

Herramientas gráficas de diseño para determinar la pendiente mínima de autolimpieza en tuberías de alcantarillado sanitario de pequeño diámetro

Graphical design tools to determine the minimum self-cleansing slope in small diameter sanitary sewers

Castro Carrera, F.^a, La Motta, E.J.^b

^aFacultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Av. 12 de Octubre 1076 y Roca, Quito, Ecuador.

^bDepartamento de Ingeniería Civil, Universidad de Nueva Orleans, Nueva Orleans, Luisiana, EUA.

E-mail: ^affcastro@puce.edu.ec, ^belamotta@uno.edu

Recibido: 26/08/2019

Aceptado: 18/11/2019

Publicado: 31/01/2020

Citar como: Castro Carrera, F., La Motta, E.J. (2020). Graphical design tools to determine the minimum self-cleansing slope in small diameter sanitary sewers. *Ingeniería del agua*, 24(1), 49-63. <https://doi.org/10.4995/la.2020.12260>

RESUMEN

Este artículo presenta herramientas gráficas para diseño de tuberías de alcantarillado sanitario con autolimpieza por tensión de corte, para diámetros entre 100 y 400 mm, usando dos diferentes criterios: primero, considerando la suposición que con el caudal mínimo se desarrollará un esfuerzo cortante igual al generado por la tubería llena a una velocidad de 0.6, 0.7 y 0.8 m/s, y segundo, usando tensiones de corte mínimas de 0.867, 1.4 y 2 N/m². Estas herramientas consisten en curvas para determinar la pendiente de autolimpieza, la profundidad relativa, el caudal máximo que puede ser transportado con una profundidad relativa de 0.8D, y las velocidades para flujo lleno y parcialmente lleno para un caudal mínimo dado. También se incluyen ecuaciones para determinar tanto un valor aproximado de la pendiente de autolimpieza, como la pendiente exacta. Se consideró un coeficiente de rugosidad de Manning constante de 0.009 s/m^{1/3}, correspondiente a tuberías nuevas de PVC.

Palabras clave | autolimpieza; tensión de corte; velocidad autolimpiante; diseño; alcantarillado sanitario.

ABSTRACT

This paper presents graphical tools for the design of sanitary sewers with self-cleansing by shear stress, for diameters between 100 mm and 400 mm, using two different criteria: first, using the assumption that under minimum flow the liquid will develop a shear stress equal to that generated by the sewer when running full at a velocity of 0.6, 0.7 and 0.8 m/s, and second, using self-cleansing shear stress of 0.867, 1.4, and 2 N/m². These tools consist of curves to determine the self-cleansing slope, the depth-to-diameter ratio, the maximum flow rate that can be transported with a relative depth of 0.8D, and the velocity under part-full and full-pipe conditions for a given minimum flow rate. Also, equations are provided to determine both an approximate value of the self-cleansing slope, as well as the exact slope. A constant Manning's roughness coefficient of 0.009 s/m^{1/3} was used, corresponding to new PVC pipes.

Key words | self cleansing; shear stress; self-cleansing velocity; design; sanitary sewer.

INTRODUCCIÓN

En el diseño de un colector de alcantarillado sanitario es fundamental la determinación de la pendiente mínima de autolimpieza para reducir la acumulación de partículas por sedimentación. Cuando el flujo en alcantarillas sanitarias no mantiene a las partículas sólidas en movimiento, pueden formarse sedimentos que reducen la capacidad hidráulica y acumulan contaminantes (Arthur et al., 1999). Ghani (1993) manifiesta que los criterios de autolimpieza comúnmente utilizados son los de velocidad mínima o de esfuerzo cortante mínimo. Para prevenir la sedimentación en alcantarillado sanitario, los ingenieros de diseño prefieren determinar la pendiente de autolimpieza utilizando el concepto de no deposición de sedimentos, por velocidad mínima o por esfuerzo cortante mínimo, pues los criterios de movimiento de sedimentos ya depositados en el alcantarillado aun requieren investigación (Bong, 2014).

Para lograr autolimpieza, el flujo debe ser capaz de transportar las partículas finas suspendidas y los sedimentos gruesos depositados, y erosionar los sedimentos cohesivos acumulados (Butler et al., 2003).

Varias ecuaciones se han planteado para el transporte de sedimentos en alcantarillas; sus resultados se pueden observar en diferentes publicaciones, como las de Butler et al. (2003) y Banasiak y Tait (2008). Según esos planteamientos, para el caso de transporte de partículas suspendidas, la velocidad mínima depende de las características de los sedimentos tales como la gravedad específica, el tamaño de las partículas y la concentración volumétrica, el factor de fricción, el radio hidráulico y varios coeficientes empíricos; y, para el caso de transporte de sedimentos depositados, depende de la velocidad requerida para iniciar el movimiento, el diámetro de la tubería, la profundidad del flujo y el ancho del lecho de sedimentos. Banasiak y Tait (2008) evaluaron las fórmulas habituales propuestas en la literatura y establecieron que en algunos casos los valores calculados difieren de los reales debido a la variabilidad de las características de los sedimentos. Vongvisessomjai et al. (2010) realizaron experimentos de laboratorio para determinar nuevas ecuaciones para estimar la velocidad de autolimpieza, las cuales involucran un menor número de parámetros y consideran el diámetro de la partícula, la gravedad específica, la concentración volumétrica de sedimentos y el tamaño relativo de las partículas. Ebtehaj et al. (2014), utilizando los resultados de laboratorio de otros investigadores, proponen ecuaciones similares a las de Vongvisessomjai et al. (2010) para transporte de sedimentos suspendidos, mientras que para sedimentos depositados plantean ecuaciones que consideran, adicionalmente, la profundidad relativa del lecho de sedimentos.

Butler et al. (2003) definen la velocidad mínima para erosionar los sedimentos cohesivos en función del esfuerzo cortante en el lecho y del factor de fricción del lecho de sedimentos e indican que para este caso las características de los sedimentos tienen poca importancia. Seco et al. (2014) y Anta et al. (2018) indican que conforme transcurre el tiempo de sedimentación, incrementa la resistencia y la cohesividad de los sedimentos depositados, aspectos que deberían tomarse en cuenta en el diseño.

La aplicación de las ecuaciones antes referidas es compleja en razón del número y diversidad de las variables consideradas y de la variabilidad de las características de los sedimentos (Butler et al., 2003; Banasiak y Tait, 2008). Sin embargo, como se describe posteriormente en este trabajo, existen varias investigaciones que recomiendan valores específicos de velocidades y tensiones de corte mínimas a ser utilizadas en el diseño.

El criterio de autolimpieza mayormente utilizado para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario es el de velocidad mínima autolimpiante (Bong, 2014). Sin embargo, estas velocidades mínimas toman valores diferentes según el país o la agencia reguladora respectiva. En Estados Unidos, por ejemplo, ASCE - WPCF (1982) y GLUMRB (2014), recomiendan una velocidad mínima a tubo lleno de 0.6 m/s para tuberías de alcantarillado sanitario; en algunos países europeos (British Standards Institution, 2017), la velocidad mínima para autolimpieza es 0.7 m/s. Por otro lado, ASCE - WEF (2007) recomiendan el criterio de tensión de corte para fijar las pendientes mínimas por autolimpieza y presentan un procedimiento de cálculo que se basa en el uso de la ecuación de Manning. Vale aclarar que los dos métodos están relacionados, pues en ambos se calcula la tensión de corte.

La pendiente de autolimpieza se determina para el caudal mínimo de diseño; si bien los caudales de aguas residuales varían a lo largo del día, el caudal mínimo de diseño corresponde al caudal máximo horario en la semana de menor caudal en el período de diseño, el cual permitiría transportar los sedimentos acumulados en períodos de caudales bajos (ASCE - WEF, 2007). Mara et al. (2001) recomiendan considerar 1.5 L/s para el caudal mínimo de diseño por ser ese caudal el que aproximadamente descarga un inodoro; Bakalian et al. (1994) y, en Colombia, el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2012), también recomiendan considerar un caudal mínimo de diseño de 1.5 L/s.

Considerando que el criterio de tensión de corte mínima está generalizándose y de que, sin embargo, el criterio de velocidad mínima continúa utilizándose en varios países de Europa y del continente americano, es necesario contar con herramientas que simplifiquen la determinación de la pendiente con dichos criterios.

