

XIX SEMINARIO NACIONAL DE HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA

DISEÑO OPTIMIZADO DE REDES DE DRENAJE URBANO

I. Navarro¹, N. Bermúdez¹ y J.G. Saldarriaga²

¹Investigadores, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados –CIACUA–, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia; i-navarr@uniandes.edu.co, n.bermudez87@uniandes.edu.co.

²Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental - Director, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados –CIACUA–, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia; email: jsaldarr@uniandes.edu.co.

RESUMEN:

En este proyecto de investigación se desarrolló una metodología para el diseño de redes de drenaje urbano, la cual permite obtener la combinación de diámetros y pendientes que genera los menores costos constructivos, al mismo tiempo que asegura una adecuada operación del sistema al minimizar el riesgo de que se presenten sobrecargas e inundaciones. La metodología utiliza Algoritmos Genéticos como técnica de optimización gracias a su enfoque multiobjetivo. Las características más importantes del programa desarrollado se describen en el presente artículo, así como los algoritmos que fueron implementados para investigar los parámetros sugeridos como medidas de la confiabilidad de la red.

ABSTRACT:

As part of this research a new methodology was developed for design of urban drainage networks. This methodology sets the combination of slopes and diameters which generate the least constructive costs, at the same time assuring an adequate operation of the system by minimizing the risk of surcharges and flooding. This methodology uses Genetic Algorithms as optimization technique due to its multiobjective approach. The most important characteristics of the software developed are explained in this article, also the implemented algorithms which were developed to investigate the suggested parameters as measurements of the reliability of the network.

PALABRAS CLAVES:

Drenaje urbano, redes de alcantarillado, optimización, algoritmos genéticos, tiempo de residencia, potencia unitaria.

INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas, a nivel mundial se ha presentado un continuo incremento en la densidad poblacional en zonas urbanas. Como resultado de este proceso, se ha aumentado el porcentaje de áreas impermeables, así como los niveles de contaminación de las aguas residuales; fenómenos que le dan una gran importancia a los sistemas de drenaje urbano, ya que éstos se convierten en una herramienta que permiten controlar inundaciones y epidemias, al recolectar y transportar las aguas lluvias y las aguas residuales que se producen a lo largo de una determinada área tributaria.

Gracias a la importante función que cumplen los sistemas de drenaje urbano, se debería garantizar una cobertura total de dicho servicio para las áreas urbanas. Sin embargo, en la mayoría de países de

América Latina y el Caribe, el promedio de la cobertura de los servicios de saneamiento básico es del 86% (del cual se tiene un 62% de conexiones domiciliarias), mientras que el número de personas que carecen de este servicio es de aproximadamente 61 millones (Saldarriaga, 2008).

Estas cifras demuestran que existe un déficit de cobertura, el cual tiene diversos impactos a nivel social y ambiental. Por estas razones, y teniendo en cuenta las restricciones en el presupuesto público de Colombia y el resto de países de América Latina y el Caribe, este trabajo busca generar una metodología para el diseño optimizado de redes de drenaje urbano, con el fin de crear una herramienta que permita contribuir con la disminución del déficit de cobertura en este servicio, al generar sistemas con el menor costo posible, sin dejar de garantizar un adecuado funcionamiento de la red. Por otro lado, se busca entender la dinámica del diseño optimizado y establecer una herramienta para un sistema de drenaje nuevo que mejora el entendimiento de la parte operativa de los sistemas existentes.

METODOLOGÍAS TRADICIONALES DE DISEÑO

En un diseño de una red de drenaje urbano sin importar cual sea su metodología, el primer paso consiste en recolectar información sobre las características topográficas, geológicas e hidrológicas del sector en el que se construirá la red, así como información sobre el catastro de los usuarios (el cual deberá incluir un registro del tipo de usuario, su consumo y ubicación). Estos datos, en conjunto con los del catastro de la zona (es decir, los planos de manzaneo, la ubicación de las redes de otros servicios públicos y los planos de la malla vial), deben ser superpuestos con el fin de que el diseñador pueda determinar la ubicación más adecuada de cada uno de los elementos que componen la red.

Una vez lo anterior ha sido realizado, el siguiente paso consiste en calcular el caudal máximo que cada tubería de la red podrá transportar. Para el caso de aguas residuales, éste corresponde a la suma de los caudales producidos por los distintos usuarios que tendrá el sector bajo diseño al finalizar el período de diseño del sistema. Por otra parte, para el caudal de agua lluvia, se debe hacer una estimación de la escorrentía generada en cada cuenca tributaria con base en el porcentaje de zonas impermeables, en sus características geométricas, geológicas y topográficas, y en la intensidad y duración del máximo evento de precipitación que se presentará durante un determinado período de retorno. En cualquiera de estos casos, las ecuaciones utilizadas para calcular variables como las proyecciones de demanda de agua potable, el porcentaje de agua lluvia que se convierte en escorrentía o el tiempo que ésta dura en recorrer cada cuenca, entre otras, varían según las normas técnicas de cada país y el nivel de complejidad del sistema que será construido.

Diseño bajo la suposición de flujo uniforme

Ya conocidos los caudales de diseño de cada tubería se procede a definir el diámetro de la misma; lo anterior se realiza tradicionalmente bajo las siguientes suposiciones: a) el flujo se encuentra a superficie libre; y b) se tienen condiciones de flujo uniforme. Este último aspecto implica que no se presentan cambios a lo largo del espacio en las características del flujo, por lo que las únicas fuerzas relevantes con respecto al comportamiento hidráulico son entonces la gravedad y las generadas por la fricción entre la superficie de la tubería y el fluido. Bajo estas condiciones, el diámetro de cada tubería puede ser determinado de forma independiente, con base en la ecuación de Gauckler-Manning (Ecuación 1) o en la ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White (Ecuación 2). Adicionalmente, como toda la energía que es suministrada por la gravedad se consume a través de las pérdidas por fricción que se dan a lo largo de la tubería, el esfuerzo cortante que se genera sobre la superficie de esta última puede ser calculado a partir de la Ecuación 3.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad [1]$$

$$V = -2\sqrt{8gRS} \log_{10} \left(\frac{Ks}{14.8R} + \frac{2.51\nu}{4R\sqrt{8gRS}} \right) \quad [2]$$

$$\tau = \rho gRS \quad [3]$$

donde V = velocidad media de flujo; n = coeficiente de Manning; R = radio hidráulico; S = pendiente de la tubería; g = gravedad; ks = coeficiente de rugosidad absoluta; ν = viscosidad cinemática del fluido; y ρ = densidad del fluido.

