 153,685,208
$v = 0.6 \text{ m/s}$	\$ 33,463,399	\$ 43,418,178	\$ 52,690,906	\$ 92,191,076	\$ 121,302,924	\$ 153,685,208
$\tau = 1 \text{ Pa}$	\$ 33,463,399	\$ 43,418,178	\$ 52,690,906	\$ 92,191,076	\$ 121,302,924	\$ 153,685,208
$\tau = 1.5 \text{ Pa}$	\$ 33,463,399	\$ 43,418,178	\$ 52,690,906	\$ 92,191,076	\$ 121,302,924	\$ 153,685,208
$\tau = 2 \text{ Pa}$	\$ 33,463,399	\$ 43,418,178	\$ 52,690,906	\$ 92,191,076	\$ 121,302,924	\$ 153,685,208
Macke (1982)	\$ 33,463,399	\$ 43,418,178	\$ 52,690,906	\$ 92,191,076	\$ 121,302,924	\$ 153,685,208
ASCE (2009)	\$ 33,463,399	\$ 43,418,178	\$ 52,690,906	\$ 92,191,076	\$ 121,302,924	\$ 153,685,208

Anexo 75. – Costos asociados a la Corrida 03.


Anexo 76. – Costos asociados a la Corrida04.