El objetivo de este artículo es presentar curvas que permitan determinar directamente, sin necesidad de utilizar procedimientos numéricos, la pendiente de autolimpieza tanto por el criterio de velocidad mínima como por el de tensión de corte mínima. Estos instrumentos de diseño se prepararon considerando las velocidades mínimas y las tensiones de corte típicamente utilizadas y recomendadas en diferentes guías de diseño o por diferentes investigadores, y adicionalmente permiten determinar las características hidráulicas respectivas más relevantes (calado, velocidad a tubo lleno y velocidad real del flujo), correspondientes al caudal mínimo de diseño. Los diámetros seleccionados varían 100 y 400 mm, que comúnmente se utilizan en los colectores iniciales de un sistema de alcantarillado sanitario. En el presente artículo se utiliza la fórmula de Manning para determinar las pérdidas de carga por fricción, por ser la ecuación “más utilizada en la práctica habitual” (Trapote Jaume, 2013, p. 59) en conductos a flujo libre, con un valor de n de Manning de $0.009 \text{ s/m}^{1/3}$, correspondiente a tuberías nuevas de PVC.

Considerando que hay una aceptación generalizada a estos dos métodos de diseño para obtener autolimpieza en alcantarillas sanitarias, es importante recalcar que en este artículo no se intentó hacer una verificación experimental de los dos métodos de diseño mencionados. Más bien, el propósito principal es proveer herramientas fáciles de diseño para el diseño de las redes.

Pendiente de autolimpieza por velocidad mínima

Butler et al. (1996a) manifiestan que la determinación de la pendiente de autolimpieza por velocidad mínima es el criterio más utilizado para diseño de alcantarillado sanitario y que, en general, las velocidades mínimas tradicionalmente consideradas no están suficientemente justificadas.

Camp (1946), ASCE - WPCF (1969), Metcalf y Eddy (1981), ASCE - WPCF (1982) y GLUMRB (2014) recomiendan una velocidad mínima de autolimpieza a flujo lleno de 0.6 m/s para sistemas de alcantarillado sanitario, independientemente del diámetro. En Europa se utiliza una velocidad de 0.7 m/s para el caudal mínimo (British Standards Institution, 2017); sin embargo, no se esclarece si esta velocidad es a sección llena o parcialmente llena. Por ejemplo, la norma BS EN 16933-2:2017 (British Standards Institution, 2017, párrafo 10.2.1) especifica que “Para drenes o alcantarillas de pequeño diámetro (menos de DN 300), la autolimpieza puede generalmente conseguirse asegurándose que una velocidad de 0.7 m/s ocurra diariamente...”[cita traducida]. En esta parte es importante anotar que cuando la sección llena está por ocurrir, la presencia de aire sobre la superficie del líquido es muy irregular y generalmente resulta en la generación de bolsas intermitentes de aire que pueden dañar las uniones entre los tubos o causar fluctuaciones indeseables en el caudal transportado. Para evitar estas dificultades es mejor trabajar con secciones parcialmente llenas (Sturm, 2001).

El criterio de velocidad mínima de autolimpieza supone que cuando el flujo es parcialmente lleno, la pendiente debe ser tal que produzca el mismo efecto autolimpiante que tendría la tubería llena con velocidad mínima (Fair et al., 1966), es decir, que produzca una tensión de corte igual que la que se tendría en la tubería llena con una velocidad mínima que, en Estados Unidos y en América Latina, comúnmente es de 0.6 m/s. Fair et al. (1966), ASCE - WPCF (1969), ASCE - WPCF (1982) y Shammas y Wang (2011) presentan una figura para determinar la pendiente de la sección parcialmente llena que produzca el mismo efecto autolimpiante que la sección llena, en la que se observa que para calados superiores a 0.5 veces el diámetro, la pendiente requerida es ligeramente menor que la del tubo lleno con velocidad mínima, mientras que para calados menores que 0.5 veces el diámetro la pendiente de autolimpieza es mayor que la del tubo lleno con velocidad mínima.

La igualdad en la tensión de corte en el flujo parcialmente lleno y en la tubería llena con velocidad mínima, fue planteada por Fair et al. (1966) mediante las siguientes ecuaciones:

$$\tau = \gamma r s \quad (1)$$

$$T = \gamma R S \quad (2)$$

$$\tau = T \quad (3)$$

Donde: τ y T son la tensión de corte (tensión de tracción) de la sección parcialmente llena y llena, respectivamente (N/m^2); r y R el radio hidráulico de la sección parcialmente llena y llena, respectivamente (m); s y S la pendiente de la tubería para el flujo parcialmente lleno y lleno, respectivamente (m/m); γ el peso específico del agua (N/m^3).

Si se dividen las ecuaciones 1 y 2 se puede ver que, para una pendiente dada, la fracción r/R es idéntica a la fracción τ/T . Esto llevó a Butler et al. (2018) a concluir que, dada la similitud entre las curvas v/V y $r/R = \tau/T$, no importa mucho si se escoge un esfuerzo crítico unitario de tracción o una velocidad mínima de autolimpieza como criterio de diseño para evitar deposición de sedimentos. Al respecto, deben anotarse las siguientes observaciones (ver Figura 1):

- La capacidad de transporte de la alcantarilla operando a un calado $d/D=0.82$ es igual al caudal a tubo lleno.
- El esfuerzo unitario de tracción máximo y la velocidad máxima ocurren a un calado $d/D=0.82$.
- El esfuerzo unitario de tracción máximo es 21.7% mayor que la tensión unitaria a sección llena.
- La velocidad máxima es 14% mayor que la velocidad a tubo lleno.
- Si el calado d/D es menor que 0.5, la tensión unitaria de tracción decrece más rápidamente que la velocidad respecto a los valores correspondientes a sección llena.

Por lo tanto, al escoger la velocidad a sección llena como criterio de autolimpieza, se incorpora un factor de seguridad que ayuda a cubrir las imperfecciones de este método. Por otro lado, queda claro que es importante verificar la capacidad autolimpiante de una alcantarilla si el calado es menor que el 50% del diámetro de la tubería.

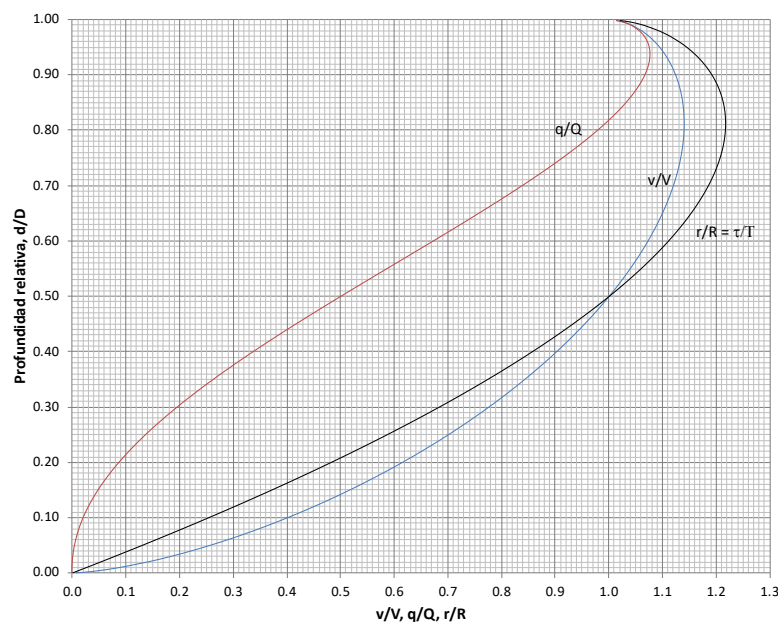


Figura 1| Valores de velocidad, radio hidráulico y caudal relativos a la sección llena en función del calado, suponiendo n constante.

Según Ghani (1993), el criterio de autolimpieza por velocidad mínima sobreestima la pendiente para pequeños diámetros y la subestima para grandes diámetros. Según Nalluri y Ghani (1996), las características de los sedimentos son variables relevantes en la sedimentación en tuberías de alcantarillado; sin embargo, como lo manifiestan Butler et al. (1996a) y Arthur et al. (1999), el criterio de velocidad autolimpiante no toma en cuenta las características de los sedimentos transportados ni el diámetro de la tubería. Merritt (2009) afirma que la velocidad no es un buen indicador de la capacidad de autolimpieza y que ese criterio sobreestima la pendiente para caudales mayores y la subestima para caudales menores. ASCE - WEF (2007) recomiendan el diseño por tensión de corte, sin embargo, reconocen que la pendiente mínima calculada con una velocidad de 0.6 m/s y $n=0.013 \text{ s/m}^{1/3}$ aun es utilizada.

Butler et al. (1996b) señalan que la velocidad necesaria para evitar sedimentación es en función de las características y concentración de los sedimentos y del diámetro de la tubería, y que para arrastrar partículas cohesivas sedimentadas, las velocidades requeridas son superiores.