Una vez se ha calculado el respectivo diámetro de la tubería (bajo la suposición de flujo uniforme), es necesario verificar el cumplimiento de ciertas restricciones, cuyos valores límite varían según las normas técnicas de cada país, pero que en general, son planteadas con el objetivo de garantizar el adecuado funcionamiento de la red. Para el caso de Colombia, los diseños deben ser realizados de forma que se cumplan las siguientes condiciones:

- Diámetro interno real mínimo: Condición definida para evitar obstrucciones en la tubería, su valor es de 200 mm.
- Velocidad mínima: Utilizada para garantizar condiciones de autolimpieza en cada tubería. El valor de dicho parámetro debe ser de 0.45 m/s para tuberías que transportan aguas residuales, mientras que para las de agua lluvia es de 0.75 m/s.
- Velocidad máxima: Condición que busca disminuir el riesgo de que se presenten procesos de abrasión que afecten las superficies de tuberías u otros elementos de la red. Su valor es especificado de acuerdo con el tipo de material de las tuberías. Por ejemplo, en el caso del PVC, la velocidad máxima permisible es de 10 m/s.
- Mínimo esfuerzo cortante medio: Utilizado para garantizar condiciones de autolimpieza y control de la generación de gases como el ácido sulfhídrico. En el caso de tuberías que transportan aguas residuales su valor es de 1.5 N/m², mientras que para las de agua lluvia es de 3.0 N/m².
- Profundidad hidráulica máxima: Utilizada para garantizar condiciones de flujo a superficie libre a lo largo de la red. Para el caudal del diseño su valor varía entre el 70 y 85% del diámetro de la tubería.
- Profundidad mínima a cota clave: Condición que busca garantizar la protección de las tuberías y que las descargas domiciliarias sin sótano puedan ser drenadas por gravedad. Su valor es de: 0.75 m cuando la tubería se encuentra debajo de vías peatonales o zonas verdes, y de 1.20 m cuando ésta se encuentre debajo de vías vehiculares.
- Profundidad máxima a cota clave: Utilizada para controlar las cargas a las cuales está sometida cada tubería. Su valor es de 5 m.
- Número de Froude: Utilizada para garantizar que no se presenten condiciones de flujo crítico en ningún punto de la red. Dicho parámetro debe estar por encima de 1.1 o por debajo 0.9.

Metodologías de optimización

El problema de diseño optimizado de redes de drenaje urbano tradicionalmente ha sido planteado como la búsqueda del conjunto de pendientes y diámetros que generen los menores costos constructivos. Como se puede ver en la Ecuación 4, los costos generados por la construcción de cada tramo de la red se expresan en función de su diámetro y longitud, ya que comúnmente no se tienen en cuenta otros costos relacionados al proceso de construcción, como por ejemplo, el relleno. Adicionalmente, se observa que el conjunto de soluciones viables se debe encontrar dentro de un espacio de búsqueda

delimitado por algunas de las restricciones que fueron mencionadas anteriormente. Todos los cálculos hidráulicos realizados para verificar el cumplimiento de dichas condiciones son realizados con base en la suposición de flujo uniforme.

$$\min C = \sum_{i=1}^n C_i = f(d_i, L_i) \quad [4]$$

Sujeto a:

$$Q_i \geq Q_d$$

$$V_{min} \leq V_i \leq V_{max}$$

$$\tau_i \geq \tau_{min}$$

$$h_{min} \leq h_i \leq h_{max}$$

$$\left(\frac{y}{d}\right)_i \leq \left(\frac{y}{d}\right)_{max}$$

donde C = costos totales de construcción; C_i = costos generados por construir el tramo i de la red; n = número de tuberías de la red; d_i = diámetro de la tubería i ; L_i = longitud de la tubería i ; Q_i = caudal que pasa por la tubería i ; Q_d = caudal de diseño; V_i = velocidad media de flujo en la tubería i ; τ_i = esfuerzo cortante de la tubería i ; h_i = profundidad a cota clave de la tubería i ; y/d = profundidad de flujo.

Guo et al. (2008) menciona como desde la década de los 60s, se han planteado diversas metodologías que buscan solucionar este problema a partir de diferentes técnicas de optimización. Una de las primeras en ser utilizada fue la Programación Lineal (PL); sin embargo ésta fue rápidamente descartada debido a que requería que la función objetivo y las restricciones fueran linealizadas, una aproximación que no es adecuada para describir la relación entre las características hidráulicas del fluido y el diámetro y la pendiente de cada tubería. Adicionalmente, la PL requería que las variables de decisión fueran continuas, por lo que al finalizar la optimización era necesario llevar a cabo un proceso de aproximación al diámetro comercial más cercano.

Por estas limitaciones, el diseño optimizado empezó a ser solucionado a través de técnicas como la Programación No Lineal (PNL) y la Programación Dinámica (PD). De éstas, la más adecuada ha resultado ser la PD debido a que: (a) la función objetivo y las restricciones pueden ser discontinuas y no diferenciables; (b) el proceso de toma de decisiones es dividido por etapas y es realizado de forma secuencial, lo que genera buenos resultados para redes dendríticas; y (c) presenta soluciones discretas, es decir, no es necesario un proceso de aproximación de diámetros.

Sin embargo, a pesar de ser una técnica que ha sido ampliamente utilizada y que muestra grandes ventajas frente a la programación matemática, Guo et al. (2008) menciona que también presenta ciertas limitaciones debido a que la definición por etapas no es una metodología adecuada cuando se cuenta con múltiples nodos de descarga, no es posible incluir una restricción que permita asegurar que el diámetro en una tubería aguas abajo debe ser mayor o igual al de la tubería aguas arriba y no puede generar diseños con base en múltiples objetivos de optimización. Como resultado de estas limitaciones y de los avances que se han logrado desde la década de los 80s respecto al diseño optimizado de redes de distribución de agua potable, cada vez más investigadores utilizan algoritmos metaheurísticos como técnica de optimización en el diseño de redes de drenaje urbano. Entre los más populares están los Algoritmos Genéticos (AG), gracias a que poseen una gran versatilidad con respecto al planteamiento de la función objetivo.

Limitaciones de las metodologías tradicionales de diseño

Una red que ha sido diseñada ya sea de forma simple o con base en una técnica de optimización, puede presentar diversos problemas durante la fase de operación, ya que todos los cálculos son realizados a partir de la suposición de flujo uniforme. Esta característica hace que se presente una subestimación de las fuerzas y comportamientos que se dan en la realidad, debido a que: (a) cada componente del sistema es diseñado de forma independiente; (b) no se tienen en cuenta procesos en los cuales las fuerzas de presión empiezan a tener un rol importante; (c) dicha condición de flujo implica que la profundidad de flujo debe ser equivalente a la profundidad normal (con lo que no se incluye ciertos perfiles de flujo que se dan bajo la suposición de flujo gradualmente variado, condición que se asemeja a lo que se presenta en la realidad); y (d) los diseños en materiales lisos como el PVC siguen siendo realizados bajo la suposición de flujo turbulento hidráulicamente rugoso.

Por otra parte, la mayoría de estudios que se han realizado en el tema de optimización también presentan ciertas limitaciones, ya que principalmente se enfocan en investigar cuáles son las técnicas que más se ajustan al problema del diseño de redes de drenaje urbano. Tal vez por esto, sólo se han concentrado en tratar de minimizar los costos de las tuberías, sin tener en cuenta consideraciones de tipo técnico (como por ejemplo, el análisis global del comportamiento hidráulico de la red) y basándose en análisis de redes muy pequeñas (como máximo compuestas por 10 tuberías).

