



CONSIDERACIONES DE INCERTIDUMBRE EN EL DISEÑO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS DE DRENAJE URBANO

MONOGRAFÍA

En el diseño de tuberías de drenaje urbano intervienen muchos parámetros y existen metodologías que están definidas por normas nacionales. Sin embargo, los modelos de drenaje urbano introducen muchos factores de incertidumbre, debido al alto nivel de complejidad de las aproximaciones adoptadas y a la robustez de los datos de calibración.

Autores

Lucía Lombana Ortiz
Jorge Genes Negrette

Director

Oscar coronado Hernández

Programa de Ingeniería Civil y Ambiental
Universidad Tecnológica de Bolívar

DICIEMBRE DE 2011

**CONSIDERACIONES DE INCERTIDUMBRE EN EL DISEÑO HIDRÁULICO
DE TUBERÍAS DE DRENAJE URBANO CON FLUJO UNIFORME**

LUCÍA DEL CARMEN LOMBANA ORTÍZ
JORGE ANDRES GENES NEGRETTE

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
CARTAGENA D. T. H. y C.
2011

**CONSIDERACIONES DE INCERTIDUMBRE EN EL DISEÑO HIDRÁULICO
DE TUBERÍAS DE DRENAJE URBANO CON FLUJO UNIFORME**

LUCÍA DEL CARMEN LOMBANA ORTÍZ
JORGE ANDRES GENES NEGRETTE

**Monografía de Grado del Minor Hidrosistemas, presentada como requisito
para optar el título de Ingeniero Civil**

Director:
Ms.C Ing. Oscar Coronado Hernández

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
CARTAGENA D. T. H. y C.

2011

Nota de aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

DEDICATORIAS

El presente documento es dedicado a Dios, por habernos permitido creer en nosotros y a nuestras familias, puesto que gracias a sus consejos no hicieron personas de bien. A nuestros padres y hermanos por su apoyo y confianza, puesto que contribuyeron a alcanzar nuestros objetivos y metas como estudiante.

A nuestros padres y madres por brindarnos los recursos necesarios, para lograr este fin tan importante para nuestras vidas como profesionales.

*Lucía Lombana Ortíz
Jorge Genes Negrette*

“El peor error es no hacer nada por pensar que es poco lo que se puede hacer”

E. Burke

“La perfección no existe, la excelencia sí”

Fidias G. Arias

AGRADECIMIENTOS

Para la realización de este documento de grado de la mejor forma posible, es importante reconocer y agradecer el apoyo de grandes personas.

En primer lugar, agradecemos a nuestros padres, Jaime, Nelly, Nidis y Omar, quienes han sido un gran apoyo en el desarrollo de nuestra vida profesional.

Gracias por haber estado allí.

A nuestro asesor de monografía, Oscar Enrique Coronado Hernández, una persona que admiramos por su inteligencia, dedicación y apoyo incondicional.

Gracias por todo.

A todas aquellas personas que creyeron en nosotros y a Dios por permitirnos vivir esta experiencia tan enriquecedora.

*Lucía Lombana Ortíz
Jorge Genes Negrette*

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	3
3. OBJETIVOS.....	4
3.1 GENERAL	4
3.2 ESPECÍFICOS	4
4. JUSTIFICACIÓN.....	5
5. ANTECEDENTES.....	6
ECUACIÓN DE CHÉZY	7
ECUACIÓN DE MANNING.....	10
5.1 TIPOS DE FLUJO	12
5.1.1 FLUJO LIBRE.....	12
5.1.2 FLUJO A PRESIÓN.....	12
5.2 CLASIFICACIÓN DE LOS FLUJOS.....	14
5.2.1 FLUJO PERMANENTE	14
5.2.2 FLUJO NO PERMANENTE	15
5.2.3 FLUJO UNIFORME	16
5.2.4 FLUJO NO UNIFORME (VARIADO)	17
5.2.4.1 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.....	17
5.2.4.2 FLUJO RAPIDAMENTE VARIADO.....	18
5.3 TIPOS DE FLUJOS EN TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO	19
6. HIDRÁULICA DE TUBERÍAS DE DRENAJE URBANO	20
6.1 GENERALIDADES	20
6.1.1 CONCEPTOS BÁSICOS.....	20
6.1.2 TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.....	22

6.2	DISEÑO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS PARCIALMENTE LLENAS....	24
6.2.1	TIPOS DE FLUJO PARA EL DISEÑO	24
6.2.2	CAUDAL DE DISEÑO	24
6.2.3	DIÁMETROS	26
6.2.4	PENDIENTES	27
6.2.5	VELOCIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS.....	28
6.2.6	BORDE LIBRE	30
6.2.7	CORROSIÓN	31
6.2.8	ESFUERZO CORTANTE	33
6.3	PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE DUCTOS EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO	34
6.4	DISEÑO HIDRÁULICO DE COLECTORES	37
6.4.1	ECUACIONES DE FLUJO UNIFORME PARA EL DISEÑO DE TUBERÍAS FLUYENDO PARCIALMENTE.....	37
7.	INCERTIDUMBRE	41
7.1	DEFINICIÓN	41
7.2	TIPOS DE INCERTIDUMBRE	41
7.4	MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE LA INCERTIDUMBRE	43
7.5	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE 1ER ORDEN A LA INCERTIDUMBRE (FOVE).....	44
7.6	PARÁMETROS QUE GENERAN INCERTIDUMBRE EN TUBERÍAS DE DRENAJE URBANO	45
	ECUACIÓN DE MANNING.....	45
8.	ECUACIONES DE INCERTIDUMBRE PARA EXPRESIONES DE FLUJO UNIFORME A TUBERÍAS DE DRENAJE URBANO.....	51
	VARIANZA EN ECUACIÓN DE MANNING.....	51
	VARIANZA EN ECUACIÓN DE CHÉZY.....	56

8.1	ANÁLISIS DE ECUACIONES OBTENIDAS CON EL MÉTODO DE ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE DE 1ER ORDEN	61
8.1.1	DEMOSTRACIÓN SECCIÓN CIRCULAR.....	63
8.1.2	APROXIMACIÓN METODOLÓGICA	65
8.2	CASO DE APLICACIÓN DE ECUACIONES DE ANALISIS DE INCERTIDUMBRE DE 1ER ORDEN	66
8.2.1	CASO DE ESTUDIO	66
8.2.2	CONSIDERACIONES DE INCERTIDUMBRE PARA EXPRESIONES DE FLUJO UNIFORME. CASO DE ESTUDIO: CAÑO GORDO.	72
10.	BIBLIOGRAFÍA	86

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores Propuesto para n de Kutter	8
Tabla 2. Valores propuesto para el m de Bazin	9
Tabla 3. Velocidades máximas permisibles para algunos materiales.	30
Tabla 4. Valores de profundidad hidráulica máxima según el diámetro de la tubería.....	31
Tabla 5. Velocidades mínimas de aguas residuales industriales.	32
Tabla 6. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning.....	47
Tabla 7. Cuadro de lluvias para Cartagena.	68
Tabla 8. Coeficientes de escorrentía directa.....	69
Tabla 9. Valores de C para Calculo del Caudal con el método Racional.....	69
Tabla 10. Capacidad de estructuras existentes.	70
Tabla 11. Características tubería de drenaje urbano.	72
Tabla 12. Cálculo incertidumbre sobre “y” a partir de la varianza del n de Manning.	75
Tabla 13. Calculo de incertidumbre de “y” a partir de la varianza del C de Chézy (Relación C y n).	78
Tabla 14. Calculo de incertidumbre de “y” a partir de la varianza del C de Chézy (Kuter).....	79
Tabla 15. Calculo incertidumbre sobre “y” a partir de la varianza del C de Chézy (Bazin).	80

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Flujo libre.....	12
Ilustración 2. Flujo a presión.....	13
Ilustración 3. Clasificación de los flujos según el tiempo y el espacio.....	14
Ilustración 4. Características geométricas de una sección circular.....	34
Ilustración 5. Propiedades geométricas de ductos con secciones distintas a la circular.	36
Ilustración 6. Coeficiente de rugosidad correspondiente a profundidades de flujo, diferentes al diámetro total interno de la tubería.	39
Ilustración 7. Tipos de incertidumbre	41
Ilustración 8. Fuentes de incertidumbre.....	42
Ilustración 9. Métodos para análisis de incertidumbre.	43
Ilustración 10. Sección tubería de drenaje urbano.....	63
Ilustración 11. Localización Caño Gordo.	67
Ilustración 12. Fotografía Tuberías de drenaje Urbano Caño Gordo.	71
Ilustración 13. Fotografía Tuberías de drenaje Urbano Caño Gordo.	72
Ilustración 14. Curva de calibración con la ecuación de Manning.	76
Ilustración 15. Curva de calibración y bandas de confianza.	77
Ilustración 16. Curva de calibración y bandas de confianza (Relación C y n)....	81
Ilustración 17. Curva de calibración y bandas de confianza (Chézy-Kutter).	82
Ilustración 18. Curva de calibración y bandas de confianza (Chézy-Bazin).....	83
Ilustración 19. Curva de calibración Chézy.....	84
Ilustración 20. Curva de Calibración Manning y Chézy.....	85

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Ecuación de Chézy	7
Ecuación 2. Ecuación calculo del C de Chézy a travez de Kutter.....	7
Ecuación 3. Ecuación para cálculo de C de Chézy a travez de Bazin	8
Ecuación 4. Ecuación de Manning.....	10
Ecuación 5. Ecuación comportamiento flujo permanente	14
Ecuación 6. Ecuación general para cálculo del caudal	15
Ecuación 7. Ecuación de comportamiento del flujo no permanente.....	16
Ecuación 8. Ecuación de comportamiento flujo uniforme	16
Ecuación 9. Ecuación de velocidad media.....	16
Ecuación 10. Ecuación de comportamiento del flujo gradualmente variado	18
Ecuación 11. Ecuación caudal de diseño para tubería	25
Ecuación 12. Ecuación para el cálculo de generación de H ₂ S.....	32
Ecuación 13. Ecuación para el cálculo del esfuerzo cortante	33
Ecuación 14. Ecuación para el cálculo del ángulo Θ	35
Ecuación 15. Ecuación para el cálculo del área mojada.....	35
Ecuación 16. Ecuación para el cálculo del perímetro mojada.....	35
Ecuación 17. Ecuación para el cálculo del radio hidráulico	36
Ecuación 18. Ecuación para el cálculo del ancho de la sección	36
Ecuación 19. Ecuación de Manning.....	37
Ecuación 20. Ecuación de Manning.....	38
Ecuación 21. Ecuación inicial para cálculo de varianza para Manning.....	52
Ecuación 22. Ecuación Varianza Manning.....	55
Ecuación 23. Ecuación inicial para el cálculo de la varianza de Chézy	56
Ecuación 24. Ecuación Varianza Chézy	60

1. INTRODUCCIÓN

Los sistemas y redes de alcantarillado están conformados principalmente por tuberías de sección circular, aunque cabe mencionar que otras pueden ser de secciones transversales con geometría distinta. Para las primeras el flujo no ocupa la totalidad de la sección transversal y en cuanto a las demás secciones pueden formar canales a superficie libre.

Este documento abarcará las secciones circulares de redes de tuberías de drenaje urbano, donde se presenten flujos uniformes donde se estudiarán las tuberías parciales y totalmente llenas.

Según esto, el diseño hidráulico de las tuberías de drenaje urbano, se basan en la utilización de distintas ecuaciones, dependiendo del diseño que se quieran realizar, algunas de estas ecuaciones son: ecuación de Manning, ecuación de Colebrook-white y ecuación de Darcy-Weisbach. Cada una de estas introducen pequeñas variaciones al diseño a través de sus parámetros que cambian o alejan de una u otra manera de la realidad, pero a pesar de esto se diseñan todos los sistemas con estas ecuaciones, de modo que lo que se busca con este documento es investigar que tanto afectan las variaciones de los parámetros debido a la incertidumbre de estos en el diseño de las tuberías de drenaje urbano. No solo las ecuaciones para el diseño de redes tuberías de drenaje urbano generan incertidumbre, el solo hecho de considerar un flujo uniforme o no uniforme ya le acarrea incertidumbre a los diseño, puesto que en muchas ocasiones los resultados son obtenidos a partir de suposiciones generales y aproximadas.

Para el análisis de esta incertidumbre existen dos grandes grupos de métodos, estos son: métodos analíticos y métodos aproximados. Para el estudio de la temática anteriormente planteada se utilizará el método de análisis de incertidumbre de primer orden, el cual se encuentra en el grupo de los métodos aproximados.

Por último cabe mencionar que la temática a investigar es importante, debido a que se conocerá la afectación de la incertidumbre de los datos utilizados como parámetros en el diseño hidráulico de las tuberías de drenaje urbano, lo cual podría implicar en mejoras en el diseño, una posible disminución de costos en la realización de los mismo, calidad y efectividad en el diseño, capacidad indicada de las estructuras y por tanto menos impactos ambientales y sociales ocasionados por fenómenos que se ven influenciados por estas redes de alcantarillado.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En el diseño de tuberías de drenaje urbano, intervienen muchos parámetros y existen metodologías que están definidas por normas nacionales (i.e RAS 2000 en Colombia). Sin embargo, estos parámetros y metodologías introducen muchos factores de incertidumbre a los diseños debido al alto nivel de complejidad de las aproximaciones adoptadas y a la robustez de los datos de calibración (Freni, Mannina & Viviani, 2009) y muchas veces esta incertidumbre no se les da la importancia necesarias y en el peor de los casos no se tienen en cuenta al momento de realizar un diseño además de no estar contempladas en este tipo de norma (i.e EPM (2009)).

Considerando lo anterior, se aplicará el método de análisis de incertidumbre de primer orden para el diseño hidráulico de tuberías de drenaje urbano, teniendo en cuenta los siguientes elementos: las fuentes que ocasionan la incertidumbre (Deletic, y otros, 2009), las técnicas de análisis de las mismas (Mishra, 2009) y el análisis de sensibilidad.

A partir de estos análisis, se establecerá una aproximación metodológica para el análisis de incertidumbre que puedan ser tenidos en cuenta al momento de diseñar unas tuberías con flujo uniforme y de esta forma asegurar la confiabilidad y calidad en el diseño de éstos.

3. OBJETIVOS

3.1 GENERAL

Establecer una aproximación metodológica de los parámetros para diseñar tuberías de drenaje urbano mediante flujo uniforme, con base en la disponibilidad de información, de métodos, herramientas de cálculo y de cuantificación de incertidumbre.

3.2 ESPECÍFICOS

-
- Evaluar ecuaciones de flujo uniforme al diseño de tuberías de drenaje urbano.
- Aplicar el método de análisis de incertidumbre de primer orden a las ecuaciones de flujo uniforme.
- Evaluar la confiabilidad en tuberías de drenaje urbano.

4. JUSTIFICACIÓN

Los altos costos asociados con los sistemas de alcantarillados son uno de los factores más importantes que limitan la construcción de éste tipo de sistemas, especialmente en países del tercer mundo. En Colombia, por ejemplo las condiciones de higiene y saneamiento son inadecuadas, particularmente en los departamentos del Chocó, Nariño y Cauca en donde la mayoría de las comunidades no cuentan con este tipo de sistema (OCHA, 2010).

A parte de la dificultad de construcción de éste tipo de sistemas, se suman las inundaciones que existen en los alcantarillados existentes, debido a las siguientes razones: sobrecarga en las cámaras de inspección o debido al rebalzo de sistemas de alcantarillado combinado (Thorndahl & Willems, 2008); acumulación de sedimentos en el sistema inclusive para pequeños eventos de tormentas (Mannina & Otros, 2011); o sencillamente al no considerar en los diseños de alcantarillados combinados condiciones de flujo no permanente (Bares & otros, 2008).

Teniendo en cuenta los altos costos de construcción de éstos sistemas y la incertidumbre asociada a estos sistemas se hace pertinente esta investigación con el fin de asegurar la confiabilidad y durabilidad en éste tipo de diseño.

5. ANTECEDENTES

Los sistemas de alcantarillado nacen como respuesta a un problema de índole sanitaria, debido a la dificultad de sacar las aguas residuales de las grandes ciudades. Los primeros en construir un sistema de alcantarillado fueron los romanos a mediados del 600 a.c Estos realizaron una red de alcantarillado para su ciudad principal “Roma” y llamaron a esta red “Cloaca Máxima”, la cual vertía los residuos de la ciudad al río Tiber. Era un sistema donde el flujo se encontraba a superficie libre y estaba construido por rocas superpuestas, unidas con alguna masa cementante. Para mantener un flujo constante variaban la pendiente cada determinado tiempo, los diseños de estas redes fueron empíricos, basados en prueba y error.¹

Estos fueron los primeros diseños, los cuales funcionaban adecuadamente a pesar de no ser la solución más óptima del sistema y a medida que las ciudades crecían surgió la necesidad de tener diseños más robusto y con mayor capacidad. De allí nace la necesidad de tener un diseño adecuado a la situación que se enfrente.

A partir de lo anterior, muchos investigadores se pusieron en la tarea de conocer el comportamiento de los flujos, por lo cual, notaron que existían flujos que se mantenían uniforme y que otros no, que dependiendo del tipo de superficie en la que se presentaran su velocidad variaba, en fin, notaron mucha de las características que hoy se estudian y analizan de con mayor detalle, obteniendo mejores resultados.

Ahora, el desarrollo de ecuaciones para el cálculo de las variables involucradas en el diseño de fluidos a través de una tubería, han sido objeto de numerosas investigaciones y estudios, esto se debe a la gran importancia de éstas variables en el diseño de sistema de distribución de agua potable, conducción de aguas residuales, oleoductos entre otras. Por tal razón, investigadores como

¹ Artículos la casa mundo by TM. cloacas en roma y en el califato de Córdoba. Alcantarillas, retretes y W.C. siamesesss.blogspot.com. 4 de octubre de 2010.

Chézy, Bazin, Kutter o Manning siendo este último el más recordado, se aventuraron en la búsqueda de una ecuación que representara de la mejor manera el comportamiento del flujo uniforme. La ecuación de Chézy al igual que la de Manning son las más conocidas y utilizadas.

ECUACIÓN DE CHÉZY

En 1769, el ingeniero francés Antoine Chézy desarrolló la primera ecuación de flujo uniforme, la cual se expresa como:

$$V = C\sqrt{RS}$$

$$Q = CAR^{1/2}S^{1/2}$$

Ecuación 1. Ecuación de Chézy

Donde, V es la velocidad media en pies/s, R es el radio hidráulico en pies, s es la pendiente de la línea de energía y C es un factor de resistencia al Flujo, conocido como de C de Chézy.²

Cálculo de Factor de resistencia de Chézy

Existen 3 ecuaciones importantes para el cálculo de C de Chézy.