Butler et al. (2003) describen el método CIRIA, que relaciona la velocidad mínima con las características de los sedimentos, de la tubería y del flujo, y presentan una figura para determinar la velocidad mínima de diseño a tubo lleno, la cual ha sido determinada a base del procedimiento simplificado del método CIRIA. En ella se observa que para alcantarillado sanitario de diámetros entre 150 mm y 900 mm, tanto para medianas como para altas cargas de sedimentos, la velocidad mínima de autolimpieza toma valores crecientes aproximadamente entre 0.67 m/s y 0.88 m/s, respectivamente, pasando por 0.78 m/s para un diámetro de 400 mm, mientras que a partir de 900 mm de diámetro, la velocidad mínima requerida para altas cargas de sedimentos es muy superior frente a las requeridas para cargas de sedimentos medianas. Según este método, entonces, a mayores diámetros, mayores velocidades de autolimpieza son requeridas, pues para transportar sedimentos las grandes alcantarillas requieren velocidades mayores que las pequeñas (Butler y Davies, 2011). Arthur et al. (1999) reconocen que si bien este método representa un avance a los criterios previos de diseño, aun faltan verificaciones de campo.

Pendiente de autolimpieza por tensión de corte mínima

El criterio de diseño por tensión de corte (esfuerzo cortante o tensión de tracción) mínima considera que el flujo debe producir una tensión de corte mínima mayor que la tensión de corte crítica, que depende de las características de los sedimentos, para lograr autolimpieza, es decir, en este criterio, la tensión mínima, sustituye a la velocidad mínima autolimpiante, por estar más vinculada con el movimiento de las partículas (Butler et al., 1996a). Este criterio de diseño está ganando aceptación en algunos países del continente americano.

La diferencia fundamental entre el método de velocidad autolimpiante y el de tensión de corte mínima radica en la forma de calcular la tensión de corte crítica, pues el primero considera que el flujo parcialmente lleno con el caudal mínimo de diseño debe generar la misma tensión de corte que el tubo lleno con una velocidad mínima, mientras que el segundo determina la pendiente de autolimpieza a base de un valor crítico de la tensión de corte preseleccionado por el ingeniero diseñador.

Butler et al. (1996a) plantean que el flujo en un colector de alcantarillado sanitario que transporta sedimentos orgánicos debe permitir erosionar los sedimentos cohesivos depositados mediante un esfuerzo de corte mínimo de fondo (mayor que 2 N/m² para partículas de 1 mm y rugosidad de 1.2 mm) y transportar las partículas suspendidas mediante un esfuerzo de corte mínimo tanto en las paredes de la tubería como en los sedimentos depositados, siendo el primer criterio el que prevalecería en el diseño de alcantarillas de pequeño diámetro.

Raths y McCauley (1962; citado en Haestad Methods et al., 2004) han investigado la tensión de corte para transportar partículas de diferentes diámetros y gravedad específica 2.7. Sus resultados se recogen en la ecuación (4) presentada por Haestad Methods et al. (2004).

$$\tau = 0.867 d^{0.277} \quad (4)$$

Donde τ es la tensión de corte crítica (N/m²) y d el diámetro (mm) de la partícula con gravedad específica 2.7. ASCE - WEF (2007) utilizaron la ecuación (4) con $d=1$ mm, argumentando que es el tamaño máximo de partículas que suele presentarse en un agua residual típica, y determinaron que la tensión de corte crítica es 0.867 N/m².

Butler et al. (1996a) presenta la fórmula de Camp (5) reescrita para determinar el esfuerzo cortante mínimo.

$$\tau = \rho g K(GE-1)d \quad (5)$$

En la que: τ es la tensión de corte crítica (N/m²); ρ la densidad del agua (kg/m³); g la aceleración de la gravedad (9.81 m/s²); K una constante, cuyo valor es 0.04 para iniciar el movimiento de la partícula de diámetro d en m, y 0.8 para una adecuada autolimpieza (Camp, 1946); GE =gravedad específica de la partícula. Aplicando la ecuación (5) para $d=1$ mm y $GE=2.6$, τ es 12.6 N/m² (D. Butler et al., 1996a). Si bien las ecuaciones (4) y (5) permiten determinar la tensión de corte crítica a base del tamaño

y gravedad específica de las partículas, su aplicación conduce a resultados significativamente diferentes, lo que evidencia que no existe un criterio único al respecto. Vale señalar que Butler et al. (1996b) reporta que la gravedad específica varía entre 1.01 y 1.6, con un valor medio de 1.4, para sedimentos sanitarios típicos en el Reino Unido; considerando $K=0.8$, $GE=1.4$ y $d=1$ mm, aplicando la ecuación (5) se tendría una tensión de corte crítica de 3.1 N/m^2 .

Para el diseño se debe seleccionar un valor apropiado de tensión de corte mínima (Mara et al., 2001). Algunos valores recomendados de tensión de corte mínima para evitar sedimentación se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1 | Valores de tensión de corte mínima en alcantarillado sanitario recomendados por la literatura.

País	Tensión de corte mínima (N/m^2)	Referencia
EU	1 a 2	Yao (1974)
Brasil, EU	1	Bakalian et al. (1994)
Reino Unido	1 a 4	Arthur et al. (1999)
Inglaterra	1	Mara et al. (2001)
EU	0.867	ASCE - WEF (2007)
EU	1.1 a 1.4	Guzmán et al. (2007)
Colombia	1 para diámetros < 450 mm 1.5 para diámetros \geq 450 mm	Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio (2012)

Considerando las velocidades a tubo lleno recomendadas por el procedimiento simplificado del método CIRIA, determinadas a partir de la figura que presenta Butler et al. (2003), presentadas en el apartado anterior, para diámetros entre 150 y 400 mm, se han calculado las tensiones de corte respectivas, resultando en alrededor de 1 N/m^2 para un valor de $n=0.009$. Por otra parte, tomando en cuenta que la norma BS EN 16933-2:2017 (British Standards Institution, 2017) indica que para tener autolimpieza la pendiente debe ser por lo menos el inverso del diámetro en mm, se ha calculado la tensión de tracción considerando un n de Manning de $0.009 \text{ s/m}^{1/3}$ y agua a 15°C , resultando, para todos los diámetros entre 100 y 400 mm, tensiones de corte entre 0.62 N/m^2 para un calado relativo de 0.10, y 2.98 N/m^2 para 0.8. Hager (2010) sugiere una tensión de corte mínima de 2 N/m^2 .

De lo anterior se concluye que las recomendaciones y sugerencias dadas por diferentes autores sobre cuál debe ser la tensión de corte mínima para el diseño de alcantarillado sanitario son muy variables, pero se encuentran principalmente en el intervalo 0.867 N/m^2 (ASCE - WEF, 2007) a 2 N/m^2 (Yao, 1974; Hager, 2010). Basada en experimentos conducidos en el laboratorio de hidráulica, la Universidad de Nueva Orleans (UNO) (Guzmán et al., 2007) recomienda utilizar una tensión de tracción de 1.4 N/m^2 para tuberías de alcantarillado de PVC de pequeño diámetro recubiertas con una película biológica. Considerando la ecuación (4), para tensiones de corte de 1.4 y 2 N/m^2 , los diámetros de partículas a ser removidas serían de 5.6 y 20.4 mm, respectivamente.

Enfinger y Mitchell (2010) validaron la efectividad del método de diseño de tensión de corte, para lo cual monitorearon más de 200 alcantarillas existentes en 7 ciudades de los Estados Unidos y presentaron sus resultados en un gráfico, en el cual se observa la presencia o ausencia de sedimentos acumulados en función de la tensión de corte presente en la alcantarilla. En este gráfico claramente se observa que con una tensión de corte de 1.4 N/m^2 se tienen resultados aceptables con muy pocos casos de presencia de sedimentos en la alcantarilla, y con una tensión de 2 N/m^2 son absolutamente escasos los casos de presencia de sedimentos. Este hecho, basado en las observaciones de campo presentadas por Enfinger y Mitchell (2010), más la recomendación de Guzmán et al. (2007), basada en experimentos de laboratorio, hacen recomendable la utilización de 1.4 N/m^2 como tensión de corte mínima para diseño.

Al comparar los dos criterios de diseño, Yao (1976) indica que si se admite que un esfuerzo cortante de 1.5 N/m^2 es adecuado, el criterio de velocidad mínima de 0.6 m/s subdimensiona la pendiente para diámetros mayores que 300 mm y la sobredimensiona para diámetros menores.