METODOLOGÍA PROPUESTA

Teniendo en cuenta las limitaciones que presenta el diseño tradicional de redes de drenaje urbano, se propuso desarrollar una metodología que permitiera encontrar el conjunto de pendientes y diámetros que generan un adecuado funcionamiento del sistema al mismo tiempo que garantiza el mínimo costo constructivo. Con base en las investigaciones analizadas sobre el diseño optimizado de redes de distribución de agua potable (RDAP) y de drenaje urbano, se concluyó que este objetivo podía ser logrado en la medida que dentro del proceso de optimización se tuviera en cuenta: (a) que para garantizar una buena operación de la red, se debe verificar qué sucede cuando los cálculos hidráulicos se realizan bajo la suposición de flujo no permanente (una vez se han definido los diámetros de cada tramo de la red con base en la condición de flujo uniforme); y (b) que incluso en los diseños en los que se realiza dicha revisión, no existe certeza de que se esté construyendo la mejor configuración de la red en términos de la confiabilidad del sistema, es decir, de su capacidad de superar bajo ciertas condiciones de operación las diferentes cargas que le son impuestas.

Por estas razones, una de las primeras etapas de esta investigación consistió en plantear diversos parámetros relacionados con la confiabilidad del sistema; una vez esto fue realizado, se llevaron a cabo distintos tipos de análisis que permitieron determinar no sólo la relevancia de dichos parámetros en términos del funcionamiento de la red, sino su relación con los costos constructivos de la misma. Todas estas actividades fueron realizadas para sentar las bases de un algoritmo de optimización multiobjetivo, como solución al problema del diseño optimizado de redes de drenaje urbano.

Parámetros planteados como medida de la confiabilidad del sistema

Como parte de este estudio se investigaron diferentes fuentes de información con el objetivo de determinar cuáles eran los principales problemas que se presentan durante la fase de operación de las redes de drenaje urbano. A partir de esta actividad se concluyó que la mayor parte de dichos problemas están relacionados con los fenómenos hidráulicos, los cuales pueden ser controlados para garantizar una disminución del riesgo de que éstos se presenten.

Lo anterior dio como resultado que la mayoría de veces son los sedimentos los que en primer lugar causan el problema. Por ejemplo, cuando se empiezan a acumular depósitos en la superficie de la tubería, se aumentan los procesos de sedimentación de los sólidos que aún se encuentran suspendidos en el agua. Esto a su vez genera una disminución del área mojada de la tubería y un aumento de su rugosidad, lo que se traduce en un incremento de la Línea del Gradiente Hidráulico (LGH), que puede resultar en problemas de sobrecargas e inundaciones. Por esta razón, se llegó a la conclusión que para aumentar la confiabilidad de cualquier red es necesario disminuir los procesos de sedimentación a lo largo de las tuberías. Como este fenómeno es altamente dependiente de las velocidades que tiene el agua en cada una de las tuberías de la red, también se concluyó que en la medida en que se minimice el tiempo de residencia del agua (Ec. 5) y que se maximice la energía disponible para el movimiento de la misma, se podrá contribuir a disminuir los riesgos de sobrecarga e inundaciones.

$$t_R = \frac{L}{V} \quad [5]$$

donde t_R = tiempo de residencia; L = longitud de la tubería; V = velocidad media de flujo.

Como bajo la suposición de flujo uniforme, la energía disponible para el movimiento del agua es equivalente a la que se disipa a lo largo de la tubería, se propone que este parámetro sea cuantificado en términos de la potencia unitaria, concepto que fue desarrollado por Romero & Saldarriaga (2007) como una medida de la potencia que se disipa a lo largo de una tubería de RDAP. En la Ecuación 6 se muestra la función generada para flujos a presión, mientras que en la Ecuación 7 se muestra la que fue utilizada en esta investigación (al tener en cuenta que el flujo se encuentra a superficie libre y tiene una condición de flujo uniforme).

$$P = Q_i(h_{i1} - h_{i2}) \quad [6]$$

$$P = Q_i h_{fi} \quad [7]$$

donde P = potencia unitaria; Q_i = caudal que pasa por la tubería i; h_{i1} = altura piezométrica en nodo inicial; h_{i2} = altura piezométrica en nodo final; h_f = pérdidas por fricción que se generan a lo largo de la tubería i.

Relación entre los costos constructivos de la red y los parámetros de confiabilidad planteados

Con el fin de evaluar si el diseño optimizado de redes de drenaje urbano no requiere de un enfoque multiobjetivo, es necesario realizar un análisis de la relación que existe entre los costos constructivos de la red y los parámetros de confiabilidad que fueron planteados en el proyecto de investigación objeto de este artículo. Para hacer esto se desarrolló un algoritmo que fue implementado en Microsoft Excel® mediante el lenguaje de programación VBA (Visual Basic For Application por sus siglas en inglés) y que permite diseñar cualquier red de forma automatizada, empezando por la tubería que llega al punto de entrega, para después recorrer la red de aguas abajo a aguas arriba, según trayectorias previamente definidas por el usuario.

Este programa permite obtener múltiples diseños aleatorios que cumplen con todas las restricciones de velocidad, esfuerzo cortante, distancia mínimas y máximas entre cotas rasantes y claves, al mismo tiempo que asegura que cada diámetro generado siempre será igual o menor al de la tubería que se encuentra aguas abajo y que la cota clave a la salida de la tubería siempre estará por encima o a la misma altura de la cota clave inicial de la tubería que se encuentra aguas abajo. Adicionalmente, el programa genera un registro para cada una de las tuberías diseñadas del diámetro, pendiente, tiempo de

residencia, potencia unitaria y costos constructivos. En este último es importante mencionar que dicho cálculo se realiza mediante dos funciones obtenidas de un estudio realizado por la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico (CRA; ente regulador de agua potable y saneamiento básico de Colombia) y que permiten diferenciar el caso en el que sólo se incluye los costos de la tubería, con el que también tiene en cuenta los procesos de excavación (ver la Ecuación 8 y la Ecuación 9).

$$C = 9579.31kd^{0.5737} \quad [8]$$

$$C = 9579.31kd^{0.5737} + 1163.77kV^{1.31} \quad [9]$$

donde C = costo por metro lineal de la tubería a mayo del 2009; d = diámetro de la tubería; k = factor de conversión a pesos colombianos (2000 pesos/ US\$) de mayo del 2009; V = volumen de excavación por tubería.

Metodología para determinar la relevancia de los parámetros de confiabilidad planteados

Para determinar si existe alguna relación entre los parámetros de confiabilidad planteados y los problemas de operación de una red, se realiza un análisis con base en datos reales de varias redes que están en operación. Así, es posible comparar si las tuberías de mayor tiempo de residencia o de menor potencia unitaria corresponden a las zonas en donde ha sido necesario realizar mayores operaciones de mantenimiento o en donde se suelen presentar problemas de sobrecargas e inundaciones. Sin embargo, esa clase de estudio se sale del alcance de esta investigación, por lo que se planteó una metodología alternativa, por medio de la cual se buscaba llegar a unas relaciones semejantes. Esta metodología se basa en la suposición de que la disminución en la cantidad de energía disponible a lo largo de una tubería es función de la sedimentación, por lo que aquellas que presenten una mayor tendencia a que se dé dicho proceso, deben tener mayores problemas de sobrecarga e incluso inundaciones (los cuales pueden presentarse de forma local o pueden llegar a afectar una o más de dos tuberías aguas arriba).