- a) **La ecuación de G.K.** En 1869, Dos ingenieros suizos, Ganguillet y Kutter, publicaron una ecuación que expresa el valor de C en términos de las pendientes, el radio Hidráulico R y el coeficiente de Rugosidad n o n de Kutter. en unidades SI:³

$$C = \frac{23 + \frac{0,00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{S}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

Ecuación 2. Ecuación calculo del C de Chézy a travez de Kutter

² Ven Te Chow. Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw Hill interamericana S.A. 1994. ISBN 958-600-228-4

³ibid.,P.92

Valores propuestos para n de Kutter

Descripción del canal	n
Mampostería de piedra pegada	0,20
Mampostería de piedras rectangulares	0,017
Mampostería de ladrillos, sin revestimiento	0,015
Mampostería de ladrillos, revestida	0,012
Canales de concreto, terminación ordinaria	0,014
Canales de concreto con revestimiento liso	0,012
Canales con revestimiento muy liso	0,010
Canales de tierra en buenas condiciones	0,025
Canales de tierra, con plantas acuáticas	0,035
Canales irregulares y mal conservados	0,040
Conductos de madera cepillada	0,011
Barro (vitrificado)	0,013
Tubos de acero soldado	0,011
Tubos de concreto	0,013
Tubos de hierro fundido	0,012
Tubos de asbesto-cemento	0,011

Tabla 1. Valores Propuesto para n de Kutter⁴

- b) **La ecuación de Bazin:** en 1897, el ingeniero hidráulica francés H. Bazin, propuso una ecuación de acuerdo con la cual el C de Chézy se considera como una función de R pero no de S. Expresada en unidades de SI,

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

Ecuación 3. Ecuación para cálculo de C de Chézy a través de Bazin

Donde m, es un coeficiente de rugosidad cuyos valores propuestos por Bazin se muestran a continuación.

⁴ Ven Te Chow. Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw Hill interamericana S.A. 1994. ISBN 958-600-228-4

Valores propuestos para el m de Bazin

Descripción del canal	m de Bazin
Cemento muy suave con formaleta de madera cepillada	0,11
Madera sin cepillar, concreto o ladrillo	0,21
Mampostería en bloque de piedra o de piedra y ladrillo mal acabado	0,83
Canales en tierra en perfectas condiciones	1,54
Canales en tierra en condiciones normales	2,36
Canales en tierra en condiciones rugosas	3,17

Tabla 2. Valores propuesto para el m de Bazin⁵

c) **Relación entre n y C**, esta es una relación que existe entre los dos coeficientes, dado a que necesitamos saber el comportamiento del C de Chézy con respecto a n de Manning.

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$$

$$Q = CAR^{1/2}S^{1/2} \text{ Ecuación de Chézy}$$

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3}S^{1/2} \text{ Ecuación de Manning.}$$

Dividiendo estas dos ecuaciones obtenemos una relación entre C y n:

$$\frac{Q}{Q} = \frac{\frac{1}{n} A R^{2/3}S^{1/2}}{CAR^{1/2}S^{1/2}}$$

$$1 = \frac{1}{nC} * \frac{R^{2/3}}{R^{1/2}}$$

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$$

⁵ Ven Te Chow. Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw Hill interamericana S.A. 1994. Pag 92. ISBN 958-600-228-4

Donde, C es el Factor de Resistencia al flujo o C de Chézy, n es el Coeficiente de rugosidad o n de Manning y R es el radio Hidráulico.

ECUACIÓN DE MANNING

En 1889 el ingeniero irlandés Robert Manning presento una ecuación que se adaptaba de la mejor manera al comportamiento del flujo uniforme, la cual, es usada hoy en día para el diseño de canales abierto.

Esta ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$
$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

Ecuación 4. Ecuación de Manning

Donde V es la velocidad Media en m/s, R es el radio Hidráulico en m, S es la pendiente de la línea de energía y n es el coeficiente de rugosidad o n de Manning⁶.

Selección del coeficiente de rugosidad de Manning

A pesar de que Manning demostró una fórmula, la cual sirve para conocer el comportamiento del flujo uniforme. El coeficiente de Rugosidad o n de Manning es la mayor dificultada en esta fórmula debido a que no existe un método exacto para la selección del n de Manning.

Para saber que tanto se afecta un diseño hidráulico de redes de alcantarillado a través de sus parámetros es necesario saber que afecta primero que todo a esos parámetros para luego ver como se pasa esa incertidumbre a los diseños, para ello hay que saber que afecta al coeficiente de Rugosidad de Manning.

⁶ Ven Te Chow. Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw Hill interamericana S.A. 1994. Pag 92. ISBN 958-600-228-4

Con el fin de determinar la forma más correcta de hallar el n se debe conocer o tener en cuenta 4 enfoques, estos son: 1) entender los factores que afectan el valor de n con el fin de adquirir el conocimiento básico del problema y disminuir el rango de incertidumbre. 2) consultar una tabla de valores comunes de n para canales de diferentes tipos. 3) examinar y familiarizarse con la apariencia de algunos canales comunes cuyos coeficientes de rugosidad se conocen y 4) determinar el valor de n mediante procedimiento analítico basado en la distribución de velocidades teóricas en la sección transversal de un canal y en los datos de medición de la velocidad o de rugosidad.⁷

Existen diferentes tipos de comportamiento de un fluido, dependiendo de las condiciones en que se encuentre y de cómo trabaje, de tal manera que hablaremos de esto a continuación.

⁷ Ven Te Chow. Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw Hill interamericana S.A. 1994. ISBN 958-600-228-4

5.1 TIPOS DE FLUJO

Hidráulica de alcantarillado

El estudio de la hidráulica en la ingeniería civil, está basada principalmente en el análisis de los distintos tipos de flujos y en como el comportamiento de los mismos influye en los diseños de las estructuras hidráulicas. La hidráulica contempla dos tipos de flujo principales, los cuales son; flujo libre y flujo a presión. De los anteriores se puede mencionar algunas características.

5.1.1 FLUJO LIBRE

Este tipo de flujo se da en conductos abiertos o cerrados parcialmente llenos, de manera que existe una superficie libre en contacto con la atmosfera. El movimiento de este flujo se da debido a la acción de gravedad y la única forma que el fluido llene el canal o conducto, es cuando el caudal se iguale o exceda la capacidad de diseño del mismo, cabe mencionar que la dirección del flujo la designa la pendiente del conducto.

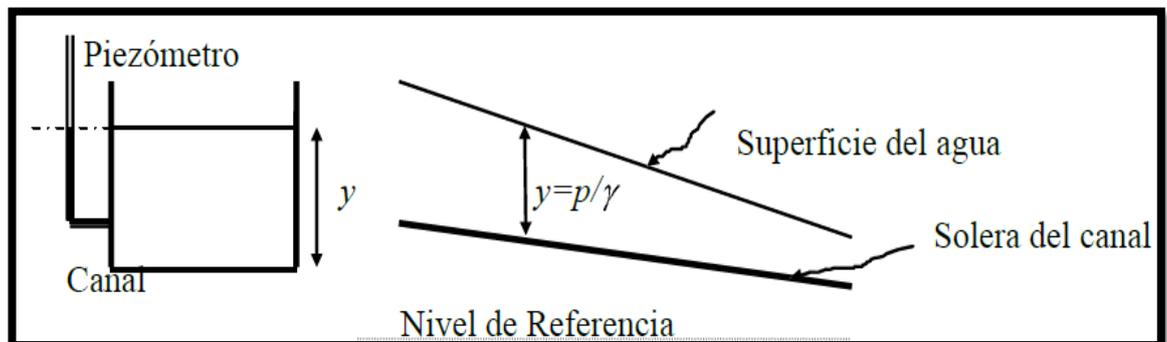


Ilustración 1. Flujo libre.¹⁰

5.1.2 FLUJO A PRESIÓN

Este flujo se presenta en tuberías o conductos cerrados bajo presión distinta a la atmosférica. Este movimiento en los flujos a presión a diferencia de los flujos libres, se debe a la acción de la presión hidráulica. Ejemplo de esto, las tuberías de agua potable.

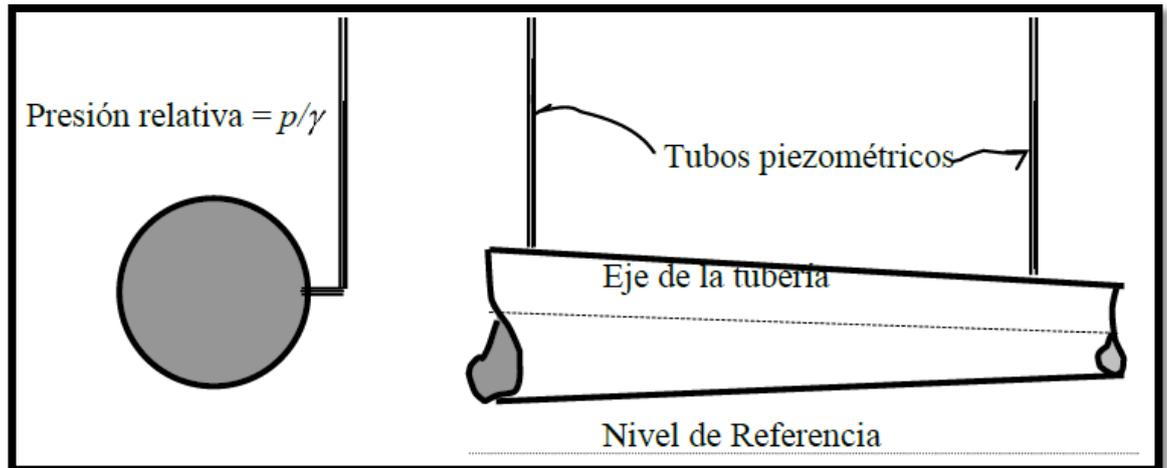


Ilustración 2. Flujo a presión.⁸

A parte de estos dos tipos de flujo principales, existe un flujo muy común el cual es el flujo parcialmente lleno, donde el fluido va por una tubería por acción de la gravedad con una parte de la superficie libre en contacto con la atmosfera.

⁸ Guevara M.E. y Lemos R. Revestimientos y aspectos constructivos de canales. Universidad Del Cauca. Popayán. 1986

5.2 CLASIFICACIÓN DE LOS FLUJOS

En la hidráulica existe una clasificación de los flujos, está según el tiempo y el espacio. Según el tiempo los flujos se clasifican en permanentes y no permanentes y según el espacio se clasifican en uniforme y variado (no uniforme), estos últimos se mantienen constantes o no con la distancia.

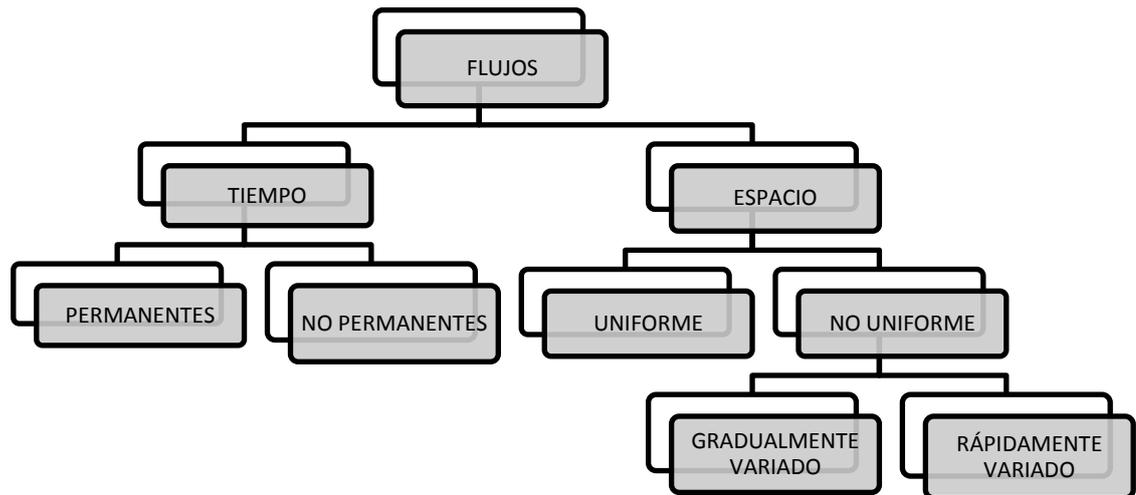


Ilustración 3. Clasificación de los flujos según el tiempo y el espacio.

5.2.1 FLUJO PERMANENTE

La principal característica de este tipo de flujo, es que las condiciones de velocidad de escurrimiento en cualquier punto no cambian respecto al tiempo, lo que quiere decir que permanecen constantes con el tiempo o bien, si las variaciones en ellas son tan pequeñas con respecto a los valores medios. De modo que en cualquier punto que se escoja de un flujo permanente, no existirán cambios en la densidad, presión o temperatura con el tiempo, de manera que;

$$\frac{dv}{dt} = 0$$

Ecuación 5. Ecuación comportamiento flujo permanente

En la mayoría de los casos de flujo permanente, el caudal se mantiene constante a través del tramo de canal que se tiene en consideración.

5.2.2 FLUJO NO PERMANENTE

El flujo es no permanente si la profundidad cambia con el tiempo. Es necesario estudiar el comportamiento del flujo solo bajo condiciones permanentes, sin embargo, si el cambio en la condición del flujo solo bajo condiciones permanentes. Sin embargo, si el cambio en la condición del flujo con respecto al tiempo es importante, el flujo deberá tratarse como no permanente.

Para cualquier flujo, el caudal en una sección del canal se expresa con la siguiente expresión:

$$Q = VA$$

Ecuación 6. Ecuación general para cálculo del caudal

Donde V es la velocidad media, y A es el área de la sección transversal. En este tipo de flujo el caudal y la profundidad de agua varían en el tiempo y en el espacio, respectivamente. En la práctica se acostumbra a utilizar los diseños de flujo con onda cinemática y onda dinámica. Los programas comerciales como el Storm Water Management Model (EPA, 2007) tienen incorporadas estas técnicas para realizar los diseños.

Es importante mencionar que en las normas establecidas (i.e RAS 2000 y EPM 2007) existen parámetros de diseño que consideran aspectos como: la variación del coeficiente de rugosidad, acumulación de sedimentos, sobrecarga en pozos, diámetros mínimos, entre otros.

En este tipo de flujo en general las propiedades de un fluido y las características mecánicas del mismo serán diferentes de un punto a otro dentro de su campo, además si las características en un punto determinado varían de un instante a otro se dice que es un flujo no permanente, es decir:

$$\frac{d_v}{d_t} \neq 0$$

Ecuación 7. Ecuación de comportamiento del flujo no permanente

5.2.3 FLUJO UNIFORME

Se considera que el flujo uniforme es aquel que se mantiene constante durante el espacio y además tiene las siguientes características principales:

- La profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del canal son constantes.
- La línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos, es decir sus pendientes son todas iguales.

El flujo uniforme es sólo permanente, debido a que el no permanente se considera que no existe. En corrientes naturales, aun el flujo uniforme permanente es raro, debido a que en ríos y corrientes casi nunca se experimenta una condición estricta de flujo uniforme.

Además, el flujo uniforme no puede ocurrir a velocidades muy rápidas, debido a que cuando alcanza una velocidad alta, se vuelve muy inestable ya que atrapa aire entre las partículas del fluido.

Un flujo se vuelve uniforme cuando la velocidad y la resistencia se incrementan de manera gradual, hasta que se alcance un balance entre las fuerzas de resistencia y de gravedad.

$$\frac{d_v}{d_x} = 0$$

Ecuación 8. Ecuación de comportamiento flujo uniforme

El cálculo de la velocidad media de un flujo uniforme, se expresa con la ecuación de flujo uniforme, de la siguiente manera:

$$V = CR^xS^y$$

Ecuación 9. Ecuación de velocidad media

Donde V es la velocidad media en pies/s; R es el radio hidráulico en pies; s es la pendiente de energía X y Y son exponentes; y C es un factor de resistencia

al flujo, el cual varía con la velocidad media, el radio hidráulico, la rugosidad de canal, la viscosidad entre otros factores. .

Respecto al flujo uniforme, se han publicado variedad de ecuaciones, pero no todas estas cumplen las cualidades, debido a los distintos parámetros que influyen en estas. Las ecuaciones mejores conocidas y más utilizadas con las ecuaciones de Chézy y Manning, las cuales se estudiarán a fondo más adelante.

5.2.4 FLUJO NO UNIFORME (VARIADO)

El flujo es variado si la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal. Este puede ser permanente y no permanente, y también puede ser gradualmente variado o rápidamente variado.

En un flujo uniforme de superficie libre, cuando la profundidad del flujo es normal, la línea de energía total y lecho del canal son paralelas. En muchas situaciones, sin embargo, como los cambios en la tubería de la pendiente, diámetro o rugosidad, no uniforme prevalecen condiciones de flujo, y estas líneas no son paralelas. En sistemas de alcantarillado, lo más probable es que habrá regiones de flujo uniforme interconectados con zonas de no-uniforme de flujo.⁹

5.2.4.1 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

Un flujo es gradualmente variado, cuando la profundidad del agua no cambia de manera abrupta en una distancia determinada y relativamente larga. Los cambios en la velocidad del flujo son graduales en la dirección principal del flujo como cuando existen contracciones o expansiones suaves en las conducciones. También es el caso de las curvas de remanso en los embalses o perfiles de flujo generados por compuertas, caídas rectas, etc. Este tipo de flujo se subdivide a su vez en gradualmente variado retardado o acelerado, según que la velocidad disminuya o aumente en el sentido del flujo.

⁹ David Butler and John W. Davies. Urban Drainage. Segunda edición. Spon Press Taylor & Francis Grap. 2044.pag 1. ISBN 0-203-14969-6.

En este tipo de flujo la profundidad del agua varía en el espacio pero el caudal permanece constante en el tiempo. La ecuación de diseño se presenta a continuación:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2}$$

Ecuación 10. Ecuación de comportamiento del flujo gradualmente variado

En la ecuación anterior dy/dx representa la variación del nivel del agua con respecto a la distancia, S_0 la pendiente de fondo, S_f la pendiente hidráulica y Fr el número de Froude.

5.2.4.2 FLUJO RÁPIDAMENTE VARIADO

Un flujo es rápidamente variado, cuando la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas. Los cambios en las características del flujo son abruptos a lo largo de la conducción. Este tipo de flujo se subdivide a su vez en rápidamente variado retardado o acelerado, según que la velocidad disminuya o aumente en el sentido del flujo. El salto hidráulico es un ejemplo de flujo rápidamente variado retardado.

5.3 TIPOS DE FLUJOS EN TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO

Las redes de alcantarillado se diseñan y construyen con el fin de hacerlas parte de un sistema de recolección y transporte de aguas residuales, lluvias, entre otras. Este diseño implica tener en cuenta diferentes aspectos hidráulicos, debido a que según como se presenten y desarrollen estos, así será el diseño final de la red en su totalidad. Además, que estos aspectos están condicionados a su vez por variables que deben considerarse dentro del diseño, pues cumplen un rol importante en los resultados y calidad obtenida de este. Los tipos de flujos que se presentan en estas tuberías de alcantarillado y las ecuaciones de los mismos, son los principales aspectos hidráulicos a tener en cuenta. ¹⁰

El diseño hidráulico de los sistemas de alcantarillado comúnmente se realiza considerando una tubería parcialmente llena, por tanto los tipos de flujo que se puede evidenciar en estas tuberías son; flujo uniforme y variado, específicamente el gradualmente variado, ya sea el primero a presión o parcialmente lleno, y el último solo parcialmente lleno.

De modo que se estudiara a fondo el flujo uniforme para tuberías fluyendo parcialmente llenas y a presión, y el flujo gradualmente variado en tuberías parcialmente llenas. ¹¹

¹⁰ Normas de diseño de sistemas de alcantarillado de EPM. primera edición. Medellín.2009.

¹¹ Ibid.,P.77

6. HIDRÁULICA DE TUBERÍAS DE DRENAJE URBANO

En el diseño de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias, se deben tener en cuenta un sin número de aspectos importantes, pues estos pueden generar incertidumbre en este. Estos aspectos, van desde estudios previos al diseño hasta el estimado de la económica del mismo.