Haestad Methods et al. (2004) presentan curvas para determinar la pendiente de autolimpieza para una tensión de corte de 0.867 N/m^2 , $n=0.013 \text{ s/m}^{1/3}$, diámetros entre 200 y 1500 mm , y caudales desde 1.5 L/s hasta que la pendiente sea de 0.05% . ASCE - WEF (2007) presentan ecuaciones para profundidades entre $0.1D$ y $0.4D$, y curvas para calados entre $0.1D$ y $0.5D$ o una pendiente mínima de 0.04% , para determinar la pendiente de autolimpieza, tanto para valores de $n=0.013 \text{ s/m}^{1/3}$ como para valores

de n variables determinados con la ecuación de Darcy-Weisbach para una rugosidad de 0.03 mm y 20°C, mayorados en un 15%, para una tensión de corte de 0.867 N/m² y diámetros entre 150 y 2000 mm. De igual manera, Merritt (2009) presenta ecuaciones para calcular la pendiente de autolimpieza en función del caudal mínimo de diseño, para valores de $n=0.013$ s/m^{1/3} y para valores variables de n de Manning calculados con la ecuación de Darcy-Weisbach para 20°C y rugosidad 0.000031 m, para partículas de 1.0, 1.5 y 1.675 mm, que corresponden a tensiones de corte de 0.867, 0.97 y 1 N/m², respectivamente, para diámetros entre 150 y 2000 mm, y recomienda utilizar n variable.

Diámetro de colectores y coeficiente de rugosidad

La necesidad de proveer pendientes de autolimpieza se presenta principalmente en los colectores de cabecera, pues estos deben transportar caudales muy pequeños, especialmente en los primeros años del período de diseño. Para el diseño de alcantarillas sanitarias convencionales, en muchos países se ha sido fijado un diámetro mínimo de 200 mm. Para alcantarillados en condominio, como los construidos en áreas periurbanas de Brasil, Colombia y otros países en vías de desarrollo, Bakalian et al. (1994), Mara et al. (2001) y Melo (2005) recomiendan diámetros de 100 y 150 mm para los ramales iniciales, pues así se tienen mayores calados y velocidades, y mejores condiciones de autolimpieza.

Las tuberías de alcantarillado más utilizadas en los ramales iniciales son las de PVC, por ser económicas y fáciles de instalar. Estas tuberías tienen valores de n de Manning muy bajos cuando están limpias, al inicio de su operación; con el tiempo y con el desarrollo de una película biológica, podrían experimentar incrementos significativos en el valor de n . Guzmán et al. (2007) muestran sus observaciones en laboratorio sobre el efecto de la película biológica en el valor del coeficiente de rugosidad de Manning y presentan los siguientes resultados: sin la formación de la película biológica, para tuberías de PVC de 200 mm el coeficiente medio de rugosidad fue de 0.011 s/m^{1/3} para una pendiente de 0.1% y para tuberías de PVC de 150 mm para pendientes de 0.1, 0.3 y 0.5% el coeficiente medio de rugosidad calculado fue de 0.0096, 0.0093 y 0.0089 s/m^{1/3}, respectivamente; con la formación de la película biológica que cubre la superficie húmeda de la tubería, para tuberías de PVC de 200 mm, n se incrementó a valores entre 0.015 y 0.020 s/m^{1/3} mientras que para diámetros de 150 mm y pendientes de 0.1 y 0.3%, n tomó valores entre 0.0134 y 0.0185 s/m^{1/3}. El valor de $n=0.009$ s/m^{1/3} se seleccionó en este artículo como criterio de diseño para tuberías de PVC basado en la evidencia técnica presentada en la literatura. Así, Bishop (1978), en 25 mediciones realizadas en el campo, reportó valores de n que variaron entre 0.0069 y 0.0142 s/m^{1/3}, con un promedio de 0.00907. Textos modernos de hidráulica (Houghtalen et al., 2017) recomiendan el valor de $n=0.009$ s/m^{1/3} para tuberías de PVC; Trapote Jaume (2013) recomienda un coeficiente n de Manning para tuberías plásticas (PVC) entre 0.006 y 0.010 s/m^{1/3}. Finalmente, la Asociación de Tuberías de PVC (PVC Pipe Association, 2012) recomienda utilizar el valor de $n=0.009$ s/m^{1/3} para el diseño de tuberías de alcantarillado de PVC.

En el diseño de alcantarillas sanitarias se debe utilizar un valor grande de n (tal como 0.013 s/m^{1/3}), que corresponde a la tubería con película biológica y sedimentos depositados, para establecer la capacidad de la tubería con el caudal pico al final del período de diseño, y un valor pequeño de n (tal como 0.009 s/m^{1/3}), que corresponde a las condiciones iniciales de operación, con el caudal mínimo de diseño para determinar la pendiente de autolimpieza. Se debe aclarar que, de acuerdo con la teoría de autolimpieza por tensión de tracción, a medida que el valor de n aumenta, para mantener un valor constante de la tensión crítica de corte $t_c = \gamma r s$, aumenta el calado y consecuentemente el ángulo central y el radio hidráulico también aumentan, de manera que el valor de la pendiente de autolimpieza, s , debe disminuir, por lo cual, a menores valores de n se tienen mayores valores de pendiente de autolimpieza. En cambio, en el caso del criterio de velocidad mínima, a medida que el valor de n aumenta, para mantener un valor constante de la velocidad $v=(I/n)r^{2/3}s^{1/2}$, el área y consecuentemente el ángulo central y el radio hidráulico se mantienen constantes, de manera que el valor de la pendiente de autolimpieza, s , debe aumentar.

MATERIAL Y MÉTODOS

Por lo expuesto anteriormente, las curvas de diseño que se presentan en este artículo se enfocan tanto para el método de velocidad mínima como para el de tensión de corte mínima, considerando velocidades a tubo lleno de 0.6, 0.7 y 0.8 m/s, en el primer caso, y tensiones de 0.867, 1.4 y 2 N/m², en el segundo. Se consideró un valor de n de Manning de 0.009 s/m^{1/3} constante con la

profundidad, una densidad del agua de 999.10 kg/m^3 a 15°C , diámetros de 100, 150, 200, 250, 300, 350 y 400 mm, y caudales mínimos de diseño entre 1.5 L/s y aquel que produzca un calado relativo de $0.8D$, para proveer suficiente ventilación, lo cual permite definir la pendiente para situaciones eventuales en los que el caudal mínimo de diseño inicial y el máximo de diseño que se tendría al final del período de diseño no tengan variaciones significativas.

El procedimiento para generar las curvas para el criterio de autolimpieza por velocidad mínima es el siguiente:

1. Se seleccionó una velocidad mínima a tubo lleno y un diámetro de tubería.
2. A partir de la ecuación de Manning (6), se determinó la pendiente (S) para que el flujo a tubo lleno tenga la velocidad mínima, para lo cual se utilizó la ecuación (7).

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad (6)$$

$$S = \left(\frac{V n}{R^{2/3}} \right)^2 \quad (7)$$

Siendo: v y V la velocidad del flujo para la tubería parcialmente llena y llena, respectivamente (m/s); n el coeficiente de rugosidad de Manning ($\text{s/m}^{1/3}$). Una vez determinada S , se calculó T con la ecuación (2).

3. Se seleccionó un caudal mínimo de diseño.
4. Se realizó un proceso iterativo de resolución, que consistió en suponer un valor del ángulo central θ , para el cual se calculó el área, el perímetro mojado, el radio hidráulico, la pendiente y el peso específico con las ecuaciones (8), (9), (10), (11) y (12). Se continuó iterando hasta que $\tau = \gamma r s$ se iguale con T .

$$a = \frac{D^2}{8} (\theta - \text{sen } \theta) \quad (8)$$

$$p = \frac{D\theta}{2} \quad (9)$$

$$r = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta} \right) \quad (10)$$

$$s = \left(\frac{q n}{a r^{2/3}} \right)^2 \quad (11)$$

$$\gamma = \rho g \quad (12)$$

En estas ecuaciones: θ es el ángulo central (rad); a el área de la sección transversal parcialmente llena (m^2); D el diámetro de la tubería (m); p el perímetro mojado de la sección parcialmente llena (m); q el caudal mínimo de diseño (m^3/s); ρ la densidad del agua, kg/m^3 ; g la gravedad (9.81 m/s^2).

5. Se determinó la profundidad relativa d/D con la ecuación (13) y las velocidades real del flujo y a tubo lleno, con la ecuación (6) de Manning.

$$\frac{d}{D} = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (13)$$

6. Se seleccionaron nuevos caudales hasta que el calado relativo sea $0.8D$.
7. Se seleccionó un nuevo diámetro y se repitieron los pasos 2 a 6. Se seleccionó una nueva velocidad.