Dado que durante el proceso de diseño no se cuenta con información a priori de cuáles serán las tuberías que van a presentar la mayor acumulación de sedimentos, la metodología se basa en disminuir el diámetro de cada tubería de la red (simulando la presencia de depósitos), con el fin de evaluar el efecto hidráulico que genera dicho cambio. Para implementar esta metodología se desarrolló un programa en Microsoft Excel® (por medio del lenguaje de programación VBA), que permite generar múltiples configuraciones de una red con base en un determinado diseño. En cada uno de los escenarios generados, la variación con respecto al diseño original del sistema se da gracias a que a una de las tuberías de la red se le ha disminuido el diámetro según un porcentaje definido por el usuario. Esto se hace para después correr dicha configuración en EPASWMM bajo la suposición de flujo no permanente (con base en su librería de funciones) y de esta manera, poder revisar el efecto que estos cambios tienen sobre el comportamiento hidráulico de todo el sistema.

Algoritmo de optimización

Se desarrolló un programa de optimización de redes de drenaje urbano que se basa en la técnica de Algoritmos Genéticos (AG). Este incluye diferentes funciones de selección, reproducción y mutación, de tal forma que el usuario puede definir cuál método es el más adecuado para un determinado caso de estudio. La función de adaptabilidad de los AG tiene dos componentes novedosos: la inclusión de

diferentes aspectos de la construcción al cálculo de los costos de una red y el módulo que permite determinar si, bajo la suposición de flujo no permanente, se presentan problemas de sobrecarga a lo largo de la red diseñada. Esto se hace a partir de una ecuación en la que se suman los siguientes factores: el costo total del diseño, la potencia total disipada por el sistema, el número de violaciones que se presenta con respecto a las restricciones de diseño y el número de tuberías que se sobrecargan cuando se realiza el análisis bajo la suposición de flujo no permanente.

Esta suma es realizada tras hacer una normalización de cada componente ya que se busca evitar que alguno de los parámetros tenga más importancia dentro del valor de la función de adaptabilidad (dadas las diferencias en cuanto a magnitud). También es importante mencionar que adicional a los sumandos que hacen referencia a las restricciones de velocidad, esfuerzo cortante, número de Froude, profundidad hidráulica y profundidad a cotas claves, se incluyeron dos parámetros que buscan medir el número de veces en que alguna tubería de la red tenga: un diámetro superior al de la tuberías aguas abajo o cuya cota bate a la salida se encuentre por debajo de la de entrada de la tubería aguas abajo.

CASOS DE ESTUDIO

Para probar la metodología de diseño propuesta se utilizaron tres casos de estudio: una red teórica y dos redes correspondientes al sistema de alcantarillado de un sector de la ciudad de Medellín y del municipio La Pedrera, Colombia. A continuación se hace una descripción de las principales características de estas redes y se muestran unas superficies tridimensionales que fueron generadas con el programa Surfer V.8 para representar las características topográficas de las zonas de estudio.

Red Acacias

Esta es una red teórica que corresponde a un alcantarillado combinado compuesto por 30 tuberías, 30 nodos y 1 punto de descarga. El caudal de diseño de la tubería que se conecta con el punto de descarga de la red es de $7 \text{ m}^3/\text{s}$. Como se puede observar en la Figura 1, tiene una geometría típica de un sistema de este tipo, es decir, en forma de ramal. Adicionalmente, se puede ver que ésta se caracteriza por tener una topografía poco accidentada, en la que la transición entre las cotas mínimas y máximas (que presentan una variación de menos de 10 metros) se da a través de cambios graduales.

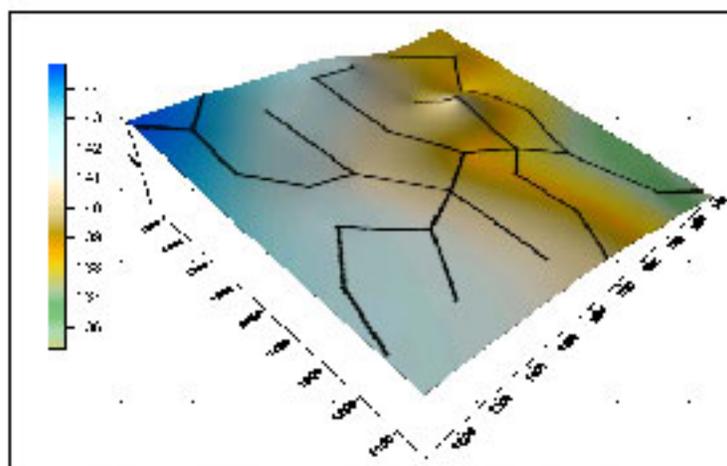


Figura 1.- Topografía de la red de Acacias.

Red Prado

Esta red se ubica en el centro de la ciudad de Medellín, entre los sectores conocidos como Prado Centro y El Chagualo. Como se puede observar en la Figura 2, la diferencia entre la cota rasante mínima y máxima es de 55 m, lo que evidencia como a lo largo del sistema se presentan fuertes cambios topográficos que tendrán un efecto significativo en la hidráulica del sistema.

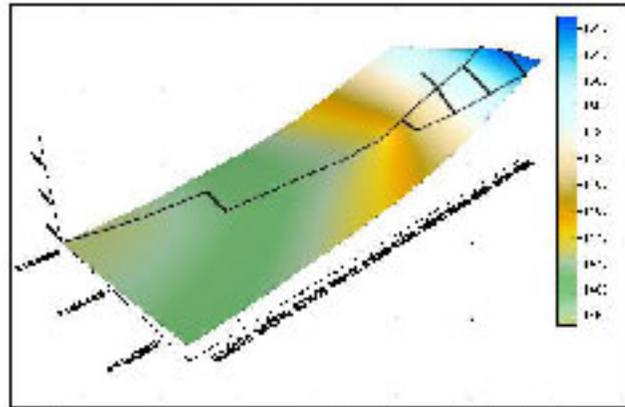


Figura 2.- Topografía de la red de Prado.

La red Prado corresponde a un sistema de alcantarillado combinado, compuesto por 48 cámaras de inspección, 1 punto de descarga (que corresponde al punto de entrega al Río Medellín), 48 tuberías y 43 subcuencas tributarias. El caudal de diseño de la tubería que se conecta con el punto de descarga de la red es de $6.9 \text{ m}^3/\text{s}$.

Red La Pedrera

Esta red corresponde al sistema de alcantarillado del corregimiento La Pedrera, el cual se encuentra ubicado en el sector nororiental del departamento del Amazonas (ver la Fig. 3). El sistema está compuesto por 35 tuberías, 35 nodos o cámaras de inspección y 1 punto de descarga, a través del cual se llevaban las aguas del alcantarillado hacia una planta de tratamiento de agua residual PTAR.

