

**TESIS
MAESTRIA INGENIERÍA CIVIL**

**MODELO DE OPTIMIZACIÓN MULTIOBJETIVO PARA EL DISEÑO DE
REDES DE DRENAJE URBANO**

**PRESENTADO POR:
ANDRÉS FELIPE AGUILAR SUÁREZ**

**ASESOR:
JUAN GUILLERMO SALDARRIAGA VALDERRAMA**
*Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados - CIACUA, Departamento de
Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia*



**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
BOGOTÁ D.C
DICIEMBRE 2019**



AGRADECIMIENTOS

A Dios,
a mi familia por su apoyo sin condiciones a lo largo de toda mi vida,
a mi asesor Juan Saldarriaga por siempre ayudarme y guiarme durante el desarrollo de este proyecto,
a Daniel Duque y Natalia Duque, por sus enseñanzas y guía que me permitieron culminar este trabajo y contribuir a mi formación profesional y personal,

Gracias.



Contenido

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	6
1.1 Introducción	6
1.2 Objetivos	8
1.2.1. Objetivo General	8
1.2.2. Objetivo Específicos.....	8
2. ANTECEDENTES Y REVISIÓN DE LITERATURA	9
3. MARCO TEÓRICO	10
3.1. Redes de drenaje urbano	10
3.1.1. Tipos de sistemas de alcantarillados	11
3.1.2. Componentes de una red de drenaje urbano:	12
3.1.3. Problemas usuales en el sistema de drenaje urbano:	13
3.1.4. Servicio de acueducto y alcantarillado en Colombia:	14
3.2 Generalidades del diseño optimizado de alcantarillados:	15
3.2.1. Supuestos del trazado:	16
3.2.2. Supuestos del diseño hidráulico:.....	16
3.2.3. Restricciones hidráulicas:	17
3.3 Metodología para el diseño optimizado de redes de alcantarillado:	19
3.3.1 Selección de Trazado.....	20
3.3.2 Diseño Hidráulico:	21
3.3.3 Función de Costo:.....	21
3.4 Eficiencia de Pareto:	22
4. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	23
4.1 Problema de estimación de los costos para la Frontera de Pareto:	24
4.1.1 Estimación de los costos en la selección de trazado según Aguilar (2016):.....	24
4.1.2 Estimación de los costos en la selección de trazado según Zambrano (2018):.....	27
5. METODOLOGIA	28
5.1 Diseño Hidráulico con Cámaras de Caída:	28
5.2 Ecuación de costo:	30



5.2.1	Ecuación: Maurer (2012).....	31
5.3	Estimación de Confiabilidad:	31
5.3.1	Índice de confiabilidad propuesto por Haghghi & Bakshipour (2016):	32
5.3.2	Índice de confiabilidad propuesto Aguilar (2019):	32
5.4	Construcción de la Frontera de Pareto:	33
5.5	Estrategia para reducir tiempos y recursos computacionales:	38
6.	RESULTADOS:	40
6.1	Cedritos 1:	40
6.1.1	Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de Zambrano (2018)	41
6.1.2	Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de Zambrano (2018) 41	
6.1.3	Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016).....	42
6.1.4	Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016).....	43
6.2	Esmeralda:	44
6.2.1	Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de Zambrano (2018)	44
6.2.2	Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de Zambrano (2018) 45	
6.2.3	Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016).....	45
6.2.4	Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016).....	46
6.3	Tumaco – Sector 2:	47
6.3.1	Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de Zambrano (2018)	47
6.3.2	Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de Zambrano (2018) 48	
6.3.3	Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016).....	49
6.3.4	Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016).....	49



6.4	Convergencia del ponderador alfa del algoritmo NISE:	50
7.	ANALISIS DE RESULTADOS	51
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	53
9.	BIBLIOGRAFIA:	54



1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 Introducción

El diseño de redes de drenaje urbano es un problema que requiere de tener en cuenta una gran cantidad de variables que describen el comportamiento de la red y el cumplimiento de restricciones hidráulicas que permitan el correcto funcionamiento del sistema. Por tal motivo, es necesario abordar el problema en dos etapas: Selección de trazado y diseño hidráulico.