A continuación se presentarán algunos conceptos básicos que se deben tener claros, para así conocer a fondo los parámetros que pueden generar incertidumbre en el diseño hidráulico de tuberías de drenaje urbano.

6.1 GENERALIDADES

6.1.1 CONCEPTOS BÁSICOS

Alcantarillado Conjunto de obras, estructuras y tubería, usado para la recolección, conducción y disposición final de las aguas residuales o de las aguas lluvias de una población determinada, desde el lugar que se genera hasta el sitio que se vierten y/o se tratan.

Alcantarillado de aguas combinadas Sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte, tanto de las aguas residuales como de las aguas lluvias. (RAS)

Alcantarillado de aguas lluvias Sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte solo de aguas lluvias.

Alcantarillado de aguas residuales Sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de las aguas residuales domésticas y/o industriales.

Alcantarillado separado Sistema constituido por un alcantarillado de aguas residuales y otro de aguas lluvias que recolectan en forma independiente en un mismo sector.

Drenaje urbano: Sistema que permite drenar las aguas lluvias o resultantes de cualquier forma de precipitación que ha caído en una superficie, pues podría causar inconvenientes, daños, inundaciones y otros riesgos a la salud humana.



Red local de alcantarillado Conjunto de tuberías y canales que conforman el sistema de evacuación de las aguas residuales, pluviales o combinadas de una comunidad, y al cual desembocan las acometidas del alcantarillado de los inmuebles.

Red pública de alcantarillado Conjunto de colectores domiciliarios y matrices que conforman el sistema de alcantarillado.

Las redes de alcantarillado son estructuras hidráulicas que funcionan a presión atmosférica, por gravedad. Sólo muy raramente, y por tramos breves, están constituidos por tuberías que trabajan bajo presión o por vacío. Normalmente están constituidas por canales de sección circular, oval o compuesta, enterrados la mayoría de las veces bajo las vías públicas.

Red secundaria de alcantarillado Conjunto de colectores que reciben contribuciones de aguas domiciliarias en cualquier punto a lo largo de su longitud.¹²

¹² Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.sección II, título D, sistema de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. Bogotá D.C. 2000.

6.1.2 TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

SISTEMAS CONVENCIONALES

Los alcantarillados convencionales son sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales o lluvias hasta los sitios de disposición final.

Existen dos tipos de sistemas de alcantarillado convencionales, estos son el *alcantarillado combinado* y el *alcantarillado separado*. En el primero, tanto las aguas residuales como las pluviales son recolectadas y transportadas por el mismo sistema, mientras que en el tipo separado esto se hace mediante sistemas independientes.

SISTEMAS NO CONVENCIONALES

Los sistemas no convencionales, son aquellos que surgen como alternativa de menor costo, respecto a los sistemas convencionales. Estos, se basan en consideraciones de diseño adicionales y en una mejor tecnología para su operación y mantenimiento. Los sistemas no convencionales pueden constituir alternativas de saneamiento cuando, partiendo de sistemas *in situ*, se incrementa la densidad de población.

De estos sistemas de alcantarillados no convencionales, se pueden mencionar los siguientes: *alcantarillados simplificados*, *alcantarillados condominiales* y *alcantarillados sin arrastre de sólidos*

- Los alcantarillados simplificados funcionan esencialmente como un alcantarillado sanitario convencional pero teniendo en cuenta para su diseño y construcción consideraciones que permiten reducir el diámetro de los colectores tales como la disponibilidad de mejores equipos para su mantenimiento, que permiten reducir el número de pozos de inspección o sustituir por estructuras más económicas.
- Los alcantarillados condominiales, son sistemas que recogen las aguas residuales de un conjunto de viviendas que normalmente están ubicadas

en un área inferior a 1 Ha mediante colectores simplificados, y son conducidas a la red de alcantarillado municipal o eventualmente a una planta de tratamiento.

- Los alcantarillados sin arrastre de sólidos son sistemas en los que el agua residual de una o más viviendas es descargada a un tanque interceptor de sólidos donde éstos se retienen y degradan, produciendo un efluente sin sólidos sedimentables que es transportado por gravedad en un sistema de colectores de diámetros reducidos y poco profundo.

SISTEMAS *IN SITU*

Los sistemas *in situ* o sistemas de tratamiento en el sitio son aquellos que se utilizan en lugares aislados, donde no existen redes de alcantarillado, o donde se requiere remover la cantidad de sólidos suspendidos antes de verter el agua residual al sistema de alcantarillado. Se debe tener en cuenta, que para poblaciones con más de 200 habitantes se deben hacer estudios y recopilar información necesaria, respecto a las características del suelo entre otros parámetros.

Los sistemas basados en la disposición *in situ* de las aguas residuales son las letrinas y tanques, pozos sépticos y campos de riego, los cuales son sistemas de muy bajo costo y pueden ser apropiados en áreas suburbanas con baja densidad de población y con adecuadas características del subsuelo.

En el tiempo, estos sistemas deben considerarse como sistemas transitorios a sistemas no convencionales o convencionales de recolección, transporte y disposición, en la medida en que el uso de la tierra tienda a ser urbano.¹³

Según lo anterior, antes de proceder a diseñar un sistema de tratamiento en el sitio, es necesario obtener la siguiente información:

¹³ Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.sección II, título D, sistema de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. Bogotá D.C. 2000.

- Cantidad y calidad del agua residual
- Tipo de suelo y permeabilidad
- Temperatura media mensual y anual
- Uso de la tierra
- Zonificación
- Prácticas agrícolas
- Requerimientos de calidad para descargas superficiales y sub-superficiales
- Nivel freático e Información de los cuerpos de agua de la zona¹⁴

6.2 DISEÑO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS PARCIALMENTE LLENAS

6.2.1 TIPOS DE FLUJO PARA EL DISEÑO

Acerca de los tipos de flujo, cabe mencionar que las tuberías de los sistemas de alcantarillado deben diseñarse como conducciones a flujo libre por gravedad. De forma general, el flujo a través de un sistema de alcantarillado no es permanente, sin embargo el diseño de las tuberías fluyendo parcialmente llenas, se hace con base en la suposición que se trata de un flujo uniforme.

6.2.2 CAUDAL DE DISEÑO

El diseñador debe definir el caudal de diseño de acuerdo con el tipo de sistema de alcantarillado objeto del diseño.

- **Caudal de diseño para sistemas de alcantarillado de aguas residuales**

El reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000, el caudal de diseño para cada una de las tuberías que conforman la red

¹⁴ Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.sección II, título D, sistema de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. Bogotá D.C. 2000.

de alcantarillado de aguas residuales es igual a la suma del caudal máximo horario final del día de mayor consumo de agua potable, $QMHF$ más los aportes de caudal de infiltración y caudal de aguas residuales por conexiones erradas, como se ve en la siguiente ecuación:

$$QDT = QMHF + QINF + QCEF$$

Ecuación 11. Ecuación caudal de diseño para tubería

QDT = Caudal de diseño para cada tubería (m^3/s).

$QMHF$ = Caudal máximo horario final (m^3/s).

$QINF$ = Caudal por infiltraciones (m^3/s).

$QCEF$ = Caudal por conexiones erradas final (m^3/s).

Cuando el caudal de diseño en el tramo sea inferior a 1.5 l/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño. (Ras)

■ Caudal de diseño para sistemas de alcantarillado de aguas lluvias

En el diseño de sistemas de alcantarillado de aguas lluvias, el cálculo del caudal se debe hacer mediante el uso del método racional, teniendo en cuenta el área de la cuenca que conforma el lugar objeto de diseño, esto según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. La ecuación del método racional es $Q = 2.78 * C * i * A$. Este método, es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta 700 Ha.

Cabe mencionar que si no se puede utilizar el método racional, por las características de la cuenca o del lugar del proyecto, se debe hacer uso de los métodos de infiltración, para lo cual el diseñador deberá obtener los hidrógramas de precipitación efectiva y luego calcular el hidrógrama de escorrentía directa mediante el uso de modelos de lluvia-escorrentía.

■ Caudal de diseño para sistemas de alcantarillado combinados

El caudal de diseño para una red de alcantarillado combinado, es igual al calculado en las aguas residuales, más el calculado en las aguas lluvias, donde las aguas residuales están conformadas por caudal de aguas residuales domésticas, industriales, comerciales, caudal de aguas oficiales y de infiltración.

6.2.3 DIÁMETROS

■ Diámetros para sistemas de alcantarillado de aguas residuales

Para los conductos en las redes de alcantarillado de aguas residuales, la sección más usada es la circular. El diámetro interno real mínimo permitido según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000 en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional es 200 mm u 8 pulg, esto con el objeto de evitar obstrucciones de los conductos por objetos grandes introducidos al sistema por alguna razón. Sin embargo, para sistemas simplificados o niveles de complejidad del sistema bajo, éste puede reducirse a 150 mm o 6 pulg, requiriéndose una justificación detallada por parte del diseñador.

■ Diámetros para sistemas de alcantarillado de aguas lluvias

De igual forma que los alcantarillados de aguas residuales, en los de aguas lluvias los conductos más utilizados son los circulares y el diámetro nominal mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias es 250 mm. Sin embargo, en casos especiales, en particular para niveles de complejidad del sistema bajo y medio, y con plena justificación por parte del diseñador, puede reducirse en los tramos iniciales a 200 mm.

■ **Diámetros para sistemas de alcantarillado combinados**

Los diámetros en sistemas de alcantarillado combinados corresponden a las indicaciones dadas en los diámetros para alcantarillados de lluvia y combinados.

6.2.4 PENDIENTES

■ **Pendiente para sistemas de alcantarillado de aguas residuales**

Pendiente mínima de las tuberías

La pendiente es uno de los parámetros más importantes en el diseño de redes de alcantarillado, por tanto el valor de la pendiente mínima de cada tubería debe corresponder con aquel que permita tener condiciones de autolimpieza y de control de gases, según los estándares para la velocidad mínima.

Pendiente máxima de las tuberías

El valor de la pendiente máxima admisible, establecida en el diseño, debe ser aquel para el cual se obtenga la velocidad máxima real establecida, esto según la velocidad máxima.

■ **Pendiente para sistemas de alcantarillado de aguas lluvias**

Pendiente mínima

El valor de la pendiente mínima de cada tubería debe corresponder con aquel que permita tener las condiciones de auto limpieza, según los criterios de la velocidad mínima.

Pendiente máxima

El valor de la pendiente máxima admisible, establecida en el diseño, debe ser aquel para el cual se obtenga la velocidad máxima real establecida, según la velocidad máxima.

En caso de que la pendiente resultante en una de las tuberías sea superior al 10%, el diseñador debe tener en cuenta las consideraciones para pendientes elevadas, donde la validez de las ecuaciones para el cálculo de flujo uniforme o el cálculo de flujo gradualmente variado requieran de correcciones como función del ángulo de pendiente.

■ **Pendiente para sistemas de alcantarillado combinados**

Se deben tener en cuenta las pendientes establecidas en los sistemas de alcantarillado de aguas lluvias y residuales.

6.2.5 VELOCIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS

■ **Velocidad máxima y mínima para sistemas de alcantarillado de aguas residuales**

Velocidad mínima

Con el fin de evitar acumulación de los sólidos en los colectores, se debe disponer de una velocidad suficiente para el lavado de los mismo, los cuales pueden ser depositados en periodos de caudal bajo. Para obtener esto, se establece en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000, que la velocidad mínima permitida es 0.45 m/s.

Para las condiciones iniciales de operación de cada tramo, debe verificarse el comportamiento auto-limpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio.

Velocidad máxima

Esta velocidad máxima en los colectores por gravedad depende del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores que se tomen deben estar plenamente justificados en término de las características de las aguas, tales como la turbulencia del flujo, empotramiento de los colectores etc. En general, se recomienda que la velocidad máxima real no sobrepase 5 m/s. Los valores mayores deben justificarse apropiadamente para ser aceptados por la empresa prestadora del servicio.

- **Velocidad máxima y mínima para sistemas de alcantarillado de aguas lluvias**

Velocidad mínima

La velocidad mínima como criterio de diseño, se establece debido a que las aguas lluvias arrastran sólidos y demás partículas orgánicas, que en su trayecto pueden depositarse o no en los colectores. Esto depende de la velocidad con que los mismos viajen, por lo que se hace necesario disponer de una velocidad suficiente para que esto suceda. Para esto el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000, establece la velocidad mínima como criterio de diseño permitido en un colector es 0,75 m/s para el caudal de diseño.

En cada tramo debe verificarse el comportamiento auto-limpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio.

Velocidad máxima

Según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000, los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar justificados por el diseñador en términos de la resistencia a la abrasión del material, de las características abrasivas de las

aguas lluvias, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de los colectores. Algunos valores de velocidad máxima permisible para algunos materiales se presentan en la siguiente tabla, para valores superiores requieren una justificación técnica y aprobación de la empresa prestadora del servicio.

Velocidades máximas permisibles para algunos materiales

TIPO DE MATERIAL	V(m/s)
Ladrillo común	3.0
Ladrillo vitrificado	5.0
Concreto	5.0
PVC	10.0

Tabla 3. Velocidades máximas permisibles para algunos materiales.¹⁵

■ Velocidad máxima y mínima para sistemas de alcantarillado combinados

Las velocidades máximas y mínimas para sistemas de alcantarillado combinados, se debe obtener a partir de las establecidas en los sistemas de alcantarillado de aguas lluvias y residuales.

6.2.6 BORDE LIBRE

El borde libre viene dado por la profundidad hidráulica máxima, el cual consiste en dejar un tramo del perímetro de la tubería sin contacto con el flujo de aguas servidas y/o lluvias que atraviesen la misma.

El diseño debe establecer la profundidad hidráulica máxima en cada una de las tuberías, con el fin de permitir una adecuada aireación de las aguas residuales. El valor máximo permisible para la profundidad hidráulica, contemplada en el diseño, debe ser del 85% del diámetro real interno de cada una de las tuberías. Todos los cálculos y verificaciones de relaciones hidráulicas se deben hacer con el diámetro real interno de la tubería.

¹⁵ Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.seccion II, título D, sistema de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. Bogotá D.C. 2000.

Valores de profundidad hidráulica máxima según el diámetro de la tubería

Diámetro interno real (mm)	Profundidad hidráulica máxima (%)
Menor de 500	70
Entre 500 y 1000	80
Mayor que 1000	85

Tabla 4. Valores de profundidad hidráulica máxima según el diámetro de la tubería.¹⁶

6.2.7 CORROSIÓN

Se entiende como corrosión al deterioro que experimenta un material, como consecuencia de un tanque electroquímico debido a su entorno. En nuestro caso, los colectores que hacen parte de un sistema de alcantarillado, ya sean de asbesto-cemento o concreto entre otros material, pueden sufrir sin duda alguna el fenómeno de la corrosión, la cual es inducida por la acción de microorganismos en su parte interna superior. Debido a esto, para los colectores de distintos materiales utilizados para trasportar aguas residuales, se deben tener en cuenta o seguir unas consideraciones especiales en relación con la formación de sulfuros, dadas por el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.

De modo que los sulfatos son las sales o los esteres del ácido sulfúrico, que en el agua residual son reducidos anaeróbicamente, por medio de bacterias reductoras, a ácido sulfhídrico (H_2S), parte del cual puede salir del agua y elevar su presión parcial en el aire por encima del flujo. Una porción de éste puede entrar en solución en gotas de agua condensada en la corona del colector. Este H_2S es oxidado por medio de bacterias aerobias a ácido sulfúrico, el cual corroe dichos materiales. El *factor de Pomeroy* permite establecer la posibilidad de generación de H_2S .

¹⁶ Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.sección II, título D, sistema de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. Bogotá D.C. 2000.

$$Z = 3(DBO_5)(1.07)^{T-20}S^{-0.5}Q^{-1/3}(P/H)$$

Ecuación 12. Ecuación para el cálculo de generación de H₂S

Donde la DBO efectiva esta dada por; $1,25 (DBO_5)(1.07)^{T-20}$

Si Z es menor que 5000, la generación de H₂S es poco probable; si está entre 5000 y 10000, es posible, y si es mayor que este último valor, es muy probable. En consecuencia, el control de la formación de sulfuros puede hacerse mediante la selección del tipo de material, el aumento de la velocidad de flujo a través de la escogencia de S o la disminución de la relación P/H. La disminución de esta última relación en conductos circulares equivale a aumentar la profundidad de flujo.

Los colectores que transporten aguas residuales típicamente industriales deben ceñirse a la legislación y normatividad vigentes sobre vertimientos de este tipo. Para estos colectores la velocidad mínima real aceptable para evitar la formación de sulfuros depende de la demanda bioquímica de oxígeno. Estos valores se definen en la siguiente tabla.

Velocidades mínimas en sistemas de alcantarillado de aguas industriales

DBO efectiva (mg/l)	Velocidad mínima real (m/s)
Hasta 225	0.50
De 226 a 350	0.65
De 351 a 500	0.75
De 501 a 690	0.90
De 691 a 900	1.00

Tabla 5. Velocidades mínimas de aguas residuales industriales.¹⁷

¹⁷ Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.sección II, título D, sistema de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. Bogotá D.C. 2000.

6.2.8 ESFUERZO CORTANTE

■ Esfuerzo cortante en sistemas de alcantarillado de aguas residuales

Para las condiciones iniciales de operación de cada tramo, debe verificarse el comportamiento auto limpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Por lo tanto, debe establecerse que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a $1,5 \text{ N/m}^2$ ($0,15 \text{ Kg/m}^2$) para el caudal inicial máximo horario, el cual puede estimarse como se muestra a seguir;

$$Q_{MHi} = \frac{F * Q_{Di}}{k_1} + Q_{li} + Q_{ci} + Q_{INi} + Q_{INF} + Q_{CEi}$$

Ecuación 13. Ecuación para el cálculo del esfuerzo cortante

Si el valor calculado de Q_{MHi} es menor que $1,5 \text{ L/s}$, debe adoptarse este valor. El esfuerzo cortante medio está dado por la expresión:

$$\tau = \gamma * R * S \text{ [Ec.18]}$$

En aquellos casos en los cuales, por las condiciones topográficas presentes, no sea posible alcanzar la velocidad mínima, debe verificarse que el esfuerzo cortante sea mayor que $1,2 \text{ N/m}^2$ ($0,12 \text{ Kg/m}^2$). Cuando el sistema considerado corresponda a un sistema de alcantarillado simplificado, el valor de la velocidad mínima real es de $0,4 \text{ m/s}$ o la correspondiente a un esfuerzo cortante mínimo de $1,0 \text{ N/m}^2$ ($0,10 \text{ Kg/m}^2$). Para un sistema de colectores sin arrastre de sólidos se obvia el criterio de auto-limpieza y, por lo tanto, el de velocidad mínima.

■ Esfuerzo cortante en sistemas de alcantarillado de aguas pluviales

En el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000, se establece que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a $3,0 \text{ N/m}^2$ ($0,3 \text{ Kg/m}^2$) para el caudal de diseño, y mayor o igual a $1,5 \text{ N/m}^2$ ($0,15 \text{ Kg/m}^2$) para el 10% de la capacidad a tubo lleno.