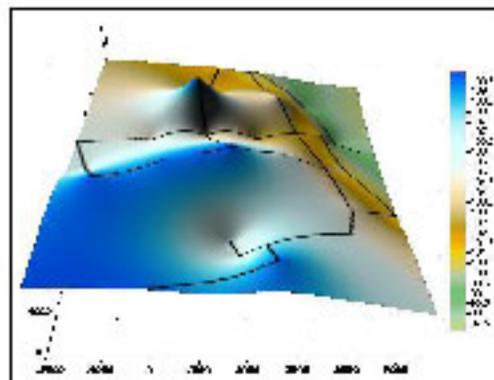


Figura 3.- Topografía de la red La Pedrera.

Como se puede observar en la Figura 3, esta red presenta unas características geométricas muy diferentes a las observadas en los otros casos de estudio. Adicionalmente, se pueden ver cambios topográficos drásticos a lo largo de la red, e incluso algunos puntos en donde las tuberías se encuentran en contrapendiente.

RESULTADOS

Relación entre costos constructivos y confiabilidad de la red

A partir del programa de diseño automatizado descrito anteriormente, se produjeron 200 configuraciones de cada una de las tres redes utilizadas en esta investigación. Con los datos generados durante este proceso, se realizaron unas gráficas a partir de las cuales se buscaba determinar si existía alguna relación entre los costos totales constructivos y los parámetros propuestos como medidas de la confiabilidad de la red.

En la Figura 4 y la Figura 5 se presentan las gráficas obtenidas a partir de los datos correspondientes de la red Prado. Los costos que se observan fueron calculados con base en la Ecuación 8, es decir, sin tener en cuenta los costos de excavación. Como se puede observar, aunque se da una tendencia a que a menores diámetros se obtiene un menor tiempo de residencia y una mayor potencia unitaria, también se puede ver que inclusive para la mejor función que puede ser utilizada para representar estos comportamientos (una de tipo potencial y la otra un polinomio de segundo orden), el máximo coeficiente de determinación (R^2) obtenido es de 0.59. Por tal razón, se concluye que la relación entre costos y los índices de confiabilidad planteados no es lo suficientemente significativa.

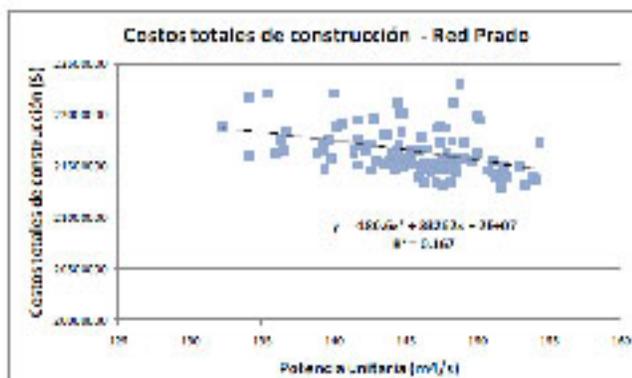


Figura 4.- Relación entre costos constructivos y potencia unitaria para la red Prado.

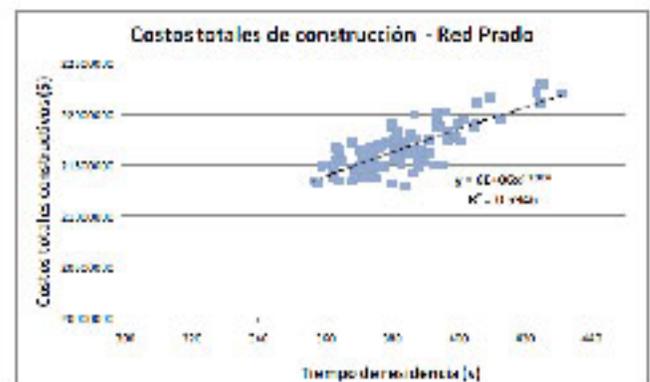


Figura 5.- Relación entre costos constructivos y tiempo de residencia para la red Prado.

Por otra parte, en las siguientes figuras se muestran las gráficas generadas con base en los costos que incluyen excavación. Como se puede observar, el valor del R^2 se reduce sustancialmente, por lo que en este caso se concluye que no existe relación entre costos y los índices de confiabilidad planteados. Sin embargo, también es importante mencionar que se ve una leve tendencia a que los menores costos coincidan con los mayores tiempos de residencia y las menores potencias unitarias. Este comportamiento puede deberse a que, al incluir los costos de excavación, se estaría teniendo en cuenta el hecho de que los menores diámetros se dan cuando las tuberías tienen altas pendientes (que es cuando se presentan los mayores volúmenes de excavación).

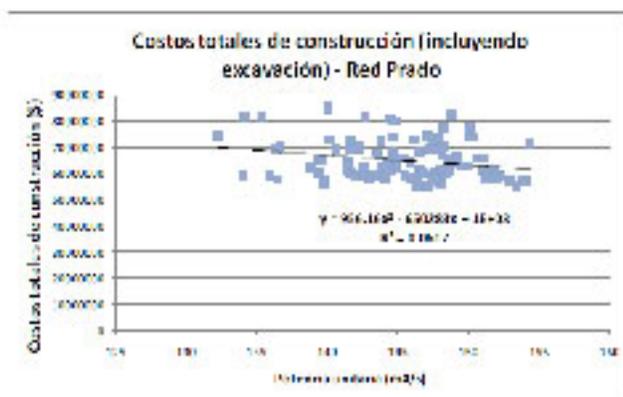


Figura 6.- Relación entre costos constructivos (incluyendo excavación) y potencia unitaria para la red Prado.

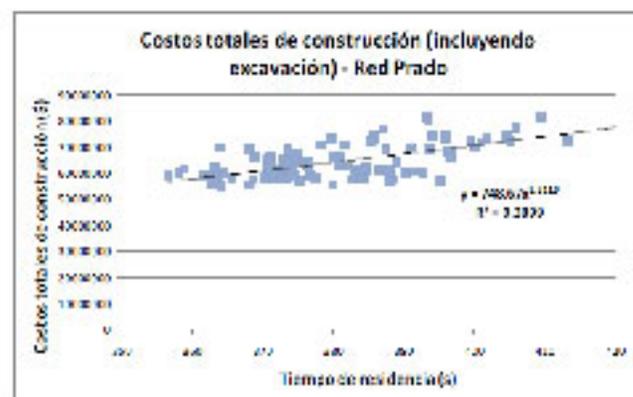


Figura 7.- Relación entre costos constructivos (incluyendo excavación) y tiempo de residencia para la red Prado.

Relevancia de los parámetros de confiabilidad planteados

Como se mencionó anteriormente, con el fin de evaluar la relación entre los costos totales y los parámetros de confiabilidad planteados, se generaron 200 diseños de cada una de las redes que fueron utilizadas dentro de este proyecto de investigación. Posteriormente, para poder analizar la relevancia de los parámetros de confiabilidad planteados, de cada red se seleccionaron 10 diseños que fueran representativos de todo el rango de costos totales, es decir, se tomaron los diseños de menor y mayor costo y los 8 restantes fueron elegidos de forma aleatoria entre los diseños que pertenecían a cada uno de los grupos generados al dividir el rango de costos sobre el número de diseños por seleccionar. Una vez este proceso fue realizado, al programa desarrollado para determinar la relevancia de los parámetros de confiabilidad se le introdujeron los datos de diámetro y rugosidad de las tuberías y de cota batea y máxima profundidad de los nodos de cada uno de los diseños seleccionados. En cada escenario generado por el programa se disminuía en un 20% uno de los diámetros de la red, para después correr dicho escenario bajo la suposición de flujo no permanente. Este valor fue utilizado porque, según Butler & Davies (2004), es el mayor porcentaje de acumulación de depósitos que se puede observar en una tubería, ya que el mismo esfuerzo cortante se encarga de erosionar los sedimentos cuando se tiene un porcentaje de ocupación superior.