Se combinaron las ecuaciones anteriores para simplificar el proceso de cálculo de la pendiente de autolimpieza por velocidad mínima. Así, la ecuación (3) puede escribirse de la siguiente manera:

$$\gamma r s = \gamma R S \quad (14)$$

Considerando que para la sección llena $R=D/4$, y reemplazando las ecuaciones (7) y (10) en la ecuación (14):

$$s = \frac{2^{8/3} V^2 n^2}{D^{4/3}} \left(\frac{\theta}{\theta - \text{sen } \theta} \right) \quad (15)$$

Combinando las ecuaciones (8), (10), (11) y (15):

$$\frac{\theta^{1/3}}{(\theta - \text{sen } \theta)^{7/3}} = \frac{V^2 D^4}{2^6 q^2} \quad (16)$$

En la ecuación (16), por un proceso iterativo de resolución, se encuentra el ángulo central θ , valor con el cual se encuentra la pendiente de autolimpieza, s , con la ecuación (15).

El procedimiento para generar las curvas para el criterio de tensión de corte mínima fue el siguiente:

1. Se seleccionó una tensión de corte mínima y un diámetro de tubería.
2. Se seleccionó un caudal mínimo de diseño.
3. Se realizó un proceso iterativo de resolución igual al indicado en el paso 4 del procedimiento anterior, hasta que la tensión de corte del flujo parcialmente lleno calculada con la ecuación (1) se iguale con la tensión de corte seleccionada en el paso 1; entonces, s es la pendiente de autolimpieza.
4. Una vez determinada la pendiente de autolimpieza, s , se determinaron el calado relativo d/D con la ecuación (13), y las velocidades reales del flujo y a tubo lleno con la ecuación (6) de Manning.
5. Se seleccionaron nuevos caudales hasta que el calado relativo sea $0.8D$.
6. Se seleccionó un nuevo diámetro, y luego los pasos 2 a 5. Se seleccionó una nueva tensión de corte.

Combinando estas ecuaciones se puede simplificar el proceso de cálculo de la pendiente de autolimpieza por tensión de corte. De la ecuación (1) se puede encontrar la pendiente para una tensión de tracción dada:

$$s = \frac{\tau}{\gamma r} \quad (17)$$

Combinando las ecuaciones (8), (11) y (17):

$$s = \frac{\tau^4 D^{12}}{2^{18} \gamma^4 q^6 n^6} (\theta - \text{sen } \theta)^6 \quad (18)$$

Combinando las ecuaciones (8), (10), (11) y (18):

$$\frac{\theta^{4/3}}{(\theta - \text{sen } \theta)^{28/3}} = \frac{2^{-80/3} \tau^4 D^{52/3}}{\gamma^4 q^8 n^8} \quad (19)$$

En la ecuación (19), por un proceso iterativo de resolución, se encuentra el ángulo central θ , valor con el cual se encuentra la pendiente de autolimpieza, s , con la ecuación (18).

RESULTADOS

La pendiente de autolimpieza para velocidades mínimas a tubo lleno de 0.6, 0.7 y 0.8 m/s, y tensiones de corte de 0.867, 1.4 y 2 N/m² y 15°C, para $n = 0.009 \text{ s/m}^{1/3}$, se pueden calcular fácilmente y de forma aproximada con las ecuaciones de la Tabla 2, resultantes de un ajuste potencial de los puntos definidos por el caudal mínimo de diseño y la pendiente de autolimpieza calculada, cuyos coeficientes de determinación son mayores que 0.987 en todos los casos.

Tabla 2 | Ecuaciones para determinar la pendiente de autolimpieza (s) en porcentaje, en función del caudal mínimo de diseño (q) en L/s, para velocidades mínimas a tubo lleno (V) de 0.6, 0.7 y 0.8 m/s, y tensiones de corte (τ) de 0.867, 1.4 y 2 N/m² a 15°C, para n de Manning de 0.009 s/m^{1/3}, y diferentes diámetros, suponiendo un calado relativo máximo (d/D) de 0.8

Diámetro (mm)	Criterio de velocidad mínima (V)			Criterio de tensión de corte mínima (τ)		
	0.6 m/s	0.7 m/s	0.8 m/s	0.867 N/m ²	1.4 N/m ²	2.0 N/m ²
100	$s=0.5769q^{-0.413}$ $R^2=0.9877$	$s=0.8575q^{-0.433}$ $R^2=0.9896$	$s=1.1995q^{-0.439}$ $R^2=0.9902$	$s=0.4986q^{-0.412}$ $R^2=0.9879$	$s=0.9207q^{-0.438}$ $R^2=0.9914$	$s=1.4463q^{-0.452}$ $R^2=0.9912$
150	$s=0.5293q^{-0.474}$ $R^2=0.9927$	$s=0.792q^{-0.491}$ $R^2=0.9935$	$s=1.1132q^{-0.493}$ $R^2=0.9945$	$s=0.5401q^{-0.474}$ $R^2=0.9926$	$s=1.0125q^{-0.496}$ $R^2=0.9946$	$s=1.603q^{-0.503}$ $R^2=0.9946$
200	$s=0.5065q^{-0.508}$ $R^2=0.9945$	$s=0.7523q^{-0.512}$ $R^2=0.9947$	$s=1.0635q^{-0.518}$ $R^2=0.9951$	$s=0.5801q^{-0.499}$ $R^2=0.9942$	$s=1.077q^{-0.509}$ $R^2=0.9954$	$s=1.7118q^{-0.517}$ $R^2=0.9957$
250	$s=0.4863q^{-0.519}$ $R^2=0.9949$	$s=0.7227q^{-0.521}$ $R^2=0.9946$	$s=1.0218q^{-0.526}$ $R^2=0.9957$	$s=0.6172q^{-0.522}$ $R^2=0.9948$	$s=1.1384q^{-0.522}$ $R^2=0.995$	$s=1.8111q^{-0.528}$ $R^2=0.9957$
300	$s=0.4729q^{-0.528}$ $R^2=0.9960$	$s=0.7044q^{-0.533}$ $R^2=0.9961$	$s=0.9895q^{-0.532}$ $R^2=0.9962$	$s=0.6444q^{-0.527}$ $R^2=0.9956$	$s=1.2026q^{-0.534}$ $R^2=0.9961$	$s=1.9085q^{-0.537}$ $R^2=0.9963$
350	$s=0.4619q^{-0.534}$ $R^2=0.9962$	$s=0.6818q^{-0.534}$ $R^2=0.9964$	$s=0.961q^{-0.535}$ $R^2=0.9962$	$s=0.6735q^{-0.534}$ $R^2=0.9962$	$s=1.2551q^{-0.539}$ $R^2=0.9965$	$s=1.9973q^{-0.543}$ $R^2=0.9969$
400	$s=0.455q^{-0.542}$ $R^2=0.9969$	$s=0.670q^{-0.539}$ $R^2=0.9970$	$s=0.9474q^{-0.541}$ $R^2=0.9972$	$s=0.7026q^{-0.542}$ $R^2=0.9967$	$s=1.2943q^{-0.540}$ $R^2=0.9964$	$s=2.0683q^{-0.546}$ $R^2=0.9972$

La pendiente de autolimpieza también se puede determinar, con razonable exactitud, con las curvas propuestas. Las curvas para determinar la pendiente de autolimpieza por velocidad mínima (para que produzca el mismo efecto autolimpiante que la tubería llena con velocidad de 0.6, 0.7 y 0.8 m/s) y por tensión de corte (para 0.867, 1.4 y 2 N/m²), y para determinar el calado relativo, se presentan en la Figura 2. En la Figura 3 se presentan las curvas para determinar la velocidad del flujo parcialmente lleno y la velocidad a tubo lleno, con la pendiente de autolimpieza. El diseñador de la red debe decidir el criterio de autolimpieza a aplicar (velocidad mínima o tensión de corte mínima) y los valores mínimos respectivos de velocidad a tubo lleno o tensión de corte, y, a base del caudal mínimo de diseño, aplicar las curvas que correspondan para determinar la pendiente mínima y las características hidráulicas del flujo.

A manera de ejemplo, en la Figura 4 y en la Tabla 3 se presentan los valores de s , d/D , V y v determinados con las curvas propuestas, para un caudal de 5 L/s y diámetro 250 mm. En la Figura 4 se muestra el uso de las curvas para una tensión de 1.4 N/m²; con la ecuación respectiva de la Tabla 2, la pendiente de autolimpieza calculada es de 0.49%. En la Figura 4 también se observa que se tiene un calado relativo de 0.5 para un caudal de 20.5 L/s, y que caudales menores que 20.5 L/s producen velocidades menores que las velocidades a tubo lleno para tener efecto autolimpiante.

Tabla 3 | Pendiente de autolimpieza (s), calado relativo (d/D), velocidad a tubo a lleno (V) y velocidad real del flujo (v), con los criterios de tensión de corte y de velocidad mínima, para un caudal de 5 L/s, diámetro=250 mm y $n=0.009$ s/m^{1/3}, utilizando las curvas propuestas.