En la selección de trazado se tiene como objetivo definir la dirección, tipo (Inicio o continua) y caudal que transita por cada tubería, teniendo como parámetros la topología de la red y los caudales de entrada a cada uno de los pozos. De esta manera, se debe conservar la masa y todo el agua que entra por los pozos de inspección debe fluir hacia un punto de descarga definido previamente. Tradicionalmente, en la práctica este problema se soluciona empíricamente y según el criterio del ingeniero, es decir, la dirección y el caudal de las tuberías se determina de tal manera que el agua fluya a favor de la pendiente del terreno, bajo el principio que los volúmenes de excavación y por ende los costos de construcción van a resultar mucho menores si se tienen demasiados tramos en contra pendiente.

Posteriormente, en el diseño hidráulico se pretende seleccionar el diámetro y la profundidad de excavación de cada una de las tuberías que componen la red. Sujeto a restricciones hidráulicas proporcionadas por el reglamento técnico que se aplique. Comúnmente, los ingenieros civiles diseñan este tipo de redes de una manera iterativa verificando que se cumplan las especificaciones dadas ante la prueba de los diferentes diámetros comerciales disponibles.

En los países en vías de desarrollo no solo es indispensable proporcionar el servicio de alcantarillado a la mayor cantidad de población posible, sino que a la vez se deben construir las redes con el menor costo posible. Por tal motivo, en la literatura es posible encontrar diferentes metodologías, tanto heurísticas como exhaustivas, que tratan de encontrar un diseño con un costo mínimo.

En este trabajo se pretende trabajar con la metodología para el diseño optimizado de redes de drenaje urbano propuesta por Duque (2015), la cual aborda el problema de la selección del trazado mediante un modelo de Programación Entera Mixta (MIP en inglés) y



consecuentemente mediante Programación Dinámica y el algoritmo de ruta más corta Bellman-Ford resuelve el problema del diseño hidráulico.

Por otra parte, a la hora de diseñar una red de alcantarillado al igual que minimizar el costo de construcción es importante maximizar su confiabilidad, en otras palabras, se debe velar para que en caso del daño u obstrucción de una tubería resulte la menor cantidad de población o área afectada aguas arriba de la zona crítica. Para garantizar esta confiabilidad normalmente se tienen restricciones de autolimpieza para el modelo de diseño hidráulico, es decir, el flujo debe tener una velocidad mínima que permita garantizar un esfuerzo cortante que evite la sedimentación y la obstrucción en las tuberías. Sin embargo, Haghighi & Bakhshipour (2016) sugiere que la confiabilidad puede considerarse desde la definición del trazado al calcular los caudales de diseño de las tuberías y de esta manera distribuir el agua de tal manera que se cumpla con la premisa del concepto.

De este modo, en este trabajo se quiere proponer una metodología multiobjetivo que simultáneamente permita optimizar los costos de construcción de la red y la confiabilidad, destacando que es un problema que debe ser abordado desde la selección misma del trazado de la red, y por tal motivo va a ser posible determinar diferentes escenarios en los que se pueda construir una frontera de Pareto, con un algoritmo de ponderación de funciones objetivo (NISE en inglés) propuesto por Medrano et al. (2015). Esta frontera tendrá como ejes fundamentales el costo del diseño hidráulico y la confiabilidad de la red en cuestión.

Para poner a prueba esta metodología se aplica en tres casos de estudio, para cada uno de los cuales se proponen varias fronteras de Pareto, las cuales se diferencian en el criterio (Función objetivo) utilizado para minimizar los costos desde el modelo de selección de trazado y la función de costo del diseño hidráulico.



1.2 Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Implementar una metodología de optimización multiobjetivo que permita diseñar redes de drenaje urbano, donde sea posible minimizar el costo de construcción y maximizar la confiabilidad del sistema simultáneamente, y de esta manera construir una frontera de Pareto para cada uno de los casos de estudio y bajo diferentes escenarios planteados.