Para este proyecto de investigación, como lo que se quería era tratar de relacionar los parámetros de confiabilidad con el riesgo de que en una red se presenten problemas de sobrecarga o inundación, se utilizaron principalmente los reportes acumulados, ya que un análisis de cada elemento de la red por independiente estaría influenciado por el hecho de que las condiciones que se dan en ciertas tuberías pueden tener un efecto sobre el comportamiento hidráulico de algunas de las que se encuentran aguas arriba (sin que esto quiera decir que éstas últimas son las culpables del mal funcionamiento de la red). Teniendo en cuenta lo anterior, se realizaron los siguientes análisis:

Comportamiento observado en cada red

Mediante este análisis se buscaba correlacionar el tiempo de residencia o la potencia unitaria de cada tubería de la red con los parámetros de operación que se obtenían al correr el programa. Se pudo observar que no existe una correlación importante entre el tiempo de residencia y el tiempo que duran sobrecargados los nodos de la red, comportamiento que también se encontró al analizar los demás parámetros de operación calculados por el programa.

Por otra parte, como se puede observar en la Figura 8 y la Figura 9, en el caso de la potencia unitaria, hay una tendencia más clara de que las tuberías que presentan un menor valor de este parámetro son las que generan mayores problemas de operación del sistema, es decir, un mayor número de horas en las que los nodos de la red se encuentran sobrecargados. Con todos los parámetros analizados se encontró que la mejor función que puede ser utilizada para describir dicho comportamiento corresponde a una de tipo potencial, y que además, éstas presentan un R^2 que varía entre 0.6 y 0.87.

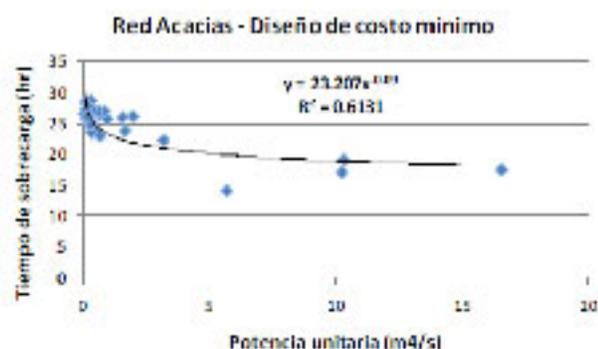


Figura 8.- Relación entre tiempo de sobrecarga y potencia unitaria para el diseño de menor costo de la red Acacias.

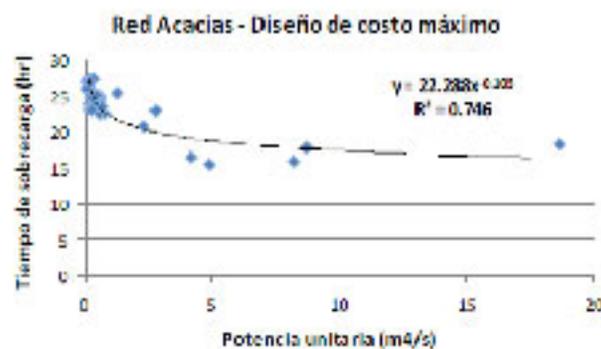


Figura 9.- Relación entre tiempo de sobrecarga y potencia unitaria para el diseño de mayor costo de la red Acacias.

Aunque estos valores son superiores a los obtenidos con el tiempo de residencia, como la mayoría de casos tienden a presentar un coeficiente más cercano al límite inferior (es decir a 0.6), se considera que si bien se demuestra que posiblemente existe una relación en el caso de la potencia unitaria, ésta no es lo suficientemente concluyente. Además, es importante tener en cuenta que los resultados obtenidos en este análisis están influenciados por el hecho de que en cualquier red de drenaje urbano existen algunas tuberías que tiene un papel de gran importancia dentro del comportamiento hidráulico de todo el sistema (por ejemplo, si se presenta una sobrecarga en las tuberías que se encuentran más cercanas al punto de descarga, dicho fenómeno puede empezar a presentarse en varias tuberías que se encuentran aguas arriba), por esto es necesario revisar en conjunto los resultados de otros análisis para poder concluir si existe una relación entre la potencia y la confiabilidad del sistema.

Comportamiento observado en cada tubería

Gracias al análisis realizado anteriormente se encontró que podía existir una relación entre los problemas de operación de una red y la potencia unitaria de cada una de sus tuberías; se realizó un análisis por cada tubería de la red, mediante el cual se comparaban los tiempos de residencia y potencias unitarias que éstas tenían en cada uno de los diseños probados con los efectos que se generaban cuando su diámetro era disminuido.

Se analizaron los datos obtenidos al correr el programa con los diseños correspondientes a la red La Pedrera; se observó que no es posible concluir en el caso del tiempo de residencia, en el cual exista una relación con los parámetros relacionados a los problemas de operación de la red. Por otra parte, se presentó una clara tendencia a que a medida que se disminuye la potencia unitaria de una tubería se aumentan los riesgos de que en el sistema se presenten sobrecargas e inundaciones. En la Tabla 1 se encuentra un resumen del número de tuberías de cada una de las redes probadas en las que se obtuvo un R^2 igual o superior a 0.75.

Tabla 1.- Número de tuberías en las que se observa una relación entre la potencia unitaria y los problemas de operación de las redes probadas.

Red	Número de tuberías con R^2 mayor a 0,75	Número de tuberías con R^2 menor a 0,75	Datos insuficientes
Teórica	22	8	1
Prado	25	8	7
Pedreira	20	9	6

Como se puede observar, el número de tuberías en las que se presenta una relación significativa con la potencia unitaria (así como los resultados obtenidos en los otros análisis) permite concluir que ésta puede servir como un parámetro adecuado para medir a priori la eficiencia de una red durante su etapa de operación.

Comportamiento observado en todas las redes

El objetivo de este análisis era unir todos los resultados que habían sido obtenidos al correr el programa, con el fin de determinar si el comportamiento descrito anteriormente es independiente de las características de cada diseño probado. Se observó que el tiempo total de residencia no tiene ningún tipo de relación con los problemas de sobrecarga e inundaciones que se generan en una red. En cambio, se puede concluir que a medida que se aumenta la potencia unitaria total de cualquier red, es posible generar una disminución de los riesgos de que el sistema se sobrecargue o genere inundaciones (todos los R^2 obtenidos tras realizar el análisis estadístico son superiores a 0.90).

Resultados obtenidos a partir del algoritmo de optimización

Teniendo en cuenta los resultados que fueron presentados anteriormente, la función de adaptabilidad del AG fue modificada para incluir la maximización de la potencia unitaria como un objetivo adicional. Los modelos de las redes con los valores de los diámetros y las pendientes de los mejores diseños obtenidos para cada una de las redes estudiadas fueron introducidos en EPASWMM. Al realizar el análisis bajo la condición de flujo uniforme y de flujo no permanente, se encontró todas las configuraciones cumplen con todas las restricciones de diseño, incluyendo la verificación de que no se presentan tuberías ni nodos sobrecargados durante el período de modelación.