Criterio de diseño	s (%)	d/D	V a tubo lleno (m/s)	v real del flujo (m/s)
Diseño por velocidad mínima:				
$V=0.6$ m/s ($T=0.72$ N/m ²)	0.21	0.24	0.80	0.55
$V=0.7$ m/s ($T=0.98$ N/m ²)	0.31	0.22	0.97	0.63
$V=0.8$ m/s ($T=1.28$ N/m ²)	0.43	0.20	1.15	0.71
Diseño por tensión de corte mínima:				
$\tau = 0.867$ N/m ²	0.26	0.23	0.90	0.59
$\tau = 1.4$ N/m ²	0.48	0.20	1.22	0.74
$\tau = 2.0$ N/m ²	0.76	0.18	1.53	0.87

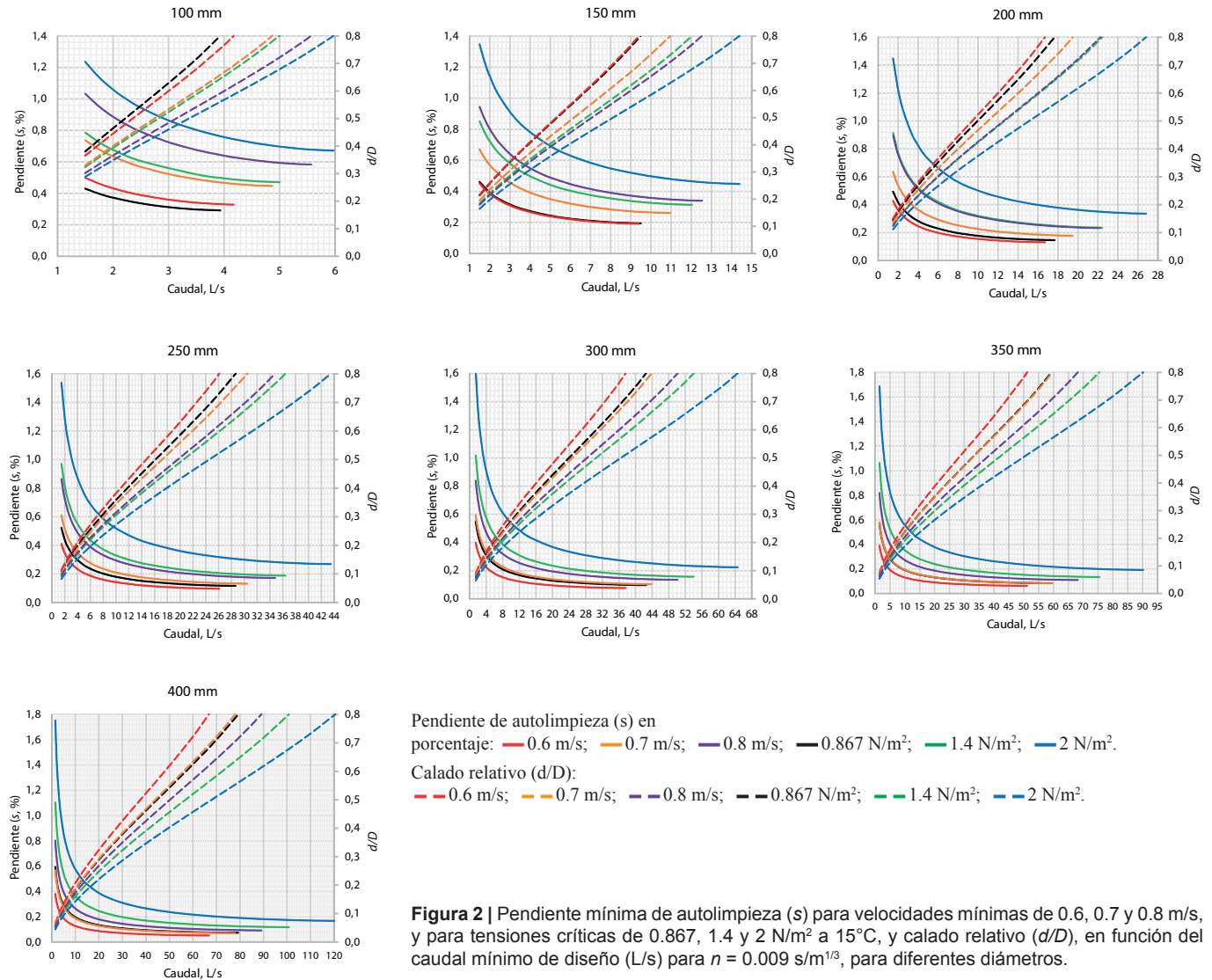


Figura 2 | Pendiente mínima de autolimpieza (s) para velocidades mínimas de 0.6, 0.7 y 0.8 m/s, y para tensiones críticas de 0.867, 1.4 y 2 N/m² a 15°C, y calado relativo (d/D), en función del caudal mínimo de diseño (L/s) para $n = 0.009 \text{ s/m}^{1/3}$, para diferentes diámetros.

DISCUSIÓN

Las curvas propuestas determinan que, para un mismo diámetro, para caudales bajos se requieren mayores pendientes de autolimpieza y que, para caudales altos, se requieren menores pendientes, tal como lo afirma ASCE y WEF (2007). Evidentemente, en caudales bajos, la forma de las curvas hace que una reducción pequeña del caudal mínimo de diseño implique un incremento significativo de la pendiente de la tubería para lograr la tensión de corte requerida. El mismo comportamiento se observa en las curvas que permiten determinar la pendiente de autolimpieza por velocidad mínima, tal como lo plantea Yao (1976) quien manifiesta que no hay diferencia en los dos criterios desde el punto de vista que ambos se basan en el esfuerzo cortante para obtener autolimpieza.

En la Figura 2 se observa que la pendiente requerida para tener una tensión de corte igual a la que produciría el flujo con una velocidad de 0.6 m/s a tubo lleno, para diámetros entre 150 y 400 mm, es menor que aquella requerida para tener tensiones de corte de 0.867, 1.4 y 2 N/m², y para un diámetro de 100 mm la pendiente es mayor que la requerida para una tensión de corte de 0.867 N/m², pero menor que la requerida para tensiones de 1.4 y 2 N/m². Este comportamiento se explica por el hecho de que, a 15°C y con $n=0.009 \text{ s/m}^{1/3}$, para una velocidad a tubo lleno de 0.6 m/s la tensión de corte producida es de 0.98 N/m² para un diámetro