6.3 PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE DUCTOS EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Es importante conocer las propiedades que presentan los ductos que hacen parte de los sistemas de alcantarillado, pues estos según su forma y características, pueden transferir un porcentaje de incertidumbre a los diseños de sistemas de recolección de aguas servidas, pluviales o combinadas. Para este caso se estudiara más a fondo las secciones circulares, pues son las más utilizadas en los diseños de colectores para sistemas de alcantarillados.

Ya que la mayoría de los sistemas de alcantarillado están conformados por tuberías de sección circular, cabe resaltar que el flujo no ocupa la totalidad de la sección transversal. De modo que existen diferentes propiedades geométricas de las distintas secciones transversales, incluyendo la circular fluyendo parcialmente llena, la cual se describe teniendo en cuenta el diámetro interno real de la tubería y el ángulo subtendido entre el centro de la sección transversal y los puntos de contacto entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería, como se puede visualizar en la ilustración 4.

De este modo, las propiedades de de los ductos en los sistemas de alcantarillado son las siguientes:

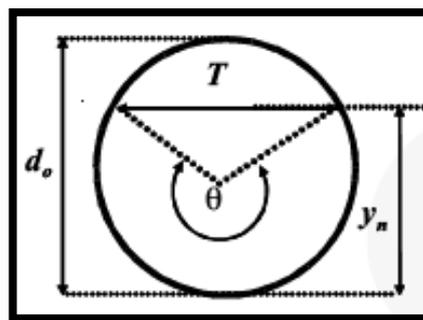


Ilustración 4. Características geométricas de una sección circular.¹⁸

¹⁸Normas de diseño de sistemas de alcantarillado de EPM. primera edición. Medellín.2009.

- Angulo θ : El ángulo subtendido desde el centro de la sección transversal y los puntos de contacto entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería, el cual está dado por la siguiente ecuación

$$\theta = \pi + 2 \arcsen\left(\frac{y_n - d/2}{d/2}\right)$$

Ecuación 14. Ecuación para el cálculo del ángulo θ

Dónde:

θ : Ángulo subtendido entre el centro de la sección transversal y los puntos de contacto entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería (rad).

y_n : Profundidad normal del agua (m).

d = Diámetro interno real de la tubería (m).

- Área mojada (A): El área mojada de la sección transversal se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$A = \frac{1}{8}(\theta - \text{sen}\theta)d^2$$

Ecuación 15. Ecuación para el cálculo del área mojada

Dónde:

A = área mojada transversal (m²)

- Perímetro mojado (P): El perímetro mojado correspondiente al área mojada y se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$P = \frac{1}{2}\theta d$$

Ecuación 16. Ecuación para el cálculo del perímetro mojado

Dónde:

P : Perímetro mojado (m)

- Radio hidráulico (R): Corresponde a la división del área mojada por el perímetro mojado y se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$R = \frac{d}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right)$$

Ecuación 17. Ecuación para el cálculo del radio hidráulico

Dónde:

R: radio hidráulico (m)

- Ancho de la sección (T): Se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$T = d \cos\left(\arcsen \frac{y-d/2}{d/2}\right)$$

Ecuación 18. Ecuación para el cálculo del ancho de la sección

T: Ancho de la sección del canal en la superficie libre (m)

Adicional a lo anterior, los sistemas de alcantarillado pueden tener otros tipos de ducto que conforman canales a superficie libre, los cuales presenta las siguientes propiedades mostradas en la ilustración 5.

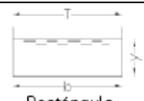
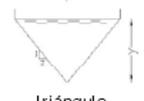
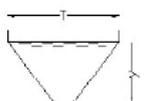
Sección Transversal	Área A	Perímetro mojado P	Radio Hidráulico R	Ancho Superficial T	Profundidad hidráulica D	Factor de sección Z
 Rectángulo	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$by^{3/2}$
 Trapecio	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{((b + zy)y)^{3/2}}{\sqrt{b + 2zy}}$
 Triángulo	zy^2	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2y\sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zy^{5/2}$
 Parábola	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$	$\frac{A}{T}$	$\frac{2}{9}\sqrt{6Ty}y^{5/2}$

Ilustración 5. Propiedades geométricas de ductos con secciones distintas a la circular.¹⁹

¹⁹ Normas de diseño de sistemas de alcantarillado de EPM. primera edición. Medellín.2009.

6.4 DISEÑO HIDRÁULICO DE COLECTORES

Los conectores que conforman los sistemas de alcantarillado, se deben diseñar como conducciones a flujo libre por gravedad. Este flujo de aguas residuales y/o lluvias no es permanente, pero el dimensionamiento de las secciones debe hacerse como si este fuera uniforme. Para lograr esto, existen varias fórmulas de flujo uniforme, dentro de las cuales están: Ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White, ecuación de Chézy y la ecuación de Manning. Esta última es la más utilizada.

El diseño de colectores matrices debe hacerse con flujo gradualmente variado, lo mismo que los canales colectores de aguas lluvias y en general colectores de diámetros superiores o iguales a 900 mm.²⁰

6.4.1 ECUACIONES DE FLUJO UNIFORME PARA EL DISEÑO DE TUBERÍAS FLUYENDO PARCIALMENTE

Para dimensionar la sección transversal de una tubería fluyendo parcialmente llena, bajo condiciones de flujo uniforme, se debe utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación Colebrook-White, la ecuación de Manning o la ecuación de Chézy.

■ Ecuación de Manning

Para el dimensionamiento de la sección transversal de la tubería también se puede utilizar la ecuación de Manning, la cual es aplicable únicamente para el caso de flujo uniforme turbulento hidráulicamente rugoso.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S_0^{1/2}$$

Ecuación 19. Ecuación de Manning

²⁰ Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.sección II, título D, sistema de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. Bogotá D.C. 2000.

Esta expresión se puede convertir en la siguiente ecuación, la cual relaciona el caudal que pasa por la tubería como función del área mojada, del radio Hidráulico, de la pendiente de la tubería y del coeficiente de rugosidad de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_0^{1/2}$$

Ecuación 20. Ecuación de Maning

Donde

v : Velocidad media del flujo (m/s).

n : Coeficiente de rugosidad de Manning (s/m^{1/3}).

Q : Caudal del flujo (m³/s).

R : Radio hidráulico (m).

A : Área mojada transversal (m²).

S_0 : Pendiente longitudinal de la tubería (m/m).

Coeficientes de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad, n de Manning, mostrado en las dos ecuaciones anteriores corresponde al coeficiente que presenta la tubería fluyendo totalmente llena. Para el cálculo del coeficiente correspondiente a otras profundidades, se debe utilizar la gráfica mostrada, con el fin de calcular el factor por el cual debe multiplicarse dicho coeficiente en caso de que la profundidad de flujo sea diferente al diámetro total interno de la tubería.

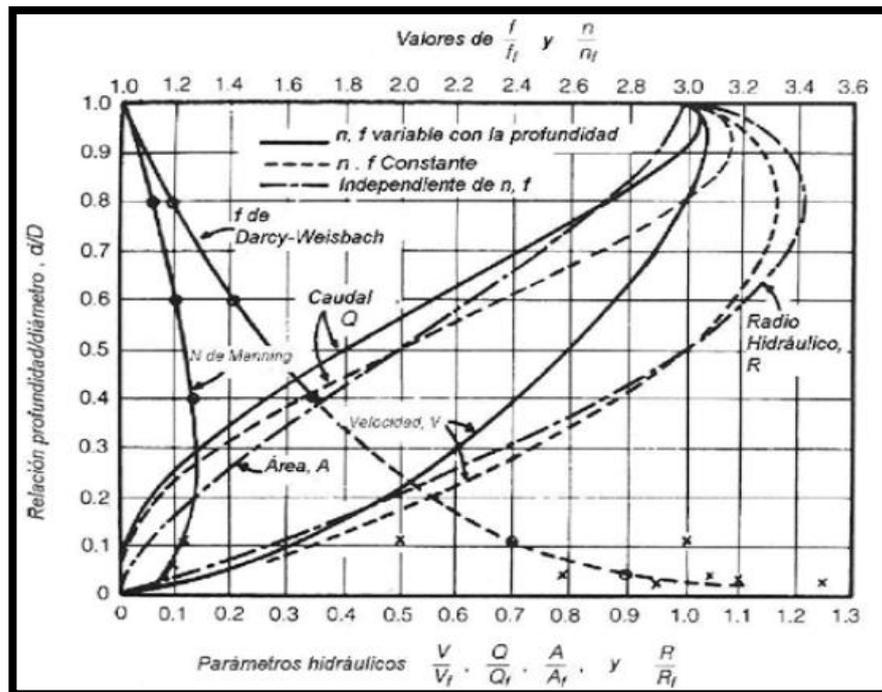


Ilustración 6. Coeficiente de rugosidad correspondiente a profundidades de flujo, diferentes al diámetro total interno de la tubería.²¹

El coeficiente de rugosidad de Manning es estimado a partir de mediciones de laboratorio y de campo, y depende en general del tipo de material del conducto. En el diseño de redes de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, deben usarse valores de coeficientes de rugosidad que representen adecuadamente el efecto friccional en las condiciones de servicio que el colector experimentará durante su vida útil.

■ Ecuación de Chézy

La ecuación de Chézy constituye la representación de la ecuación de Darcy para flujo en conductos abiertos.

$$V = C * (R * S)^{1/2}$$

$$Q = CA * (R * S)^{1/2}$$

²¹ Normas de diseño de sistemas de alcantarillado de EPM. primera edición. Medellín.2009.

Donde,

V: Es la velocidad media en pies/s

R: Es el radio hidráulico en pies

S: Es la pendiente de la línea de energía y

C: Es un factor de resistencia al Flujo, conocido como de *C* de Chézy.

A: Es el área de la sección

7. INCERTIDUMBRE

7.1 DEFINICIÓN

La incertidumbre puede ser simplemente definida como la ocurrencia de eventos que están más allá el control de las personas. Prácticamente en los diseños de ingeniería y operaciones, las decisiones se hacen con frecuencia en condiciones de incertidumbre. Por lo tanto, la fiabilidad y la seguridad de los proyectos de ingeniería están estrechamente relacionadas con el nivel de incertidumbre involucrada.²² Además, la incertidumbre es intrínseca en cualquier proceso y proviene de diversas fuentes. Para el caso de estudio, proviene de los parámetros n de Manning, pendiente S y caudal Q , esta incertidumbre no puede ser eliminada y por consiguiente es necesario entender sus fuentes y consecuencias para poder tratarla de la mejor manera y disminuir el margen de error en los diseños de tuberías de drenaje urbano.

La incertidumbre se debe en muchos casos a la falta de información perfecta acerca de los fenómenos, procesos y datos involucrados en la definición y resolución de problemas de cualquier índole.

7.2 TIPOS DE INCERTIDUMBRE

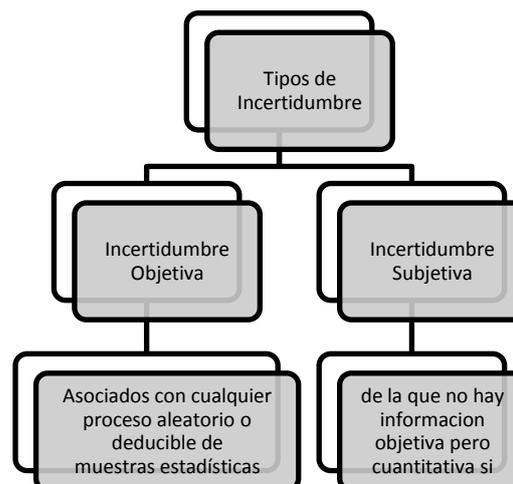


Ilustración 7. Tipos de incertidumbre

²² Yeou-Koung Tung y Ben-Chie Yen. *Hydrosystems Engineering Uncertainty Analysis*. Mc Graw-Hill. 2005. Pag 1. ISBN 0-07-146708-4.

7.3 FUENTES DE INCERTIDUMBRE

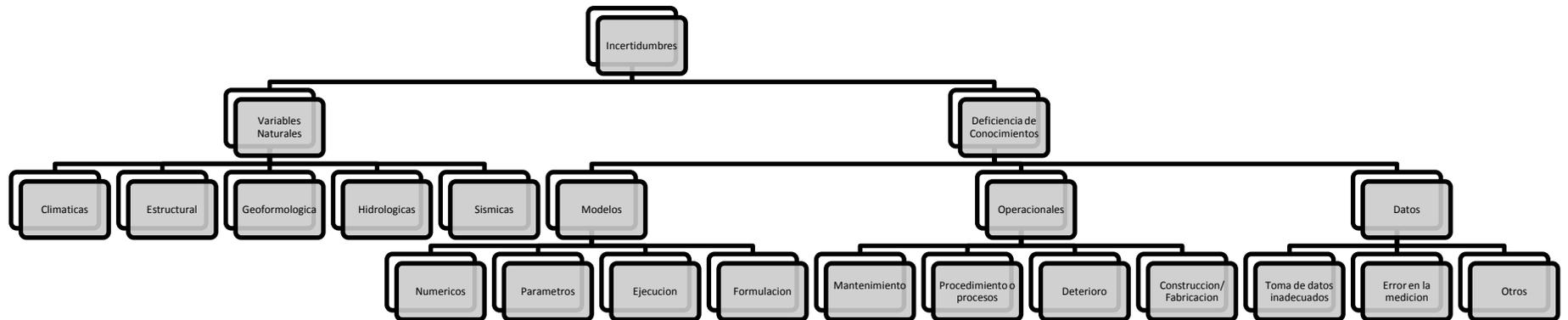


Ilustración 8. Fuentes de incertidumbre.

7.4 MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE LA INCERTIDUMBRE

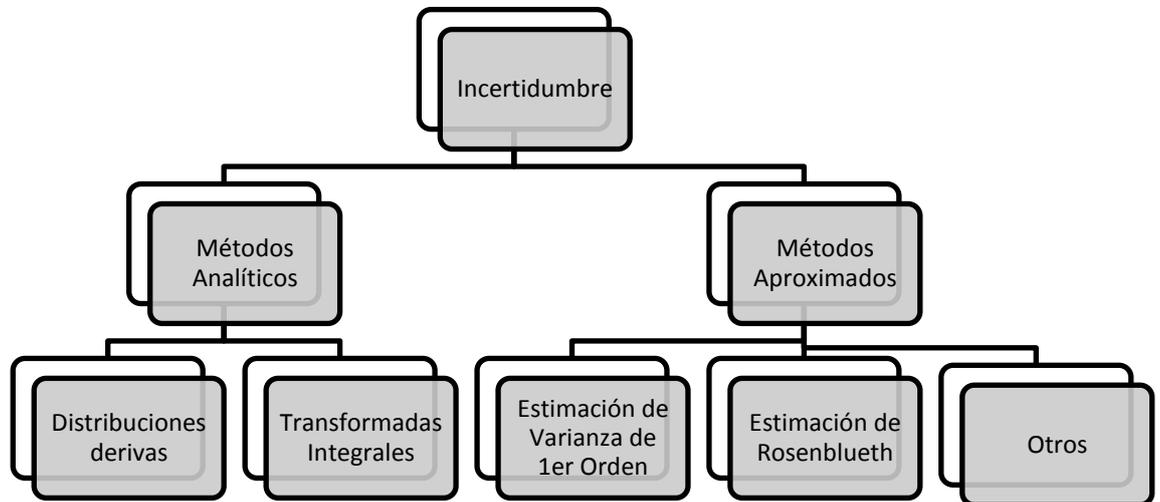


Ilustración 9. Métodos para análisis de incertidumbre.

7.5 APLICACIÓN DEL MÉTODO DE 1ER ORDEN A LA INCERTIDUMBRE (FOVE)

Como se mostró en el mapa conceptual anterior existen varias técnicas estadísticas que se pueden aplicar al análisis de la incertidumbre y cada una de ellas tiene diferentes niveles de complejidad matemática y necesidad de datos. En términos generales, estas técnicas se pueden clasificar en dos categorías: enfoques analíticos y métodos aproximados. La técnica apropiada a utilizar depende de la naturaleza del problema en cuestión, incluyendo la disponibilidad de información, la complejidad del modelo, y el tipo y la precisión de los resultados deseados.

La mayoría de los modelos o procedimientos de diseño utilizados en ingeniería de infraestructura (hidrosistemas) el análisis es o son no lineales y de alta complejidad. Esto, básicamente, prohíbe la derivación analítica de la probabilidad distribución de los resultados del modelo. Como una alternativa práctica, los ingenieros con frecuencia recurren a métodos que producen aproximaciones a las propiedades estadísticas del modelo productos sujetos a la incertidumbre.

El método de primer orden para el análisis de incertidumbre (FOVE) es también llamado método de propagación de la varianza (Berthouex 1975). Este método consiste en tener las estimaciones de las características de incertidumbre de un modelo de producción, basado en las propiedades estadísticas estocástica del modelo. La idea básica del método es la aproximación de un modelo que implica análisis estocástico de las variables básicas por una expansión de Taylor²³, esta está subdividida o seccionada dependiendo de la complejidad del modelo:

- Cuando FOVE tiene una solo variable
- FOVE Con Dos variables
- FOVE Con múltiples variables

²³ Yeou-Koung Tung y Ben-Chie Yen. Hydrosystems Engineering uncertainty Analysis. Mc Graw-Hill. 2005. Pag 1. ISBN 0-07-146708-4.

7.6 PARÁMETROS QUE GENERAN INCERTIDUMBRE EN TUBERÍAS DE DRENAJE URBANO

ECUACIÓN DE MANNING

Esta ecuación depende de varios factores o parámetros y cada uno de ellos trae consigo su incertidumbre, a continuación se hablará de estos parámetros. Cabe mencionar que estos parámetros generadores de incertidumbre, la transmiten de alguna forma al diseño de “*y*” (*profundad de flujo*) en los sistemas de redes de alcantarillado, ya sea de secciones rectangulares, circulares, triangulares entre otras.

El primero de estos, es el *n* de Manning, ya que este valor es muy variable y depende de un cierto número de factores. Para poder seleccionar este valor de la forma más apropiada se debe conocer bien en qué condiciones va a estar el diseño de tuberías de drenaje urbano. Los factores que ejercen la mayor influencia sobre el coeficiente de rugosidad en los canales y en los diseños de tubería de drenaje urbano son²⁴:

Para cuando es un canal artificial o natural, el coeficiente de *n* se ve afectado:

- Rugosidad superficial: esta se presenta por el tamaño y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado, lo cual, produce un efecto retardador del flujo, y para cuando son granos finos el valor del *n* es relativamente bajo, mientras que para granos gruesos es todo lo contrario.
- Vegetación: esta reduce en gran parte la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende por completo de la altura, la densidad, la distribución y el tipo de vegetación, es importante en canales pequeños.
- Irregularidad del canal: hace parte tanto el perímetro mojado con las variaciones en la sección transversal, el tamaño y forma de esta a lo largo del canal. En general, un cambio gradual y uniforme en la sección transversal o en su tamaño y forma no produce efectos apreciables en el

²⁴ Ven Te Chow. Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw Hill interamericana S.A. 1994. ISBN 958-600-228-4

valor de n , pero cambios abruptos o alteraciones de secciones pequeñas y grandes requieren el uso de un valor grande de n donde el incremento pudiese ser 0,005 o mas. Los cambios que hacen que el flujo cambie de manera sinuosa de un lado al otro lado del canal produzcan el mismo efecto.