Por otra parte, es importante mencionar que en la red Acacias no se observó una tendencia específica con respecto a las pendientes y diámetros de las tuberías (ver Figura 10 y Figura 11), lo cual puede deberse a que la inclusión del componente de la excavación dentro de los costos de construcción hace que se limite la tendencia a tener altas pendientes y diámetros pequeños para alcanzar una máxima potencia unitaria. En la red El Prado, se observó que las mayores pendientes y menores diámetros se encuentran cercanos a los nodos iniciales de la red (ver Figura 12 y Figura 13); sin embargo, no es una tendencia generalizada precisamente porque la función de adaptabilidad tiene en cuenta los costos de excavación, lo que implica una limitación frente a la reducción de los diámetros. Adicionalmente, se puede ver que la hidráulica de la red está altamente condicionada por la topografía del terreno, ya que los cambios drásticos que se presentan en la mayor parte de la red generan condiciones de flujo supercríticas (es decir, bajas profundidades y altas velocidades). Finalmente, en la red La Pedreira, al igual que en las otras dos redes, no se observa un patrón específico con respecto a las pendientes y diámetros (ver Figura 14 y Figura 15), a excepción de que las mayores pendientes se observan en puntos en donde se dan fuertes cambios topográficos.

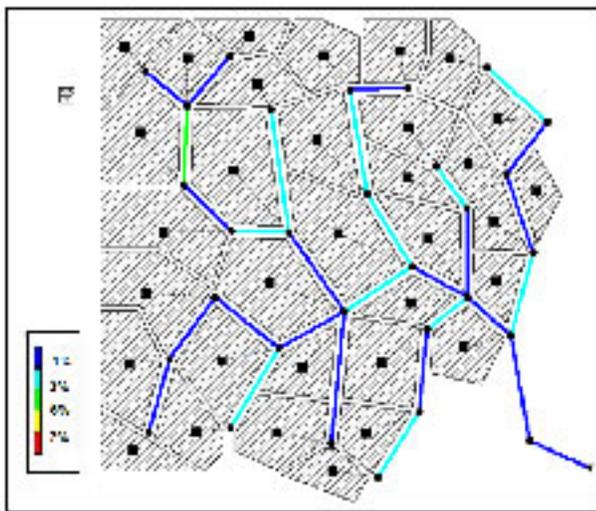


Figura 10.- Pendientes del mejor diseño obtenido para la red Acacias.

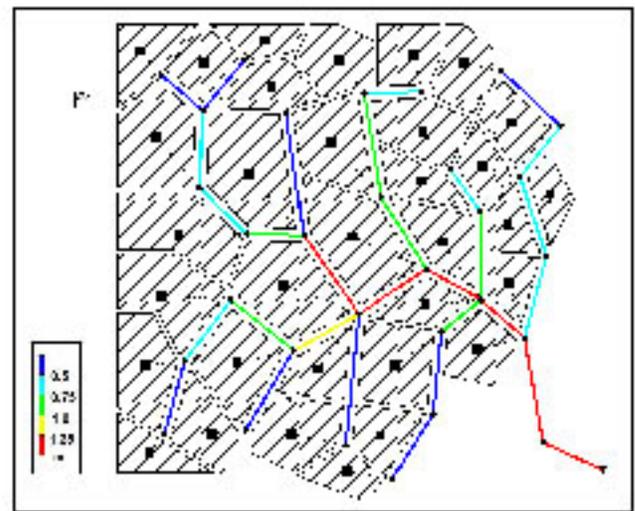


Figura 11.- Diámetros del mejor diseño obtenido para la red Acacias.

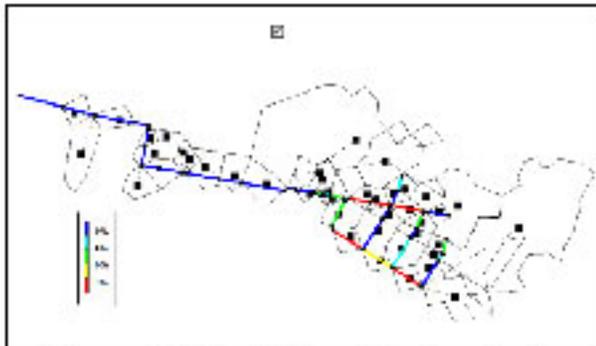


Figura 12.- Pendientes del mejor diseño obtenido para la red Prado.

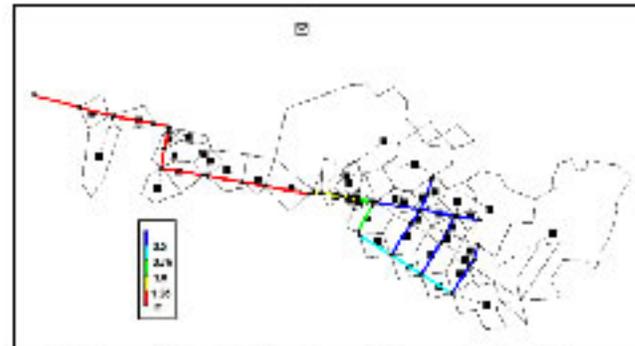


Figura 13.- Diámetros del mejor diseño obtenido para la red Prado.

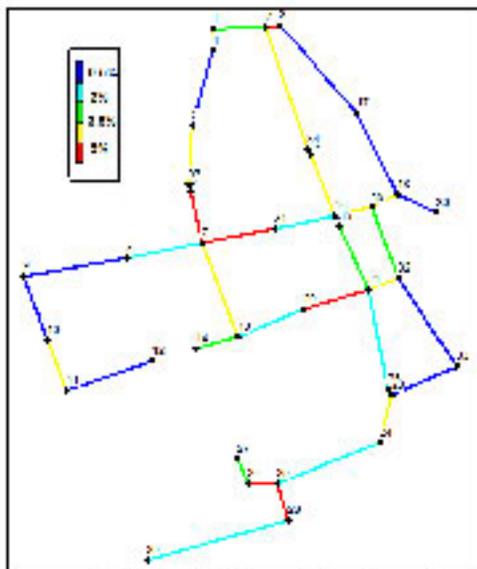


Figura 14.- Pendientes del mejor diseño obtenido para la red La Pedrera.

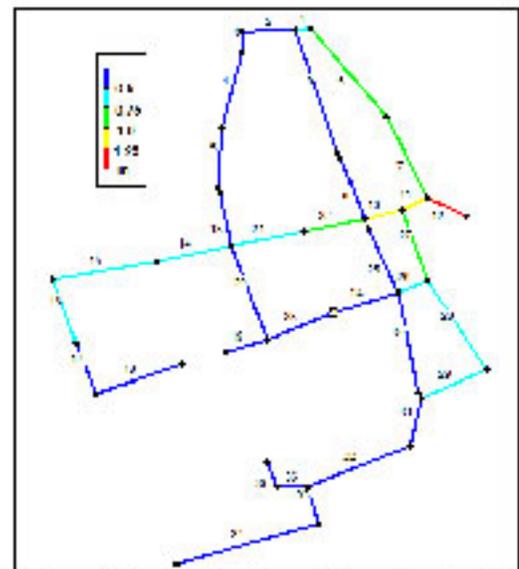


Figura 15.- Diámetros del mejor diseño obtenido para la red La Pedrera.