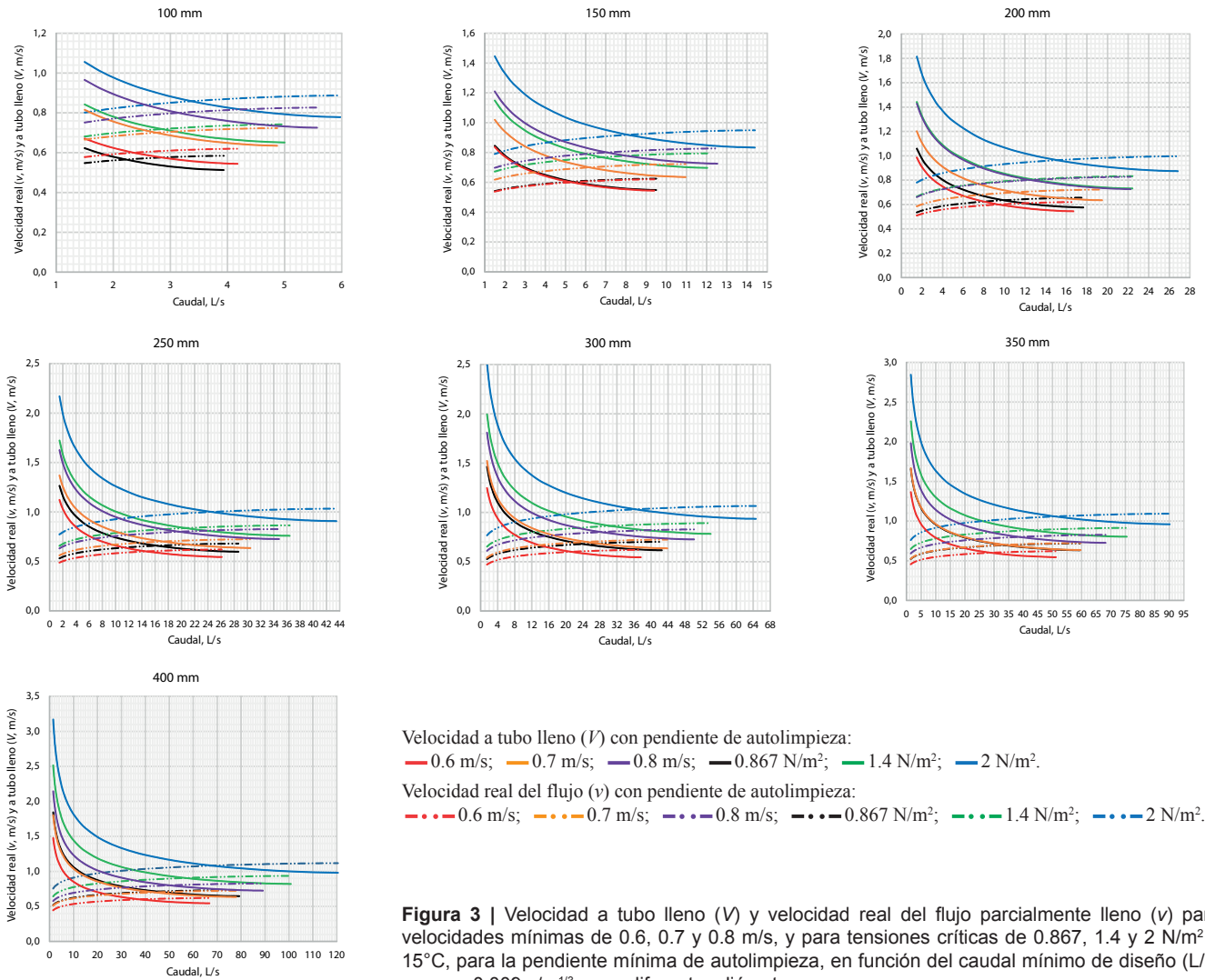


Figura 3 | Velocidad a tubo lleno (V) y velocidad real del flujo parcialmente lleno (v) para velocidades mínimas de 0.6, 0.7 y 0.8 m/s, y para tensiones críticas de 0.867, 1.4 y 2 N/m² a 15°C, para la pendiente mínima de autolimpieza, en función del caudal mínimo de diseño (L/s) para $n=0.009$ s/m^{1/3}, para diferentes diámetros.

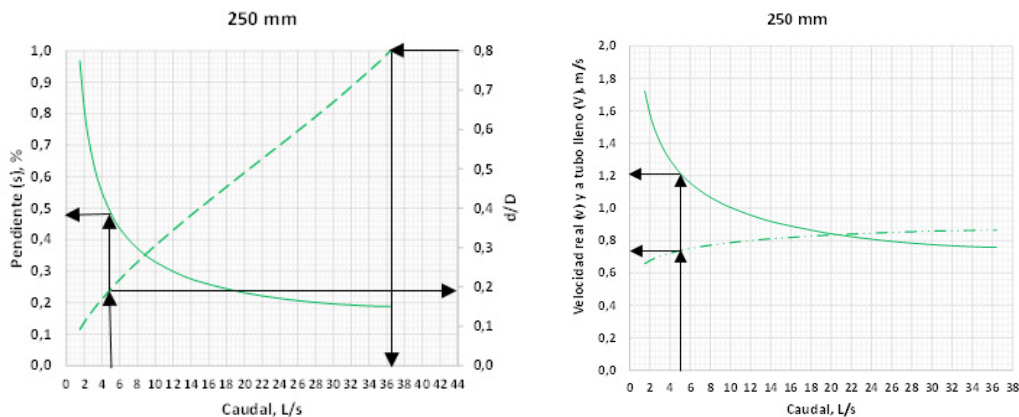


Figura 4 | Ejemplo de uso de las curvas propuestas para una tensión de corte de 1.4 N/m², $n=0.009$ s/m^{1/3}, 15°C, diámetro 250 mm y caudal mínimo de diseño de 5 L/s. (a) Pendiente de autolimpieza ($s=0.48\%$), $d/D=0.196$ y caudal máximo=36.4 L/s para $d/D=0.8$. (b) Velocidad a tubo lleno ($V=1.22$ m/s) y velocidad real del flujo ($v=0.74$ m/s) para la pendiente mínima de autolimpieza.

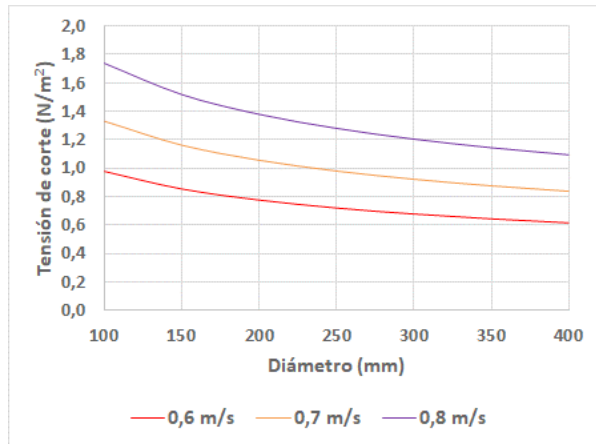


Figura 5 | Variación de la tensión de corte para velocidades a tubo lleno de 0,6, 0,7 y 0,8 m/s, para $n=0.009 \text{ s/m}^{1/3}$ y 15°C .

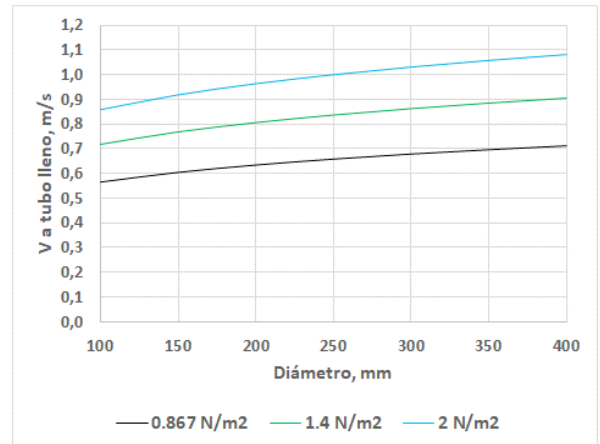


Figura 6 | Variación de la velocidad a tubo lleno para tensiones de corte de 0,867, 1,4 y 2 N/m^2 , para $n=0.009 \text{ s/m}^{1/3}$ y 15°C .

de 100 mm, la cual se reduce conforme el diámetro aumenta, hasta alcanzar un valor de 0.62 N/m^2 para un diámetro de 400 mm, según resulta de la aplicación de la ecuación (2) y se puede observar en la Figura 5, en la cual se hace evidente que para velocidades a tubo lleno de 0,6, 0,7 y 0,8 m/s, considerando $n=0.009 \text{ s/m}^{1/3}$ y 15°C , para diámetros entre 100 y 400 mm, si se mantiene la misma velocidad a tubo lleno para todos los diámetros se reduce la tensión de corte conforme el diámetro se incrementa. En la Figura 6 se observa que para conservar el mismo esfuerzo cortante, la velocidad a tubo lleno tiene que incrementarse conforme aumenta el diámetro, tal como lo manifiesta Yao (1976).

En las curvas de la Figura 3 se observa que para que el flujo a sección parcialmente llena transportando el caudal mínimo de diseño tenga el mismo efecto autolimpiante que la tubería llena, si el calado relativo es menor que 0,5, la velocidad real del flujo es menor que la velocidad autolimpiante a tubo lleno.

Si se comparan las pendientes de autolimpieza calculadas con las ecuaciones propuestas en este artículo, para $n=0.009 \text{ s/m}^{1/3}$, tensión de corte de 0.867 N/m^2 y 15°C de temperatura, con aquellas calculadas con las ecuaciones desarrolladas por ASCE - WEF (2007) para $n=0.013 \text{ s/m}^{1/3}$, tensión de 0.867 N/m^2 y 20°C , se puede observar que la pendiente calculada para las condiciones propuestas en este trabajo es en promedio aproximadamente 1.2 veces mayor.

CONCLUSIONES

En el presente artículo se presentan herramientas de diseño por autolimpieza para alcantarillas sanitarias para los métodos de velocidad mínima (0,6, 0,7 y 0,8 m/s) y de tensión de corte mínima (0.867 , 1.4 y 2 N/m^2) para tuberías con diámetros menores que 400 mm. La pendiente de autolimpieza es muy sensible a la tensión de corte o a la velocidad mínima adoptada para diseño. Para un diámetro y caudal dados, a mayor tensión de corte o velocidad mínima adoptada, mayor será la pendiente requerida. Para una tensión de corte o velocidad mínima y diámetro dados, la pendiente requerida disminuye conforme aumenta el caudal. Para los diámetros analizados, considerando $n=0.009 \text{ s/m}^{1/3}$ y 15°C de temperatura, una velocidad a tubo lleno de 0,6 m/s produce tensiones de corte variables entre 0,98 y 0.62 N/m^2 ; una velocidad de 0,7 m/s produce tensiones de corte entre 1,33 y 0.84 N/m^2 ; y, una velocidad de 0,8 m/s produce tensiones entre 1,74 y 1.09 N/m^2 . Conforme se incrementa el diámetro, la velocidad autolimpiante se incrementa para mantener la misma tensión de corte. La consideración de un n de Manning de $0.009 \text{ s/m}^{1/3}$ y tensión de corte de 1.4 N/m^2 incrementa significativamente la pendiente de autolimpieza respecto de las requeridas para $n=0.013 \text{ s/m}^{1/3}$ y tensión de 0.867 N/m^2 . Por razones topográficas o constructivas podría requerirse pendientes mayores que las de autolimpieza determinadas con las ayudas de diseño presentadas.