- Alineamiento del canal: curvas suaves con radios grandes producirán valores de n relativamente bajos, en tanto que curvas bruscas con meandros severos incrementarán el n . La curvatura puede inducir a la acumulación de material flotante y por consiguiente, incrementar indirectamente el valor de n .
- Sedimentación y socavación: la sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el n , en cambio la socavación puede aumentar demasiado el n . El efecto de la sedimentación dependerá de la naturaleza del material depositado mientras que el de la socavación no es importante siempre y cuando la erosión en el lecho del canal causado por velocidades altas progresa igual y uniformemente.
- Obstrucción, tamaño y forma del canal: las obstrucciones de troncos, pilas de puentes o de estructuras similares tiende a incrementar el n , dependiendo del tamaño, forma, número y distribución de los obstáculos en el canal. El tamaño y forma del canal puede verse incrementado dependiendo del incremento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir el n , según la condición del canal.

Para cuando es un sistema de alcantarillado el coeficiente de rugosidad se ve afectado por lo siguiente:

- ✿ El material de la tubería: esta afecta mucho o poco dependiendo de cómo sean las paredes de la tubería cuando la rugosidad es alta la velocidad del fluido disminuye debido a que encuentra mayor resistencia para transitar por el interior de la misma, en cambio, si la rugosidad es menor, el flujo encuentra menos resistencia y por lo tanto fluye más rápido.

A continuación se muestra una tabla de los valores del coeficiente de rugosidad de Manning dependiendo del tipo de material que se use:

Valores del coeficiente de rugosidad de Manning

VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING EN COLECTORES Y DRENAJE DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS Y AGUAS LLUVIAS	
Material	n
CONDUCTOS CERRADOS	
Asbesto-cemento	0.011-0.015
Concreto prefabricado interior liso	0.011-0.015
Concreto prefabricado interior rugoso	0.015-0.017
Concreto fundido en sitio, formas lisas	0.012-0.015
concreto fundido en sitio, formas rugosas	0.015-0.017
Gres vitrificado	0.011-0.015
Hierro dúctil revestido interiormente con cemento	0.011-0.015
PVC, polietileno y fibra de vidrio con interior liso	0.010-0.015
Metal corrugado	0.022-0.026
Colectores de ladrillo	0.013-0.017
CONDUCTOS ABIERTOS	
Canal revestido en ladrillo	0.012-0.018
Canal revestido en concreto	0.011-0.020
Canal excavado	0.018-0.050
Canal revestido rip-rap	0.020-0.035

Tabla 6. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning.²⁵

También se debe tener en cuenta:

1. Forma y tamaño del conducto
2. Profundidad de flujo
3. Tipo de uniones
4. Número de uniones por unidad de longitud
5. Desalineamiento horizontal del conducto
6. Desalineamiento vertical del conducto por efecto de las uniones
7. Depósitos de material en el conducto
8. Entrada de flujos laterales puntuales al conducto
9. Penetración de raíces

²⁵ Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. sección II, título D, sistema de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. Bogotá D.C. 2000.

10. Crecimiento de biofilmes en el interior del conducto

11. Deformación del colector

El segundo parámetro de diseño que genera incertidumbre y la incluye en el diseño de la profundidad de diseños de redes de alcantarillados, es el caudal. Con el aumento del nivel y el caudal el n de Manning también se ve afectado disminuyendo y cuando sucede al contrario es alto.

El tercer parámetro que genera incertidumbre en los diseños es la pendiente: los cambios en la pendiente puede afectar el diseño si existe cambios brusco en la pendiente debido a que se pueden generar espacios en los cuales se puede alojar sedimentos ocasionando reducción del diámetro y obstrucción de la tubería, además de que los cambios brusco en la pendiente pueden variar la velocidad e incrementar el desgaste de la misma. La fuente de la incertidumbre ocasionada por los cambios de pendientes pueden ser los procesos de construcción, debido a que pueden existir errores constructivos al momento de dar las pendientes estimadas al diseño en campo.

- ❁ La sedimentación en los tubos de alcantarillado: El agua que se conduce a través de los tubos de alcantarillado contiene muchos elementos sólidos tales como heces fecales, restos de vegetales, arena, etc. Estos materiales pueden sedimentarse dentro de los tubos si las condiciones de flujo no generan una fuerza suficiente para arrastrar dichos materiales, lo cual puede disminuir considerablemente la eficiencia y capacidad del sistema. Además de lo anterior cuando la acumulación de sedimentos sea considerable puede ocasionar obstrucción del flujo lo cual generaría colapso del sistema esto afectaría a la población o al equipo que se le esté suministrando el fluido.²⁶

Por otro lado, algunos aspectos que pueden generar incertidumbre y transmitirla a los diseños, son los siguientes:

²⁶ Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.sección II, título D, sistema de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. Bogotá D.C. 2000.

Desgaste de la tubería

Es tal vez el efecto menos visible, pero el que más afecta los sistemas de redes de alcantarillado como tal y depende del tipo de sedimentos que sean transportados, todos aquellos materiales en suspensión o por arrastre que transiten por el interior de nuestro sistema van a afectar las paredes del mismo, la arena es tal vez el material que más desgasta la tubería por su capacidad para lijar las superficies, de tal manera, que puede ocasionar que el interior de esta que generalmente es liso se ponga muy rugoso lo cual aumentaría la resistencia al flujo y con ello el coeficiente de rugosidad de Manning.

Lo anterior, afecta nuestros sistemas de redes de alcantarillado porque si tenemos un contorno rugoso necesitamos más velocidad y por ende mayor caudal para poder suministrarle a determinadas poblaciones o a cualquier sistema que utilice ese caudal o la velocidad.

Efecto película

Es un efecto el cual se produce o se forma cuando las bacterias se adhieren a superficies de algún tipo de ambiente acuoso y empiezan a excretar una sustancia limosa y pegajosa que puede pegar todo tipo de materiales – metal, plástico, partículas de tierra, tejidos biológicos, entre otros. El efecto película, biopelícula o biofilmes pueden estar formados por una sola especie de bacterias, pero generalmente consisten en muchas especies de bacterias, hongos, algas, protozoos, desechos y productos de la corrosión. En esencia, un biofilm puede formarse en cualquier superficie expuesta a bacterias y agua.

En una tubería, la formación de biofilmes afecta tanto la hidráulica de flujo como la calidad del agua, porque al formarse la capa de biopelícula se alteran las características de la pared interna de las tuberías, modificándose su rugosidad y por consiguiente el régimen hidráulico. Como se afecta la rugosidad interna de la tubería se afecta el n de Manning, lo cual, hace que sea

necesario adecuar el n. Por otro lado, la presencia de microorganismos en el agua deteriora su calidad, haciendo que presente mal olor, un color amarillento, un sabor extraño y hasta pueda llegar a ser perjudicial para la salud.

Como se mencionó anteriormente, el método de incertidumbre de 1er orden o estimación de la varianza de 1er orden, es un método aproximado de estimación de la incertidumbre de una variable.

Este método consiste en tener las estimaciones de las características de incertidumbre de un modelo de producción, basado en las propiedades estadísticas estocástica del modelo. De modo que al aplicar este método en nuestras ecuaciones de interés que son las de diseño de redes de alcantarillados, se podría estimar la variabilidad esperada de la variable independiente y , la cual es el objetivo de diseño con las ecuaciones de Manning y Chézy, como se explicará más adelante.

8. ECUACIONES DE INCERTIDUMBRE PARA EXPRESIONES DE FLUJO UNIFORME A TUBERÍAS DE DRENAJE URBANO

La aplicación del método de incertidumbre en las ecuaciones de diseño de redes de alcantarillado, tiene como objetivo conocer la variabilidad de la profundidad y (Variable independiente) obtenida como resultado final de diseño con las ecuaciones mencionadas.

Este método se aplicará a la ecuación de Manning y Chézy, de modo que se obtenga mediante la expresión resultante de la aplicación de este método, la varianza o variabilidad de 1er orden de la variable y , diseñada con las ecuaciones de Manning o Chézy.

VARIANZA EN ECUACIÓN DE MANNING

La varianza de 1er orden para la ecuación de Manning es la que se calcula a continuación, teniendo en cuenta que la ecuación de Manning es:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

Donde; n , s y Q , son variables aleatorias independientes, y variable dependiente (profundidad).

La varianza a calcular para la ecuación de Manning obedece a la siguiente expresión:

$$S_y^2 = E \left\{ \left[\frac{\partial f}{\partial Q} (Q - \bar{Q}) + \frac{\partial f}{\partial n} (n - \bar{n}) + \frac{\partial f}{\partial S} (S - \bar{S}) \right]^2 \right\}$$

$$S_y^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial Q} \right)^2 S_Q^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial n} \right)^2 S_n^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial S} \right)^2 S_S^2 +$$

Ecuación 21. Ecuación inicial para cálculo de varianza para Manning

Dónde:

Q: es el caudal

S_Q^2 : Es la desviación estándar de Q

n: es el coeficiente de rugosidad.

S_n^2 : Es la desviación estándar de n

S : Es la pendiente

S_S^2 : Es la desviación estándar de s

S_y^2 : Es la varianza de 1er orden de la variable y.

El procedimiento para obtener esta expresión se divide en tres etapas como se puede visualizar en la ecuación de varianza de 1er orden. Pues se debe obtener la derivada parcial respecto a la profundidad y de cada una de las ecuaciones de los parámetros que conforman la ecuación de Manning, para luego obtener la varianza de cada uno de los parámetros.

Paso 1.

Siguiendo esto, se procede a calcular la varianza de Q, Donde $\frac{\partial y}{\partial Q}$ es la tasa a la cual cambia la profundidad con los posibles cambios de Q.

Calculando la tasa se tiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \right)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial y} = \frac{1}{n} S^{1/2} \left(\frac{2AR^{-1/3}}{3} \frac{\partial R}{\partial y} + R^{2/3} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial y} = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial y} = Q \left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

Luego de este procedimiento, se calcula la varianza de Q, con la siguiente expresión:

$$S_y^2 = \frac{S_Q^2}{\left(\frac{\partial Q}{\partial y} \right)^2}$$

$$S_y^2 = \frac{S_Q^2}{Q^2 \left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

En este punto es necesario conocer el coeficiente de variación de Q, el cual se calcula con la expresión que sigue. $CV_Q = \frac{S_Q}{Q}$, la cual convierte la expresión de la varianza de Q en:

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2}{\left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

Paso 2.

En este paso se debe despejar n de la ecuación de Manning y seguir el mismo procedimiento utilizado para el cálculo de la expresión de la varianza de Q.

Para n se tiene que $\frac{\partial y}{\partial n}$ es la tasa a la cual cambia la profundidad con cambios en n. Para calcular la tasa debemos primero despejar n de la ecuación de Manning, de la siguiente forma;

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

$$\frac{Q}{AR^{2/3} S^{1/2}} = \frac{1}{n}$$

$$n = \frac{AR^{2/3} S^{1/2}}{Q}$$

Ahora, calculando la tasa tenemos:

$$A = f(Y); R = f(y); Q = f(y)$$

$$\frac{\partial n}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{Q} \right)$$

$$\frac{\partial n}{\partial y} = S^{1/2} \left(\frac{AR^{2/3}}{Q} \right)$$

$$\frac{\partial n}{\partial y} = S^{1/2} \left[\frac{\left(R^{2/3} \frac{\partial A}{\partial y} + \frac{2AR^{-1/3}}{3} \frac{\partial R}{\partial y} \right) * Q - (AR^{2/3} * 1)}{Q^2} \right]$$

$$\frac{\partial n}{\partial y} = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{Q} \left[\left(\frac{\partial A}{\partial y} \frac{1}{A} + \frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} \right) \right]$$

$$\frac{\partial n}{\partial y} = n \left[\left(\frac{\partial A}{\partial y} \frac{1}{A} + \frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} \right) \right]$$

Entonces:

$$S_y^2 = \frac{S_n^2}{\left(\frac{\partial n}{\partial y} \right)^2}$$

$$S_y^2 = \frac{S_n^2}{n^2 \left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

Como $CV_n = \frac{S_n}{n}$, Entonces;

$$S_y^2 = \frac{CV_n^2}{\left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

Paso 3.

Para la pendiente s , se tiene que $\frac{\partial y}{\partial s}$ es la tasa a la cual cambia la profundidad con cambios en S . para calcular la tasa debemos primero despejar S de la ecuación de Manning, de la siguiente forma;

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

$$S^{1/2} = Q n A^{-1} R^{-2/3}$$

$$S = Q^2 n^2 A^{-2} R^{-4/3}$$

Ahora, calculando la tasa tenemos:

$$A = f(Y); R = f(y); Q = f(y)$$

$$\frac{\partial s}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} (Q^2 n^2 A^{-2} R^{-4/3})$$

$$\frac{\partial s}{\partial y} = Q^2 n^2 \frac{\partial}{\partial y} (A^{-2} R^{-4/3})$$

$$\frac{\partial s}{\partial y} = Q^2 n^2 \left(-\frac{4}{3} A^{-2} R^{-7/3} \frac{\partial R}{\partial y} - 2A^{-3} R^{-4/3} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

$$\frac{\partial s}{\partial y} = -2Q^2 n^2 A^{-2} R^{-4/3} \left(-\frac{4}{3} R^{-1} \frac{\partial R}{\partial y} + A^{-1} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

$$\frac{\partial s}{\partial y} = -2s \left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

Entonces:

$$S_y^2 = \frac{S_s^2}{\left(\frac{\partial s}{\partial y} \right)^2}$$

$$S_y^2 = \frac{S_s^2}{-2S^2 \left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

Como $CV_s = \frac{S_s}{s}$, Entonces;

$$S_y^2 = \frac{0.25 CV_s^2}{\left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

Por último se suman todos los términos de S_y^2 y se obtiene la varianza de 1er orden de y (profundidad).

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2}{\left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2} + \frac{CV_n^2}{\left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2} + \frac{0.25 CV_s^2}{\left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2 + CV_n^2 + 0.25 CV_s^2}{\left(\frac{2}{3R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

Ecuación 22. Ecuación Varianza Manning

VARIANZA EN ECUACIÓN DE CHÉZY

La varianza de 1er orden para la ecuación de Chézy es la calculada a continuación, teniendo en cuenta que la ecuación de Chézy es:

$$Q = C R^{1/2} S^{1/2} A$$

Donde; c , s y Q , son variables aleatorias independientes, y variable dependiente (profundidad).

La varianza a calcular para la ecuación de Chézy obedece a la siguiente expresión:

$$S_y^2 = E \left\{ \left[\frac{\partial f}{\partial Q} (Q - \bar{Q}) + \frac{\partial f}{\partial c} (c - \bar{c}) + \frac{\partial f}{\partial S} (S - \bar{S}) \right]^2 \right\}$$
$$S_y^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial Q} \right)^2 S_Q^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial c} \right)^2 S_c^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial S} \right)^2 S_S^2$$

Ecuación 23. Ecuación inicial para el cálculo de la varianza de Chézy

Dónde:

Q : es el caudal

S_Q^2 : Es la desviación estándar de Q

C es el

S_c^2 : Es la desviación estándar de c

S : es la pendiente

S_S^2 : Es la desviación estándar de s

S_y^2 : Es la varianza de 1er orden de la variable y .

El procedimiento para obtener esta expresión se divide en tres etapas como se puede visualizar en la ecuación de varianza de 1er orden. Pues de debe obtener la derivada parcial respecto a la profundidad y de cada una de las ecuaciones de los parámetros que conforman la ecuación de Chézy, para luego obtener la varianza de cada uno de los parámetros.

Como las variaciones de y dependen de las variaciones en Q , C y S . entonces;

$$y = f(Q, C, S)$$

Paso 1.

Para Q tenemos que $\frac{\partial y}{\partial Q}$ es la tasa a la cual cambia la profundidad con cambios en Q.

Calculando la tasa se tiene:

$$\begin{aligned}\frac{\partial Q}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial y} (C R^{1/2} S^{1/2} A) \\ \frac{\partial Q}{\partial y} &= C S^{1/2} (A R^{1/2}) \\ \frac{\partial Q}{\partial y} &= C S^{1/2} \left(\frac{1 A R^{-1/2} \partial R}{2} + R^2 \frac{\partial A}{\partial y} \right) \\ \frac{\partial Q}{\partial y} &= C R^{1/2} S^{1/2} A \left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right) \\ \frac{\partial Q}{\partial y} &= Q \left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)\end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned}S_y^2 &= \frac{S_Q^2}{\left(\frac{\partial Q}{\partial y}\right)^2} \\ S_y^2 &= \frac{S_Q^2}{Q^2 \left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y}\right)^2}\end{aligned}$$

Como $CV_Q = \frac{S_Q}{Q}$, Entonces;

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2}{\left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y}\right)^2}$$

Paso 2.

Para C se tiene que $\frac{\partial y}{\partial c}$ es la tasa a la cual cambia la profundidad con cambios en C. para calcular la tasa debemos primero despejar C de la ecuación de Chézy, de la siguiente forma;

Ecuación de Chézy

$$\text{De } Q = C R^{1/2} S^{1/2} A$$

Despejando C:

$$C = \frac{Q}{R^{1/2} S^{1/2} A}$$

$$\frac{\partial c}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Q}{R^{1/2} S^{1/2} A} \right)$$

$$\frac{\partial c}{\partial y} = \frac{Q}{S^{1/2}} \frac{\partial}{\partial y} (AR^{1/2})$$

$$\frac{\partial c}{\partial y} = \frac{Q}{S^{1/2}} \left(\frac{1}{2} AR^{-1/2} \frac{\partial R}{\partial y} + R^2 \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

$$\frac{\partial c}{\partial y} = \frac{Q}{R^{1/2} S^{1/2} A} \left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

$$\frac{dc}{dy} = C \left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

Entonces:

$$S_y^2 = \frac{S_c^2}{\left(\frac{\partial c}{\partial y}\right)^2}$$

$$S_y^2 = \frac{S_c^2}{C^2 \left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

Como $CV_c = \frac{S_c}{C}$, Entonces;

$$S_y^2 = \frac{CV_c^2}{\left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

Paso 3.