CONCLUSIONES

El diseño de redes de drenaje urbano tradicionalmente se realiza bajo la suposición de flujo uniforme, lo que implica no sólo la subestimación de fuerzas y comportamientos que se dan en la realidad, sino que cada componente del sistema es diseñado de forma independiente, sin tener en cuenta la influencia de las tuberías que se encuentran aguas arriba o aguas abajo.

Quienes han estudiado el tema de optimización de redes de drenaje urbano tradicionalmente se han enfocado en investigar cuales son las técnicas de optimización más versátiles, sin tener en cuenta consideraciones de tipo técnico, como por ejemplo, la visión en conjunto de toda la red o la relevancia de distintas actividades de construcción dentro del cálculo de costos. Adicionalmente, la mayoría de estudios sólo buscan minimizar los costos de las tuberías y se basan en redes de tamaños muy pequeños.

Por estas limitaciones, se desarrolló una nueva metodología de diseño que se planteó con base en análisis realizados a partir de datos obtenidos por otros programas que fueron implementados a lo largo de este proyecto de investigación. Éstos permitieron concluir que: (a) independientemente de si se tienen en cuenta o no los costos de excavación, no existe una relación evidente entre los costos constructivos y el tiempo de residencia o la potencia total disipada por el sistema; (b) el tiempo de residencia del agua no es un parámetro adecuado para medir la confiabilidad de la red diseñada; (c) la potencia total que disipa la red (calculada como la suma de las potencias unitarias de las tuberías) es un parámetro que está relacionado con los riesgos de que se presenten sobrecargas e inundaciones a lo largo del sistema, por lo que incluso bajo la suposición de flujo uniforme es posible calcular un parámetro que permite medir la confiabilidad de la red; (d) dado que minimizar el costo total de la red durante el proceso de diseño no asegura que se obtenga la mayor potencia, no se puede concluir que una optimización que se base sólo en costos constructivos permite generar las mejores redes en términos de la operación del sistema. Al tener en cuenta estos resultados, al igual que por la complejidad que conlleva la definición de una función que mida los costos de operación y mantenimiento de una red, se concluyó que es necesario utilizar un algoritmo de optimización que permita buscar el cumplimiento de ambos objetivos (al igual que en el caso de las redes de distribución de agua potable).

El algoritmo de optimización desarrollado como parte de este proyecto de investigación permite obtener diseños que cumplen con los objetivos de minimización de costos constructivos y maximización de la potencia total disipada por el sistema. Adicionalmente, las redes que genera cumplen con todas las restricciones impuestas según las normas del Reglamento Técnico Normativo del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS; normatividad en Colombia), y en especial asegura que no se presenten sobrecargas en el sistema (es decir que realiza un análisis global del comportamiento hidráulico de la red). La metodología de diseño desarrollada en este proyecto de investigación permite generar redes que presentan menores riesgos de sobrecargas e inundaciones. De esta manera se generan beneficios para quien construye el sistema, al igual que para la sociedad en general (gracias a las disminuciones de los impactos ambientales y socioeconómicos que genera la inundación de una red de alcantarillado).

REFERENCIAS

Bennis, S., Bengassem, J., & Lamarre, P. (2003). "Hydraulic performance index of a sewer network". *Journal of hydraulic engineering*, Vol. 129, No. 7, pp. 504-510.

- Butler, D., & Davies, J. (2004). *System components and layout. En Urban Drainage*. Second Edition pp. 119-129. New York, NY: Spon Press.
- Butler, D., May, R., & Ackers, J. (2003). "Self-Cleansing sewer design based on sediment transport principles". *Journal of Hydraulic Engineering*, pp. 276-282.
- Devi Prasad, T., & Tanyimboh, T. (2008). "Entropy based design of Anytown water distribution network". *Proceedings of the 10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference WDSA 2008*, pp. 450 - 461. Kruger National Park, South Africa.
- Elimam, A., & Charalambous, C. (1990). "Heuristic design of sewers". *Journal of Environmental Engineering*, pp. 1181-1199.
- Esen, I. (1993). "Design of sewers based on minimum velocity". *Journal of Environmental Engineering*, p.p. 591-594.
- Fu, G., Butler, D., & Khu, S.-T. (2008). "Multiple objective optimal control of integrated wastewater systems". *Environmental Modelling & Software*, Vol. 23, pp. 225-234.
- Guo, Y., Godfrey, W., & Savic, D. (2008). "Optimal design of storm sewer networks: Past, present and future". *11th International Conference on Urban Drainage*, pp. 1-10. Edinburgh, Scotland.
- Herstein, L. H., Filion, R. H., & Hall, K. R. (2008). "Water distribution system design and environmental impact: balancing local interest with broader regional concerns". *Proceedings of the 10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference WDSA 2008*, pp. 254-265. Kruger National Park, South Africa.
- Mays, L., & Tung, Y.-K. (1992). *Single objective vs multipleobjective optimization. En Hydrosystems engineering and management* pp. 15-16. Boston, Massachusetts: Mac-GrawHill.
- Navarro, I. (2009). "Diseño optimizado de redes de drenaje urbano". Bogotá, Colombia: *Proyecto de Grado de la Universidad de los Andes*.
- Ota, J., & Nalluri, C. (2003). "Urban storm water design: approach in consideration of sediments". *Journal of Hydraulic Engineering*, pp.291-297.
- Raad, D. N., Sinske, A., & van Vuuren, J. H. (2008). "Jumping genes for water distribution system optimization". *Proceedings of the 10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference WDSA 2008*, pp. 437-449. Kruger National Park, South Africa.
- Saldarriaga, J. (2008). "Cobertura del servicio de alcantarillado en Latinoamérica". Bogotá, Colombia: *Diapositivas de clase: Sistemas de drenaje urbano*.
- Sánchez Silva, M. (2005). *Optimización en ingeniería. En Introducción a la confiabilidad y evaluación de riesgos. Teoría y aplicaciones en ingeniería*, pp. 349 - 391. Bogotá, Colombia: Ediciones Uniandes.
- Swamee, P. (2001). "Design of sewer line". *Journal of Environmental Engineering*, pp. 776-781.
- Todini, E. (2000). "Looped water distribution network design using a resilience index based heuristic approach". *Urban Water*, pp. 115-122.
- Vega, C. (2007). "Calibración de redes de distribución de agua potable con métodos de inteligencia artificial". Bogotá, Colombia: *Proyecto de Grado de la Universidad de los Andes*.
- Walters, G., & Pereira, D. (1990). "Optimal design of parallel storm and foul sewer systems". *Water Resources Research*, pp. 191-198.
- Weng, H.-T., Liaw, S.-L., & Huang, W. C. (2004). "Establishing an optimization model for sewer system layout with applied genetic algorithm". *Environmental informatics archive*, pp. 781-790.