REFERENCIAS

- Anta, J., Suárez, J., Jácome, A., Regueiro-Picallo, M., Puertas, J., Naves, J., Recarey, M. (2018). SEDUNIT Project: Study of the accumulation, erosion and sediment transport of cohesive solids in combined sewer systems, *WIT Transactions on Ecology and the Environment*, 228, 1-8. <https://doi.org/10.2495/WP180011>
- Arthur, S., Ashley, R., Tait, S., Nalluri, C. (1999). Sediment Transport in Sewers - A Step Towards the Design of Sewers to Control Sediment Problems. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water, Maritime and Energy*, 9-19. <https://doi.org/10.1680/iwtme.1999.31264>
- ASCE - WEF. (2007). Gravity Sanitary Sewer Design and Construction. *ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice NO. 60. WEF Manual of Practice No. FD-5*. (Segunda). ASCE, Reston, Virginia, USA.
- ASCE - WPCF. (1969). *Design and construction of sanitary and storm sewers*. Manual Rep. No. 9.
- ASCE - WPCF. (1982). Gravity Sanitary Sewer Design and Construction. *ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice NO. 60. WPCF Manual of Practice No. FD-5*. ASCE, New York, USA.
- Bakalian, A., Wright, A., Otis, R., de Azevedo Netto, J. (1994). *Simplified Sewerage: Design Guidelines. Water and Sanitation Report*, 7. Washington, DC 20433 USA.
- Banasiak, R., Tait, S. (2008). The reliability of sediment transport predictions in sewers: influence of hydraulic and morphological uncertainties, *Water Science & Technology*, 57(9), 1317-1327, <https://doi.org/10.2166/wst.2008.297>
- Bishop, R. R. (1978). Hydraulic Characteristics of PVC Pipe in Sanitary Sewers (A Report of Field Measurements). *Reports. Paper 598*. Recuperado de https://digitalcommons.usu.edu/water_rep/598/
- Bong, C. H. J. (2014). A Review on the Self-Cleansing Design Criteria for Sewer System. *Universiti Malaysia Sarawak UNIMAS E-Journal of Civil Engineering*, 5(2), 1-7. <https://doi.org/10.33736/jcest.132.2014>
- British Standards Institution. (2017). *BS EN 16933-2:2017. Drain and sewer systems outside buildings - Design. Part 2: Hydraulic design*. BSI.
- Butler, D., Davies, J. W. (2011). *Urban Drainage*. 3rd Ed. Taylor & Francis, Ed. Oxon.
- Butler, D., Digman, C., Makropoulos, C., Davies, J. W. (2018). *Urban Drainage*, 4th Ed. Boca Raton, EUA: CRC Press, Taylor and Francis Group.
- Butler, D., May, R., Ackers, J. (1996a). Sediment Transport in Sewers, Part 2: Design. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water, Maritime and Energy*. <https://doi.org/10.1680/iwtme.1996.28432>
- Butler, D., May, R., Ackers, J. (2003). Self-Cleansing Sewer Design Based on Sediment Transport Principles. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(4), 276-282. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2003\)129:4\(276\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:4(276))
- Butler, D., May, R. W. P., Ackers, J. C. (1996b). Sediment transport in sewers, Part 1: Background. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water, Maritime and Energy*, 118(2), 103-112. <https://doi.org/10.1680/iwtme.1996.28431>
- Camp, T. R. (1946). Sewage Works. *Sewage Works Journal*, 18(1), 3-16.
- Ebtehaj, I., Bonakdari, H., Sharifi, A. (2014). Design criteria for sediment transport in sewers based on self-cleansing concept. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)*, 15(11), 914-924, <https://doi.org/10.1631/jzus.A1300135>
- Enfinger, K., Mitchell, P. (2010). Scattergraph Principles and Practice: Evaluating Self-Cleansing in Existing Sewers Using the Tractive Force Method. *ADS Environmental Services*. [https://doi.org/10.1061/41114\(371\)453](https://doi.org/10.1061/41114(371)453)
- Fair, G. M., Geyer, J. C., Okun, D. A. (1966). *Water and Wastewater Engineering. Volume 1 Water Supply and Wastewater Removal*. New York, USA: I. John Wiley and Sons, Ed.

- Ghani, A. (1993). *Sediment Transport in Sewers. PhD Thesis*. University of Newcastle Upon Tyne. England. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/271452785_Sediment_transport_in_Sewers
- GLUMRB. (2014). *Recommended Standards for Wastewater Facilities, A Report of the Wastewater Committee of the Great Lakes - Upper Mississippi River, Board of State and Provincial Public Health and Environmental Managers*. Albany, N.Y., USA.
- Guzmán, K., La Motta, E. J., McCorquodale, J. A., Rojas, S., Ermogenous, M. (2007). Effect of Biofilm Formation on Roughness Coefficient and Solids Deposition in Small-Diameter PVC Sewer Pipes. *Journal of Environmental Engineering, ASCE*, 133(4), 364-371. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9372\(2007\)133:4\(364\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(2007)133:4(364))
- Haestad Methods, Walski, T. M., Barnard, T. E., Harold, E., Merritt, L. B., Walker, N., Whitman, B. E. (2004). *Wastewater collection system modeling and design*. Waterbury, CT, USA: Haestad Press.
- Hager, W. H. (2010). *Wastewater Hydraulics. Theory and Practice*, 2nd Ed. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-642-11383-3>
- Houghtalen, R. J., Akan, A. O., Hwang, N. H. C. (2017). *Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems*. 5th Ed. Pearson.
- Mara, D., Sleight, A., Tayler, K. (2001). *PC-based Simplified Sewer Design* 1st Ed. School of Civil Engineering, University of Leeds, LEEDS LS2 9JT, England. Recuperado de https://assets.publishing.service.gov.uk/media/57a08d4ee5274a31e00017aa/R7535-simplified_sewerage_manual_full.pdf
- Melo, J. C. (2005). *The Experience of Condominial Water and Sewerage Systems in Brazil: Case Studies from Brasilia, Salvador and Parauapebas*. Lima, Perú.
- Merritt, L. B. (2009). Tractive Force Design for Sanitary Sewer Self-Cleansing. *Journal Of Environmental Engineering, ASCE*, 135(12). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EE.1943-7870.0000105](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000105)
- Metcalf y Eddy, I. (1981). *Wastewater Engineering: Collection and Pumping of Wastewater*. (G. Tchobanoglous, Ed.). USA: McGraw-Hill.
- Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio. (2012). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS, Título D Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales Domésticas y Aguas Lluvias*. 2ª Ed. Bogotá, Colombia.
- Nalluri, C., Ghani, A. (1996). Design options for self-cleansing storm sewers. *Water Science and Technology*, 33(9), 215–220. <https://doi.org/10.2166/wst.1996.0214>
- PVC Pipe Association. (2012). *Handbook of PVC Pipe Design and Construction*, 5th Ed. Industrial Press, Inc.
- Seco I., Gómez-Valentín M., Schellart A. y Tait S. (2014). Erosion resistance and behaviour of highly organic in-sewer sediment, *Water Science and Technology*, 69(3), 672-679. <https://doi.org/10.2166/wst.2013.761>
- Shammas, N., Wang, L. K. (2011). *Water and wastewater engineering: water supply and wastewater removal*, 3rd Ed. USA: John Wiley and Sons Inc.
- Sturm, T. W. (2001). *Open Channel Hydraulics*. Boston, EUA: McGraw Hill, Ed. <https://doi.org/10.1115/1.1421122>
- Trapote-Jaume, A. (2013). *Infraestructuras Hidráulico-Sanitarias II. Saneamiento y drenaje urbano*. 2ª Ed. Universidad de Alicante.
- Vongvisessomjai, N., Tingsanchali, T., Babel M. (2010). Non-deposition design criteria for sewers with part-full flow, *Urban Water Journal*, 7(1), 61-77. <https://doi.org/10.1080/15730620903242824>
- Yao, K. M. (1974). Sewer line design based on critical shear stress. *Journal of the Environmental Engineering Division*, 100(2), 507-520.
- Yao, K. M. (1976). Functional Design of Sanitary Sewers. *Water Pollution Control Federation*, 48(7), 1772-1778. Recuperado de http://www.jstor.org/stable/25039066?seq=1#references_tab_contents.