Para S se tiene que $\frac{\partial y}{\partial S}$ es la tasa a la cual cambia la profundidad con cambios en S. para calcular la tasa debemos primero despejar S de la ecuación de Chézy, de la siguiente forma:

$$\text{De } Q = C R^{1/2} S^{1/2} A$$

Despejando S:

$$S^{1/2} = \frac{Q}{C R^{1/2} A}$$

$$s^{1/2} = Q C^{-1} A^{-1} R^{-1/2} \Rightarrow s = Q^2 C^{-2} A^{-2} R^{-1} [\text{Ec.37}]$$

Entonces;

$$\frac{\partial s}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} (Q^2 C^{-2} A^{-2} R^{-1})$$

$$\frac{\partial s}{\partial y} = Q^2 C^{-2} \frac{\partial}{\partial y} (A^{-2} R^{-1})$$

$$\frac{\partial s}{\partial y} = Q^2 C^{-2} \left(-1 A^{-2} R^{-2} \frac{\partial R}{\partial y} - 2 A^{-3} R^{-1} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

$$\frac{\partial s}{\partial y} = -2 Q^2 C^{-2} A^{-2} R^{-1} \left(-\frac{1}{2} R^{-1} \frac{\partial R}{\partial y} + A^{-1} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

$$\frac{\partial s}{\partial y} = -2s \left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)$$

Entonces:

$$S_y^2 = \frac{S_s^2}{\left(\frac{\partial s}{\partial y} \right)^2}$$

$$S_y^2 = \frac{S_s^2}{-2S^2 \left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

Como $CV_c = \frac{S_c}{c}$, Entonces;

$$S_y^2 = \frac{0.25 C_s^2}{\left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

Por último se suman todos los términos de S_y^2 y obtenmos:

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2}{\left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2} + \frac{CV_c^2}{\left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2} + \frac{0.25 CV_s^2}{\left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y} \right)^2}$$

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2 + CV_c^2 + 0.25 CV_S^2}{\left(\frac{1}{2R} \frac{\partial R}{\partial y} + \frac{1}{A} \frac{\partial A}{\partial y}\right)^2}$$

Ecuación 24. Ecuación Varianza Chézy

8.1 ANÁLISIS DE ECUACIONES OBTENIDAS CON EL MÉTODO DE ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE DE 1ER ORDEN

De las demostraciones realizadas en el ítem 13 se obtuvieron las siguientes expresiones:

- Para la ecuación de Manning se obtuvo

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2 + CV_n^2 + 0.25 CV_S^2}{\left(\frac{2}{3R} \frac{\delta R}{\delta y} + \frac{1}{A} \frac{\delta A}{\delta y}\right)^2}$$

- Para la ecuación de Chézy

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2 + CV_c^2 + 0.25 CV_S^2}{\left(\frac{1}{2R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy}\right)^2}$$

Con estas expresiones obtenidas con el método de incertidumbre de 1er orden aplicado a las ecuaciones de diseño de redes de alcantarillado Manning y Chézy, se podrá estimar la varianza de 1er orden o la variabilidad esperada de una variable independiente, que en nuestro caso es y -profundidad de la sección transversal-, la cual es calculada en función de otras variables aleatorias independientes (Q, S, n y C).

Estas expresiones, están conformadas por $CV_Q^2 + CV_n^2 + 0.25 CV_S^2$ los cuales son; coeficiente de variación de Q, coeficiente de variación de n de Manning y coeficiente de variación de la pendiente s respectivamente, esto para la ecuación de Manning. Para Chézy tenemos, $CV_Q^2 + CV_c^2 + 0.25 CV_S^2$ coeficiente de variación de Q, coeficiente de variación de c y coeficiente de variación de la pendiente S.

Donde el coeficiente de variación de Q, S y n se calculan con las siguientes ecuaciones;

$C_{vQ} = \frac{\sigma_Q}{Q}$; Donde σ_Q es la desviación estándar de una serie de caudales y Q es la media.

$C_{vS} = \frac{\sigma_s}{S}$; Donde σ_s es la desviación estándar de una serie de pendientes y S es la media.

$C_{vn} = \frac{\sigma_n}{n}$; Donde σ_n es la desviación estándar de una serie de valores de n y n es la media.

De modo que si tenemos un evento real de diseño de redes de alcantarillado, donde se tenga una serie de caudales, un rango determinado de coeficiente de rugosidad n y una serie de valores para la pendiente, se podría calcular su desviación estándar y media de los datos, obtenidos mediante distintas metodologías y luego calcular el coeficiente de variación C_v correspondiente a cada parámetro de diseño, para luego calcular la variación esperada de la variable independiente (y) mediante las expresiones obtenidas con el método de incertidumbre de primer orden para Manning y Chézy. En las cuales el denominador de las expresiones $\left(\frac{2}{3R} \frac{\delta R}{\delta y} + \frac{1}{A} \frac{\delta A}{\delta y}\right)^2$ y $\left(\frac{1}{2R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy}\right)^2$ para Manning y Chézy respectivamente, hace referencia a las expresiones de cada sección que se deben derivar y obtener la correspondiente a cada una.

En nuestro caso se debe llegar a la expresión de la sección circular. Se cita como ejemplo la expresión obtenida de la sección rectangular a partir de la ecuación obtenida del método de incertidumbre en la ecuación de Manning.

$$\frac{2}{3R} \frac{\delta R}{\delta y} + \frac{1}{A} \frac{\delta A}{\delta y} = \frac{5b + 6y}{3y(b + 2y)}$$

8.1.1 DEMOSTRACIÓN SECCIÓN CIRCULAR

Sección circular para ecuación de Manning

Demostración sección circular a partir de la expresión $\frac{2}{3R} \frac{\delta R}{\delta y} + \frac{1}{A} \frac{\delta A}{\delta y}$, obtenida con el método de incertidumbre de 1er orden.

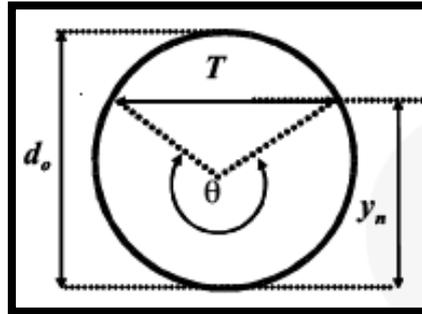


Ilustración 10. Sección tubería de drenaje urbano.

Se debe demostrar la siguiente expresión; $\frac{4(2\sin\theta + 3\theta - 5\theta\cos\theta)}{3d_o\theta(\theta - \sin\theta)\sin(\theta/2)}$

$$\frac{2}{3R} \frac{\delta R}{\delta y} + \frac{1}{A} \frac{\delta A}{\delta y} \implies \frac{2}{3R} \frac{\delta R}{\delta \theta} + \frac{1}{A} \frac{\delta A}{\delta \theta}$$

Radio hidráulico y área de la sección circular son;

$$R = \frac{d}{4} \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta} \right)$$

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \sin\theta) d^2$$

Derivando estas expresiones se tiene;

- Derivado radio hidráulico respecto a θ .

$$R = \frac{d}{4} \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta} \right)$$

$$\frac{\partial R}{\partial \theta} = \frac{d}{4} \left(0 - \frac{\cos \theta * \theta - \text{sen } \theta}{\theta^2} \right)$$

$$\frac{\partial R}{\partial \theta} = \frac{d}{4} \left(- \frac{\cos \theta * \theta - \text{sen } \theta}{\theta^2} \right)$$

- Derivada área respecto a θ .

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \text{sen}\theta) d^2$$

$$\frac{\partial A}{\partial \theta} = \frac{1}{8} (1 - \cos \theta) d^2$$

Entonces; para Manning tenemos;

$$\frac{2}{3R} \frac{\delta R}{\delta \theta} + \frac{1}{A} \frac{\delta A}{\delta \theta}$$

$$\frac{4(2\text{sen}\theta + 3\theta - 5\theta \cos\theta)}{3d_0\theta(\theta - \text{sen}\theta)\text{sen}(\theta/2)}$$

Y para la para ecuación de Chézy tenemos;

$$\frac{(2\text{sen}\theta + 3\theta - 5\theta \cos\theta)}{d_0\theta(\theta - \text{sen}\theta)\text{sen}(\theta/2)}$$

8.1.2 APROXIMACIÓN METODOLÓGICA

La metodología obtenida como resultado del estudio realizado obedece al siguiente procedimiento:

- Determinación de los parámetros que pueden generar incertidumbre en el diseño hidráulico.
- Definición del tipo de flujo y ecuaciones de diseño hidráulico a emplear.
- Construcción de la gráfica de calibración de la estructura hidráulica. Con las distintas profundidades y caudales relacionados a estas.
- Valoración de la media y la desviación estándar de cada uno de los parámetros que generan incertidumbre. A través de generación de números aleatorios con la herramienta Microsoft Office Excel.
- Con los valores obtenidos de media y desviación estándar del parámetro generador de incertidumbre, se calculó el coeficiente de variación.
- Aplicación de la ecuación de análisis de incertidumbre de 1er orden para flujo uniforme con el objetivo de establecer la variabilidad de la variable independiente (profundidad de flujo).
- Elaboración de gráfica de bandas de confianza.

8.2 CASO DE APLICACIÓN DE ECUACIONES DE ANALISIS DE INCERTIDUMBRE DE 1ER ORDEN

Para visualizar de mejor forma, la aplicación de las expresiones obtenidas para el análisis de incertidumbre de 1er orden, en diseños de redes de alcantarillado, se calculará la varianza real de un caso en particular. Siguiendo los procedimientos anteriormente descritos, teniendo en cuenta que la información que se necesita es la siguiente:

Para varianza de 1er orden según la ecuación de Manning:

- Características de materiales de construcción de la tubería.
- n de Manning de la tubería.
- Pendiente
- Valores de caudales para distintas profundidades (y)

Luego que se tenga esta información, se deberá seguir el procedimiento descrito en el ítem 14.

8.2.1 CASO DE ESTUDIO

Generalidades

El caso de estudio escogido para aplicación de la temática de consideración de incertidumbre en diseño de tuberías de drenaje urbano, es la tubería de alcantarillado localizada a la entrada de la vía que dirige hacia la Universidad Tecnológica de Bolívar, correspondiente al nombre de Caño gordo.

Las características y demás información del sitio de interés, se presenta a continuación.

El punto de análisis del denominado Caño Gordo, se encuentra localizado en el Km 1 vía a Turbaco, al noroeste de la Estación de servicio para abastecimiento de combustible SAVE. Como se muestra en la ilustración 12.

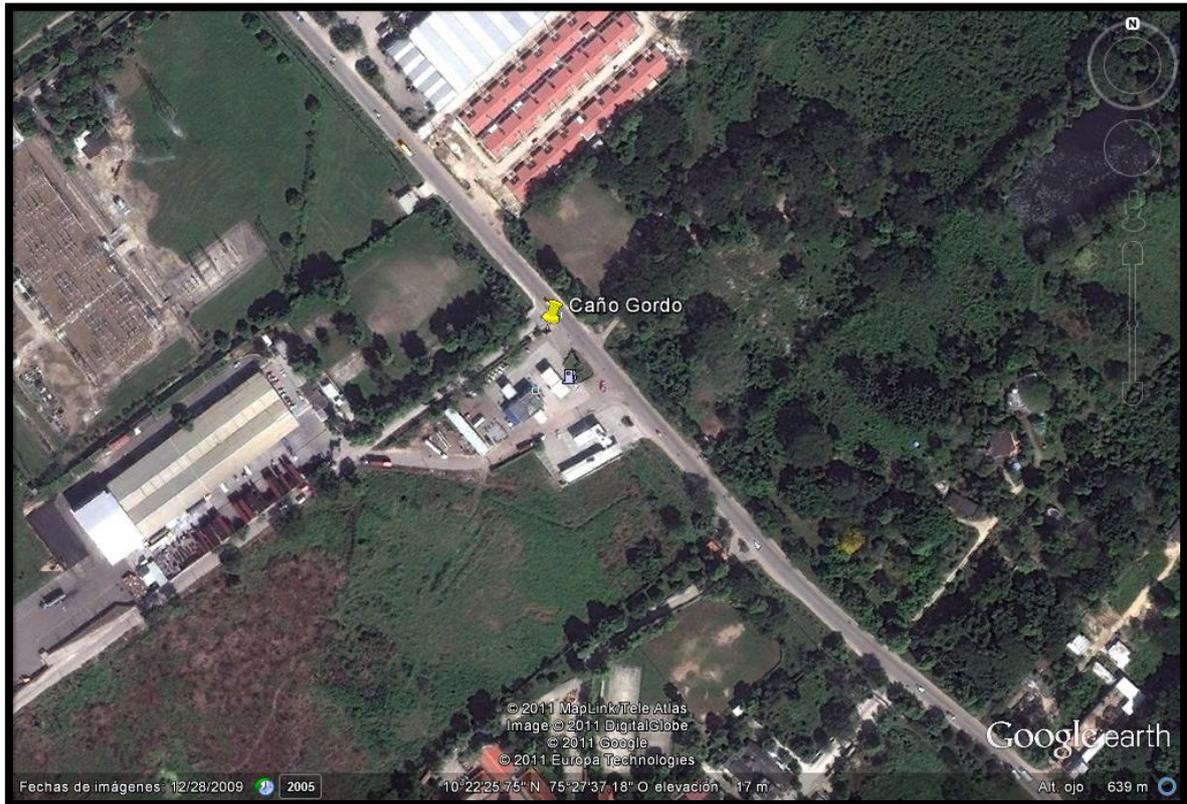


Ilustración 11. Localización Caño Gordo.

Según la información consultada, la cuenca hidrográfica correspondiente al Caño Gordo, es la comprendida entre los predios del Club Campestre de Cartagena, Sectores aledaños al Cementerio Jardines de Paz de la Arquidiócesis de Cartagena, Urbanización el Rodeo, Universidad Tecnológica de Bolívar y Tubocaribe SA.

El lugar donde está localizada el punto de estudio, es una zona inundable en época de invierno. De acuerdo a esto y al estudio topográfico de la zona investigada, se encontró que el área que drena hacia El Caño Gordo es de 171 Ha, en condiciones normales. Para cuando las lluvias exceden los 90 mm en la zona rural del Municipio de Turbaco que drena hacia el Arroyo Matute y este ante la incapacidad de su cauce debido a las invasiones ocurridas en el Barrio San José de los Campanos y los rellenos que se han hecho en los lotes de la margen izquierda de la Carretera Troncal de Occidente inundan la zona, sin conservar el canal que existía, contribuyendo con el caudal de la zona de estudio, por dos estructuras ubicadas bajo la Carretera Troncal.

Por otro lado según el Plan de Ordenamiento Territorial (POT) de Turbaco, se tiene que:

- Área cuenca hidrográfica: 171 Ha
- Áreas construidas: 45 Ha (26%)
- Expectativas de crecimiento máximo próximos 20 años: 102 Ha (60%)

El POT de Turbaco establece que todos los proyectos deben reservar un 40% para zonas verdes y parques.

Según el diseño de los drenajes hidráulicos de caño gordo en el parque industrial y Tecnológico Carlos Vélez Pombo se tiene que:

- El régimen de lluvias según el IDEAM para la zona, teniendo como referencias las estaciones del Aeropuerto Rafael Núñez y Cañaveral es entre 700 y 950 mm anuales.
- Las lluvias máximas se presentan en los meses de octubre y noviembre, teniendo registros históricos pico de 155 mm.

Cuadro de lluvias para Cartagena

I2	I5	I10	I20	I50	I100
mm/h	mm/h	mm/h	mm/h	mm/h	mm/h
76.00	90.00	102.00	116.00	136.00	155.00

Tabla 7. Cuadro de lluvias para Cartagena.²⁷

²⁷ Ing. German Castaño e Ing. Benjamín Arango. Diseño de los drenajes hidráulicos de Caño Gordo en el Parque Industrial y Tecnológico Carlos Vélez Pombo. OSI Centro de servicios de ingeniería. Cartagena .2005.

Coeficientes de escorrentía

Descripción	Valor
Densidad Resistencial Alta	0.58
Densidad Resistencial Media	0.54
Densidad Resistencial Baja	0.44
Comercial	0.63
Industrial	0.59
Laderas	0.15
Hoyas	0.25
Zonas pantanosas	0.10

Tabla 8. Coeficientes de escorrentía directa.²⁸

Valores de c para cálculo de caudal

Tipo de superficie	Valores de C
Superficies impermeables de techos	0.75 a 0.95
Pavimentos asfálticos	0.80 a 0.95
Pavimentos de hormigón	0.70 a 0.90
Suelos impermeables	0.40 a 0.65
suelos impermeable con gramas	0.30 a 0.65
Suelos moderadamente permeables	0.05 a 0.20

Tabla 9. Valores de C para Calculo del Caudal con el método Racional.²⁹

Para análisis del sitio de estudio se tomara el siguiente escenario:

Condiciones actuales para $C=0.40$, con la ecuación del método racional $Q=CIA$ se obtiene que el caudal es; Caudal máximo (Q_5) : 17.10 m³/seg

²⁸ Ing. German Castaño e Ing. Benjamín Arango. Diseño de los drenajes hidráulicos de Caño Gordo en el Parque Industrial y Tecnológico Carlos Vélez Pombo. OSI Centro de servicios de ingeniería. Cartagena .2005.

²⁹ Tomado de: Clase De Hidrología.

CALCULOS HIDRÁULICOS

Para los cálculos hidráulicos se utilizaron las siguientes ecuaciones:

Ecuación de Manning

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

Caudal (Método Racional)

$$Q = CIA/360$$

En donde:

- A = área del canal en m², Área de la cuenca en Ha
- R = Radio hidráulico
- S = Pendiente
- n = factor de rugosidad
- Q = caudal en m³/seg
- Q = Caudal en m³/seg
- C = Coeficiente de escorrentía
- I = Intensidad de la lluvia en mm

CAPACIDAD DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Nombre estructura	Tipo de sección	HIDRÁULICA A CAPACIDAD MÁXIMA				
		Y máx.	Ah	Rh	n	Q máx.
Canal en tierra	Trapezoidal	2	10	1.24	0.0022	19.93
Tubería Save	Circular 2x1.5	1.5	3.52	0.375	0.014	18.60
Puente entrada	Circular 3x0.9	0.9	0.63	0.24	0.017	3.25
Puente Surtigas	Circular 3x0.9	0.9	0.42	0.24	0.017	3.25
Puente Sena	Rectangular 1.80x1.80	1.8	3.24	0.6	0.017	27.01

Tabla 10. Capacidad de estructuras existentes.³⁰

³⁰ Ing. German Castaño e Ing. Benjamín Arango. Diseño de los drenajes hidráulicos de Caño Gordo en el Parque Industrial y Tecnológico Carlos Vélez Pombo. OSI Centro de servicios de ingeniería. Cartagena .2005.

Fotografías del sitio



Ilustración 12. Fotografía Tuberías de drenaje Urbano Caño Gordo.



Ilustración 13. Fotografía Tuberías de drenaje Urbano Caño Gordo.

8.2.2 CONSIDERACIONES DE INCERTIDUMBRE PARA EXPRESIONES DE FLUJO UNIFORME. CASO DE ESTUDIO: CAÑO GORDO.

Para poder calcular la incertidumbre de los valores asignados a “y” profundidad transmitida por la variabilidad del n de Manning, se siguieron los siguientes pasos:

Paso 1. Se plantearon distintas profundidades a las cuales pueden llegar los niveles del agua dentro de la tubería de interés. Estas profundidades no sobrepasaron los 1,2 metros debido a que el 80% de la profundidad en diseños se considera que es el caudal máximo que puede viajar a través de una tubería de drenaje urbano.

Paso 2. Se tomaron en campo las características de las tuberías que se encuentran instaladas en el lugar las cuales son:

Características de tuberías de drenaje urbano de caso de estudio

Características tubería de drenaje urbano en estudio	
Tipo de tubería	Concreto reforzado
Diámetro nominal	150 cm .
Largo útil	2.5 metros
Espesor de pared	150 mm

Tabla 11. Características tubería de drenaje urbano.

Paso 3. n de Manning; se escogió como n de Manning el valor 0,014, el cual varía entre un rango de 0,011 y 0,015, la cual corresponde a las tuberías de asbesto-cemento.

Paso 4. Calculo de los ángulos θ a las distintas profundidades planteadas inicialmente con el objeto de calcular el área mojada, Radio hidráulico y el perímetro, mediante las ecuaciones mencionadas en el ítem 9.3.

Paso 5. La pendiente verificada en campo es de 0,0678

Paso 6. Cálculo del caudal: luego de obtener R, S y A, se pudo obtener el valor de los caudales correspondientes a cada profundidad “y”, esto mediante la ecuación de Manning.

Paso 7. Para conocer la incertidumbre que transfiere el valor de n escogido de la tabla del coeficiente de rugosidad del Ras 2000 al diseño, se aplicara el método de análisis de incertidumbre de 1er orden. Para esto se calculó primeramente el promedio el cual tiene un valor de 0,0013 y la desviación estándar de 0,01149 los datos contenidos en el rango del cual se escogió el n de Manning de la tubería. Para Chézy el valor promedio de c fue de 0,00112 y la desviación estándar fue 0,0116 La desviación estándar se halló mediante la generación de números aleatorios a través de la herramienta Excel.

Paso 8. Cálculo del coeficiente de variación; Cv_n es igual a la desviación estándar de n sobre el promedio de n.

Paso 9. Calculo de $\frac{4(2\sin\theta+3\theta-5\theta\cos\theta)}{3d_0\theta(\theta-\sin\theta)\sin(\theta/2)}$; donde se utiliza el ángulo θ , calculado anteriormente y el diámetro.

Paso 10. Varianza; se calcula dividiendo el valor obtenido del coeficiente de variación Cv_n sobre $\frac{4(2\sin\theta+3\theta-5\theta\cos\theta)}{3d_0\theta(\theta-\sin\theta)\sin(\theta/2)}$.

Paso 11. Gráfica, para poder graficar la variabilidad de “y” según el método de análisis de incertidumbre de 1er orden, se obtienen la desviación estándar de la varianza y se le suma y resta este valor a los “y” iniciales, de modo que se crea una banda de confianza a la curva de calibración de caudales.

En la tabla 13. Se evidencia los valores obtenidos para las distintas ecuaciones utilizadas según los pasos descritos anteriormente.

Con estos valores investigados, se procedió a calcular la incertidumbre del diseño hidráulico de las tuberías de drenaje urbano del caso de estudio, de la siguiente forma, tanto para Manning como para Chézy se hace el mismo procedimiento, lo único es la fórmula:

Para Manning $Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$

Para Chézy $Q = CA R^{1/2} S^{1/2}$

CALCULO VARIANZA DE n							
Ecuación de Manning Parte 1							
Y	θ	A (m ²)	P (m)	R hidráulico	n de Manning	S	Q
0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,01297	0,06787	0,00000
0,3	1,85459	0,25160	1,39094	0,18089	0,01297	0,06787	1,61647
0,6	2,73888	0,66008	2,05416	0,32134	0,01297	0,06787	6,22044
0,9	3,54431	1,10706	2,65823	0,41647	0,01297	0,06787	12,40146
1,2	4,42859	1,51554	3,32145	0,45629	0,01297	0,06787	18,04301

CALCULO VARIANZA DE n							
Ecuación de Manning Parte 2							
Y	Desviación de C	Promedio	CV%	Varianza S_y^2	S_y	$y + S_y$	$y - S_y$
0	0,00115	0,01297	8,86594	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,3	0,00115	0,01297	8,86594	0,00116	0,03412	0,33412	0,26588
0,6	0,00115	0,01297	8,86594	0,00258	0,05078	0,65078	0,54922
0,9	0,00115	0,01297	8,86594	0,00462	0,06799	0,96799	0,83201
1,2	0,00115	0,01297	8,86594	0,00961	0,09804	1,29804	1,10196

Tabla 12. Cálculo incertidumbre sobre “y” a partir de la varianza del n de Manning.

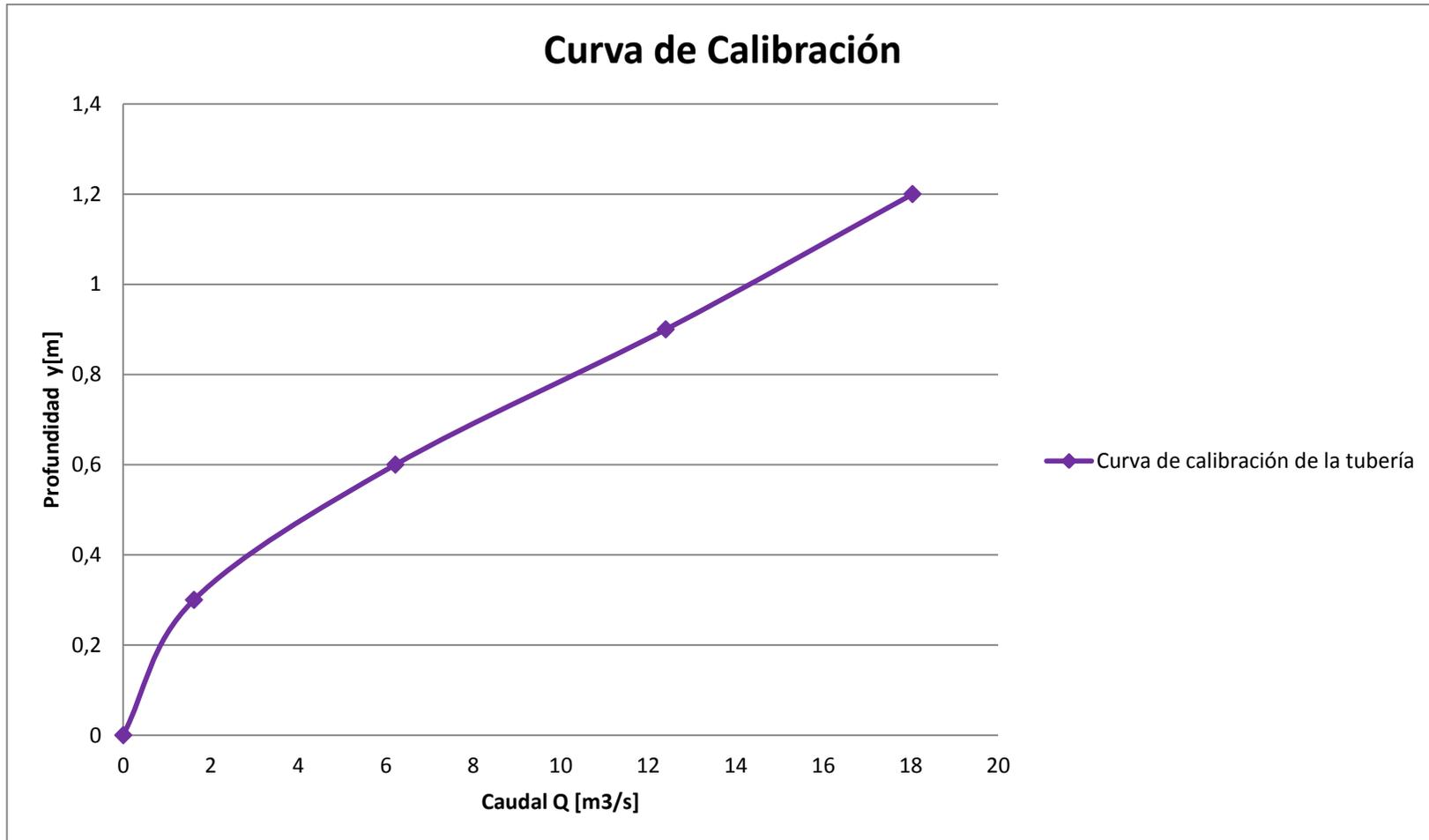


Ilustración 14. Curva de calibración con la ecuación de Manning.

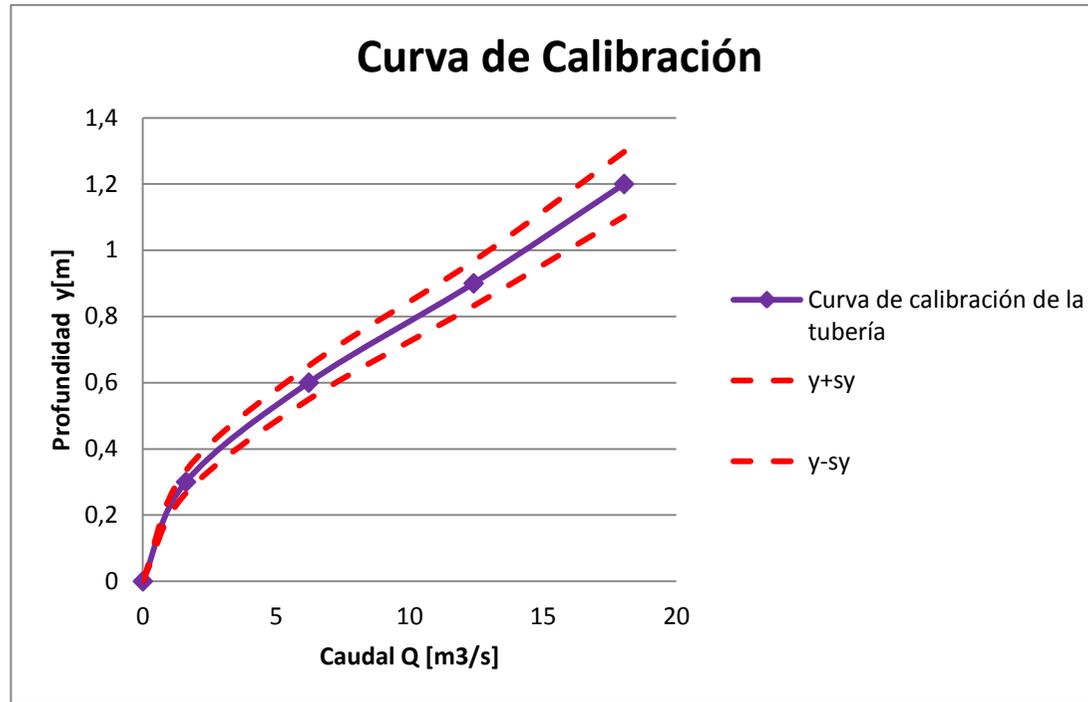


Ilustración 15. Curva de calibración y bandas de confianza.

Dado que para poder calcular el C de Chezy no hay una sola fórmula, es necesario calcular tal valor a través de estos valores:

$$C = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}}$$

Relación entre C y n .

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

C de Chézy con Bazin

$$C = \frac{23 + \frac{0,00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{S}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

C de Chézy con Kutter

CALCULO VARIANZA DE C							
Inicio con la relación de C y n							
y	θ	A (m ²)	P (m)	R hidráulico	C	S	Q
0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,06787	0,00000
0,3	1,85459	0,25160	1,39094	0,18089	57,84838	0,06787	1,61266
0,6	2,73888	0,66008	2,05416	0,32134	63,66255	0,06787	6,20576
0,9	3,54431	1,10706	2,65823	0,41647	66,47423	0,06787	12,37220
1,2	4,42859	1,51554	3,32145	0,45629	67,49373	0,06787	18,00043

CALCULO VARIANZA DE C							
Fin con la relación de C y n							
Y	Desviación de C	Promedio	CV%	Varianza S_y^2	S_y	$y + S_y$	$y - S_y$
0	2,91904	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,3	2,91904	57,84838	5,04602	0,00050	0,02243	0,32243	0,27757
0,6	2,91904	63,66255	4,58518	0,00092	0,03032	0,63032	0,56968
0,9	2,91904	66,47423	4,39124	0,00151	0,03888	0,93888	0,86112
1,2	2,91904	67,49373	4,32491	0,00305	0,05522	1,25522	1,14478

Tabla 13. Calculo de incertidumbre de “y” a partir de la varianza del C de Chézy (Relación C y n).

CALCULO VARIANZA DE C							
Inicio Ecuación de Chézy – Kutter							
y	θ	A (m ²)	P (m)	R hidráulico	C	S	Q
0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,06787	0,00000
0,3	1,85459	0,25160	1,39094	0,18089	42,08244	0,06787	1,17315
0,6	2,73888	0,66008	2,05416	0,32134	57,18820	0,06787	5,57465
0,9	3,54431	1,10706	2,65823	0,41647	63,93992	0,06787	11,90051
1,2	4,42859	1,51554	3,32145	0,45629	66,24575	0,06787	17,66759

CALCULO VARIANZA DE C							
Fin Ecuación de Chézy - Kutter							
Y	Desviación de C	Promedio	CV%	Varianza S_y^2	S_y	$y + S_y$	$y - S_y$
0	6,95571	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,3	6,95571	42,08244	16,52878	0,00540	0,07346	0,37346	0,22654
0,6	6,95571	57,18820	12,16285	0,00647	0,08044	0,68044	0,51956
0,9	6,95571	63,93992	10,87851	0,00928	0,09632	0,99632	0,80368
1,2	6,95571	66,24575	10,49986	0,01797	0,13406	1,33406	1,06594

Tabla 14. Calculo de incertidumbre de “y” a partir de la varianza del C de Chézy (Kuter).

CALCULO VARIANZA DE C							
Inicio Ecuación de Chézy - Bazin							
Y	θ	A (m ²)	P (m)	R hidráulico	C	S	Q
0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,06787	0,00000
0,3	1,85459	0,25160	1,39094	0,18089	58,24230	0,06787	1,62364
0,6	2,73888	0,66008	2,05416	0,32134	63,48250	0,06787	6,18821
0,9	3,54431	1,10706	2,65823	0,41647	65,64012	0,06787	12,21695
1,2	4,42859	1,51554	3,32145	0,45629	66,36741	0,06787	17,70004

CALCULO VARIANZA DE C							
Fin Ecuación de Chézy - Bazin							
Y	Desviación de C	Promedio	CV%	Varianza S_y^2	S_y	$y + S_y$	$y - S_y$
0	4,27008	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,3	4,27008	11,94271	5,06309	0,00282	0,05308	0,35308	0,24692
0,6	4,27008	10,95690	2,28631	0,00525	0,07246	0,67246	0,52754
0,9	4,27008	10,59674	1,27550	0,00880	0,09383	0,99383	0,80617
1,2	4,27008	10,48061	0,61340	0,01791	0,13382	1,33382	1,06618

Tabla 15. Calculo incertidumbre sobre "y" a partir de la varianza del C de Chézy (Bazin).

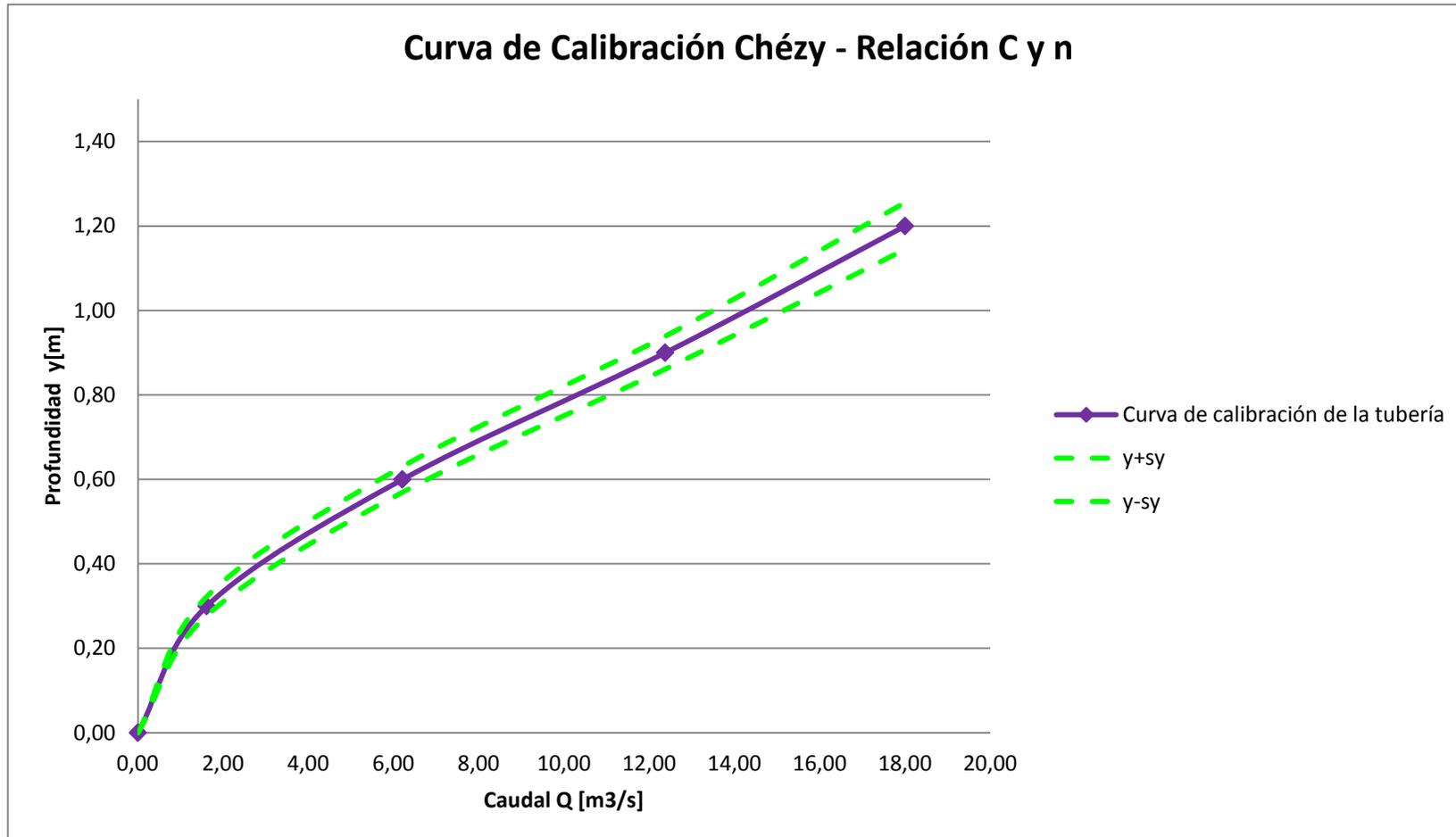


Ilustración 16. Curva de calibración y bandas de confianza (Relación C y n)

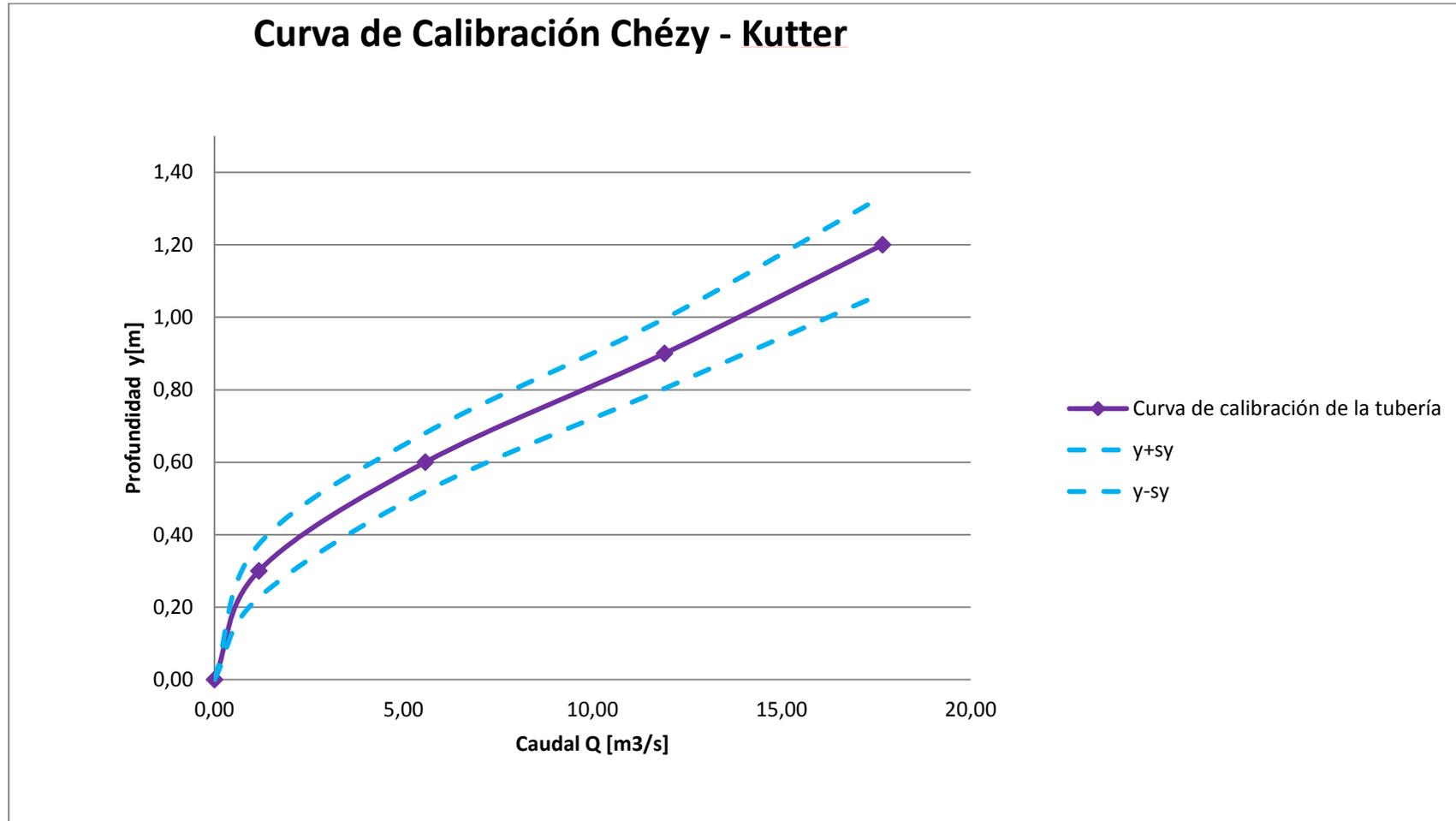


Ilustración 17. Curva de calibración y bandas de confianza (Chézy-Kutter).

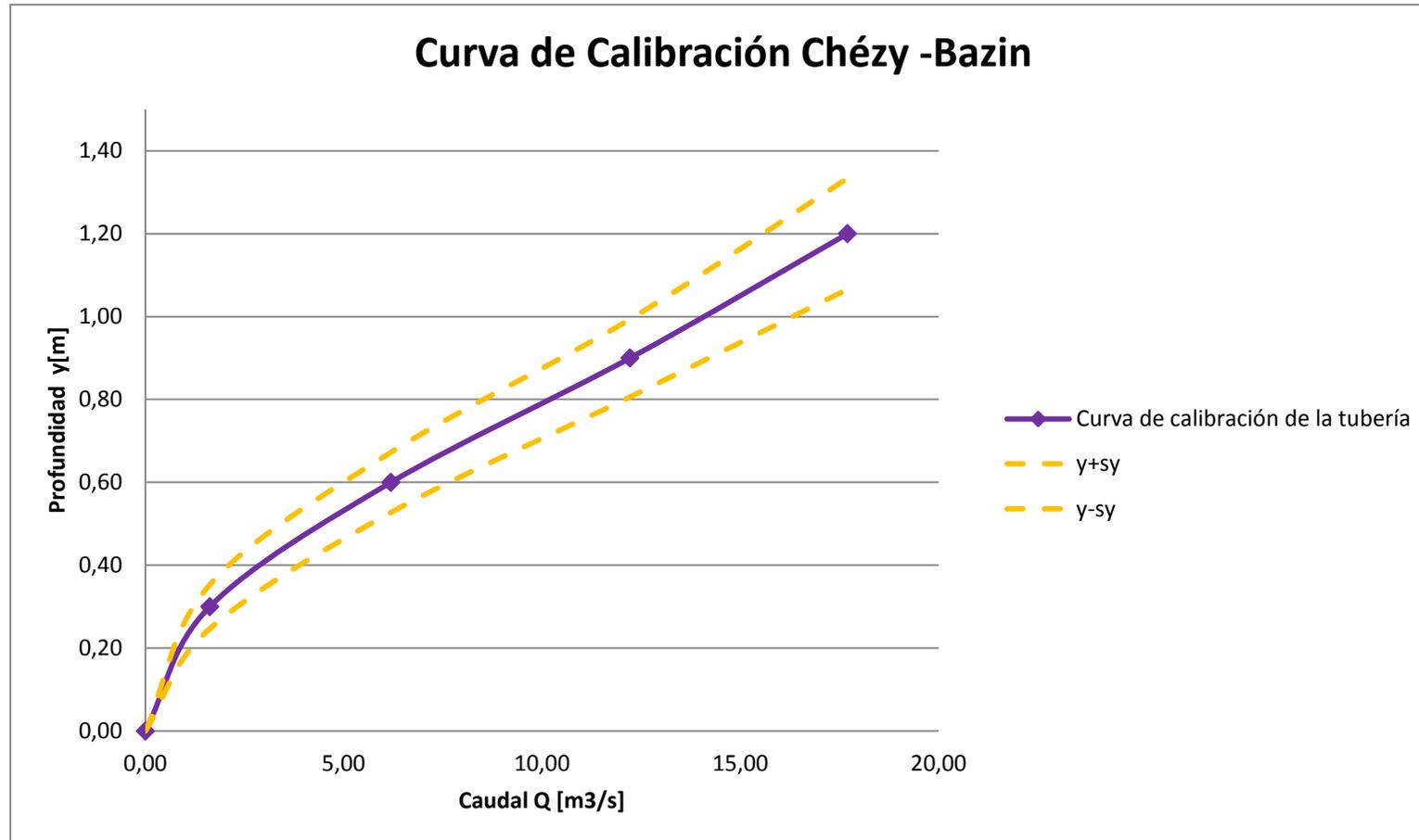


Ilustración 18. Curva de calibración y bandas de confianza (Chézy-Bazin).

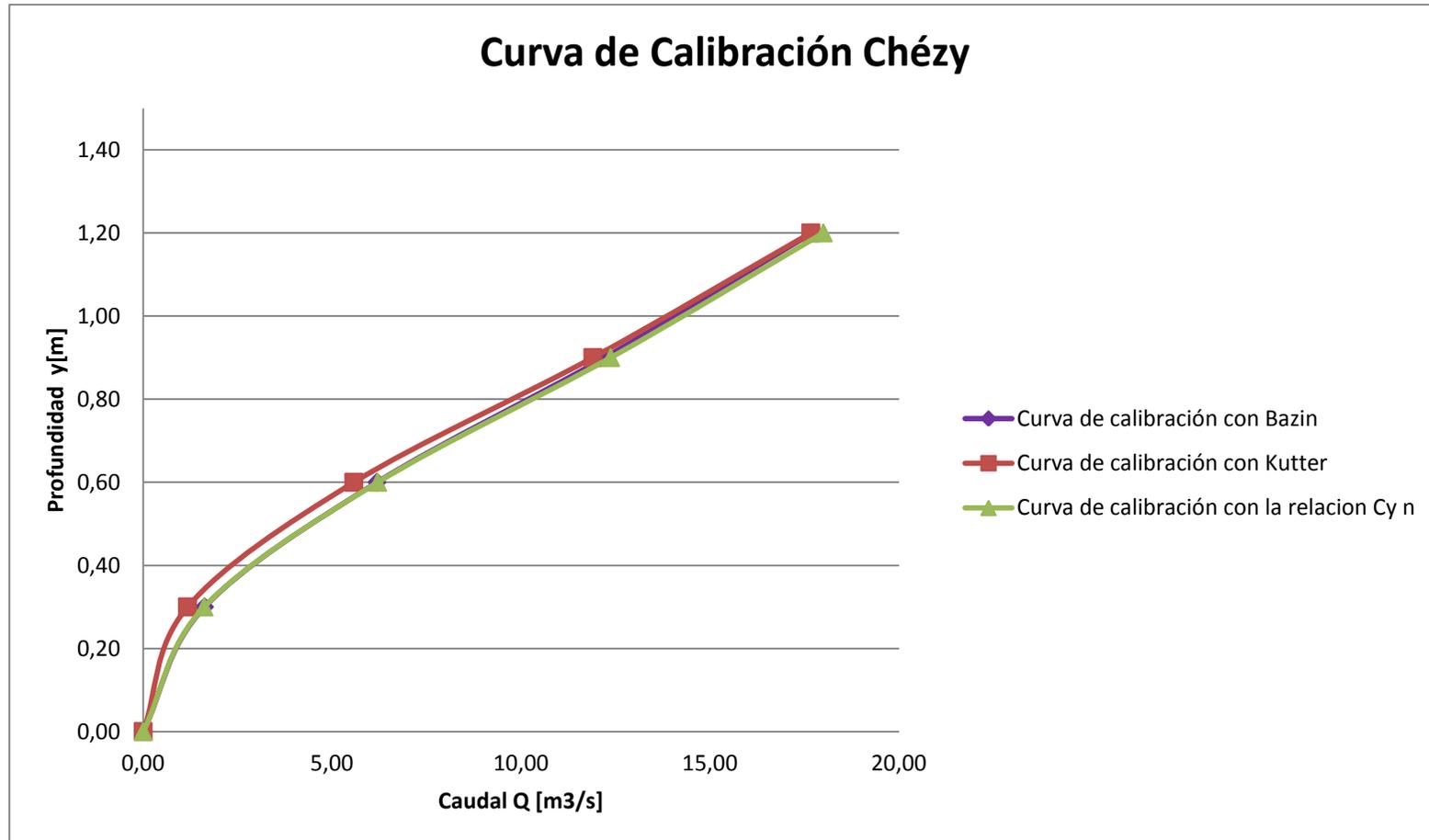


Ilustración 19. Curva de calibración Chézy.

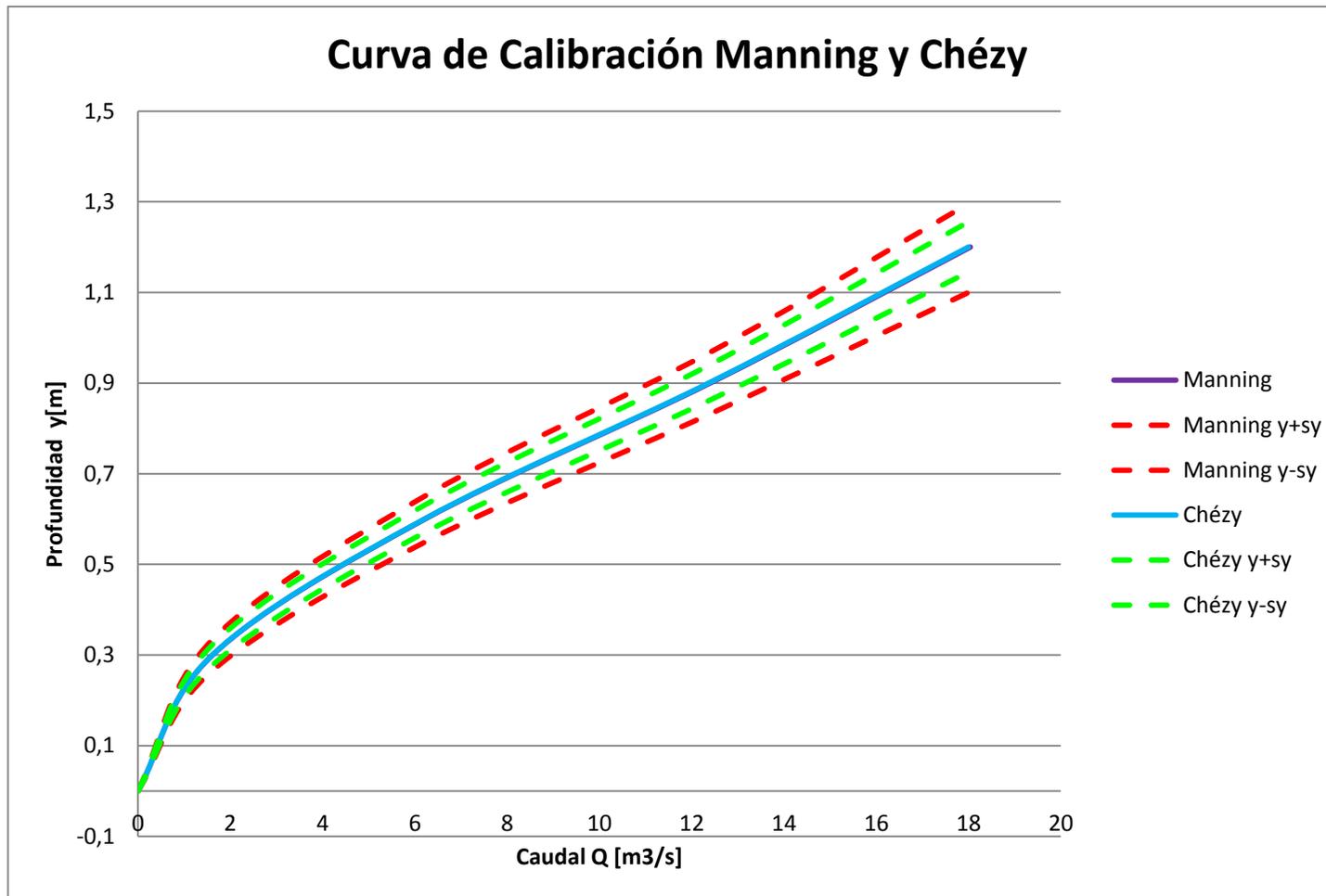


Ilustración 20. Curva de Calibración Maninng y Chézy.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La metodología obtenida como resultado del estudio realizado obedece al siguiente procedimiento:

- ✿ Determinación de los parámetros que pueden generar incertidumbre en el diseño hidráulico.
- ✿ Definición del tipo de flujo y ecuaciones de diseño hidráulico a emplear.
- ✿ Construcción de la gráfica de calibración de la estructura hidráulica. Con las distintas profundidades y caudales relacionados a estas.
- ✿ Valoración de la media y la desviación estándar de cada uno de los parámetros que generan incertidumbre. A través de generación de números aleatorios con la herramienta Microsoft Office Excel.
- ✿ Con los valores obtenidos de media y desviación estándar del parámetro generador de incertidumbre, se calculó el coeficiente de variación.
- ✿ Aplicación de la ecuación de análisis de incertidumbre de 1er orden para flujo uniforme con el objetivo de establecer la variabilidad de la variable independiente (profundidad de flujo).
- ✿ Elaboración de gráfica de bandas de confianza.

Se encontró que los parámetros que generan incertidumbre en tubería de drenaje urbano son; pendiente longitudinal, coeficiente de rugosidad, caudal Q y la sección transversal.

La pendiente de la línea de fondo S_o es muy difícil de mantenerla cuando se construyen los sistema de tuberías de drenaje urbano, pero es aun más complicado mantener la pendiente de la línea de agua S_f , dado que, esta no es constante en el tiempo, es decir, varía constantemente, lo que, genera incertidumbre.

Aplicando el método de análisis de primer orden en las ecuaciones de Manning y Chézy para el caso de estudio; Caño Gordo, obtuvo como coeficientes de variabilidad CV para Manning 8,86 % y para Chézy el 4,42% a

través de una relación entre el C de Chézy y el n de Manning.

Teniendo en cuenta la disponibilidad de los datos para el caso de estudio no fue posible valorar por las misma metodología al coeficiente de variación del n de Manning y el C de Chézy, debido a que, para calcular el C de Chézy se utilizaron distintas formulas a las aplicada para Manning, por lo que no se puede establecer, cuál de estas es más confiable.

Lo que si se logró establecer es que, según las bandas de confianza en las gráficas, para caudales pequeños, la confiabilidad es mayor y a medida que va aumentando la confianza va disminuyendo. Por tal razón, a pesar de solo trabajar con la incertidumbre generada por el n de Manning o el C de Chézy existen otros parámetros que no fueron contemplados que hacen que las bandas de confianza aumenten su incertidumbre a medida que el caudal aumenta.

Para el caso de estudio, se tiene que la estructura existente no está en capacidad de soportar los caudales que se generan en esta cuenca, dado a esto, es posible que se deba variar la sección y/o modificar el diseño, para que funcionen en óptimas condiciones.

La relación que existe entre C y n, puede acarrear más incertidumbre dado que el n de Manning por si solo posee incertidumbre, por tal razón, es posible que está se le trasfiera a el C de Chézy ocasionado una incertidumbre mayor.

Se recomienda evaluar el CV para n, s y Q en futuros trabajos de diseño hidráulico de tuberías de drenaje urbano y así considerar la incertidumbre que generan estos parámetros, de modo, que se pueda conocer el comportamiento bajo estas condiciones.

Se recomienda aplicar la técnica de análisis de incertidumbre a las ecuaciones de flujo gradualmente variado en tuberías de drenaje urbano.

10. BIBLIOGRAFÍA

Bares, Jirák & Pollert (2008). Spatial and temporal variation of turbulence characteristics in combined sewer flow. Journal of Flow Measurement and Instrumentation, 145-154.

Beven, K., & Binley, A. (1992). *The future of distributed models: Model calibration and uncertainty prediction. Hydrological Processes*, 279-298.

Buttler and Davies (2004). *Urban Drainage*. Spon Press.

Butts, Payne, Kristensen, & Madsen. (2004). *An evaluation of the impact of model structure on hydrological modeling uncertainty for streamflow simulation. Journal of Hydrology*, 242-266.

Deletic, Dotto, Freni, Mannina, Vezzaro, Henrichs, y otros. (2009). *Assessing uncertainties in urban drainage models. En A workshop of the international working group on data and models*.

Deletic, Dotto, McCarthy, Kleidorfer, Freni, Mannina, y otros. (2009). *Defining uncertainties in modeling of urban drainage systems*.

EPA (2007). *Storm Water Management Model – User's manual*.

EPM (2009). *Normas de diseño de alcantarillados de EPM*. Medellín.

Freni, Mannina & Viviani (2009). *Uncertainty assessment of an integrated urban drainage model. Journal of hydrology*, 392-404.

Izquierdo, Mointalvo, Pérez & Fuertes (2008). *Design optimization of wastewater collection networks by PSO. Journal of computer & mathematics*, 777-784.

Mannina, Scellart, Tait & Viviani (2011). *Uncertainty in sewer sediment deposit modeling: detailed vs simplified modeling approaches. Journal of Physics and Chemistry of the Earth*.

Mishra, S. (2009). *Uncertainty and sensitivity analysis techniques for hydrologic modeling. Journal of Hydroinformatics*, 11.3-4.

OCHOA (2010). *United Nations Office for the Coordination of Humanitarian Affairs. Colombia inundaciones 2010. Informe de situación No. 10*.

Reglamento Básico de Agua Potable y Saneamiento Básico (2000). República de Colombia.

Thorndahl & Willems (2008). Probabilistic modelling of overflow, surcharge and flooding in urban drainage the first-order reliability method and parameterization of local rain series. Journal of water research, 455-466.

Diseño de los drenajes hidráulicos de Caño Gordo en el Parque Industrial y Tecnológico Carlos Vélez Pombo. OSI Centro de servicios de ingeniería. Cartagena .2005.

Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.sección II, título D, sistema de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales. República de Colombia

Hydrosystems Engineering Uncertainty Analysis, Yeou-Koung Tung., McGraw Hill.2005.