1.2.2. Objetivo Específicos

- Realizar una búsqueda bibliográfica que permita encontrar criterios e índices que permitan calcular la confiabilidad de una red de drenaje urbano.
- Implementar el modelo de selección de trazado propuesto por Duque (2015) en Gurobi-Python.
- Evaluar la viabilidad de los criterios para minimizar los costos de construcción de una red desde la selección de trazado propuestos por Zambrano (2018) y Aguilar (2016).
- Implementar la metodología “Non-Inferior Set Estimation” (NISE) con el fin de construir una frontera de Pareto entre el costo de construcción y la confiabilidad de una red.
- Validar la metodología propuesta en el presente trabajo con varios casos de estudio usados tradicionalmente en las investigaciones del CIACUA.
- Realizar un análisis de sensibilidad de la metodología en la que se implementen los diferentes casos de estudio con cada uno de los criterios de minimización de costo y de confiabilidad, y de este modo construir una frontera de Pareto para cada escenario.
- Ampliar el espacio de solución del diseño hidráulico creando un módulo que permita diseñar cámaras de caída y de esta manera tener redes de alcantarillado en terrenos de alta pendiente.



2. ANTECEDENTES Y REVISIÓN DE LITERATURA

En el Centro de Investigaciones de Acueductos y Alcantarillados de la Universidad de los Andes (CIACUA) se han desarrollado diferentes trabajos de investigación referente a la optimización del diseño de alcantarillados, que intentan dar una solución factible al problema desde diferentes puntos de vista tanto hidráulicos como económicos. Sin embargo, la mayoría de trabajos se ha enfocado en el diseño hidráulico, siempre asumiendo un trazado dado.

Inicialmente, (López Sabogal, 2011) plantea una metodología que involucra aspectos económicos y técnicos, garantizando el cumplimiento de las restricciones hidráulicas con costos de construcción bajos, por lo que plantea el desarrollo de los conceptos de potencia unitaria, que es un índice de confiabilidad que ayuda al sistema a reducir las probabilidades de que se presente algún problema que afecte a la infraestructura, o a la comunidad circundante (López Sabogal, 2011), y el de pendiente lógica que se refiere a la discretización de la pendiente en múltiplos de 0.001, y se le atribuye esta característica a aquella pendiente que permite que el valor del diámetro de la tubería se reduzca al inmediatamente anterior variando su relación de llenado (López Sabogal, 2011). Teniendo en cuenta esto concluye que existe una relación inversa entre los costos de la red y la potencia unitaria, la discretización de la pendiente permite un mejor manejo de los recursos computacionales y que para obtener el diseño optimizado de la red se debe maximizar la potencia unitaria.

Posteriormente, (Copete Rivera, 2012) continuando con la metodología de (López Sabogal, 2011) diseñó un gran número de redes verificando que se cumplieran todos los requerimientos exigidos por el RAS, y así establecer relaciones entre los costos constructivos y los criterios de confiabilidad como el de la potencia unitaria. De esta manera, se pudo confirmar que los costos mínimos se dan cuando se maximiza la potencia unitaria de la red.

Por otro lado, alrededor del mundo se han realizado investigaciones que están más relacionadas con lo propuesto por (Duque, 2015). Por ejemplo, (Li y Mathew, 1990) utilizan modelos de programación no lineal (PNL) con el fin de determinar los factores topográficos como flujo, diámetros y pendientes de las tuberías de la red. En este planteamiento los autores dividen el problema en dos etapas. La primera corresponde a la optimización de los diámetros y pendientes de las tuberías, junto a la ubicación de las estaciones de bombeo, si aplica el caso. En segunda instancia, se mantienen todas las variables constantes y se modifica gradualmente la tasa de flujo y así se busca tuberías que minimicen la función objetivo que depende de la velocidad de flujo, la cota de corona de las tuberías y la presencia de estaciones de bombeo, a través de una búsqueda utilizando el algoritmo de ruta más corta de Dijkstra.



Sin embargo, el método que más se ha desarrollado y popularizado por muchos autores son los Algoritmos Genéticos (AG). Por ejemplo (Haghighi A. y Bakhshipour A., 2012) utilizan estos algoritmos para el diseño hidráulico, donde determinan los diámetros de las tuberías y las cotas de excavación. Además, se han combinado diferentes metodologías con los AG como (Cisty M., 2010) que propone una alternativa que utiliza AG y programación lineal, (Pan y Kao, 2009) combinan los AG con programación cuadrática. También se han utilizado otras metodologías heurísticas para el diseño optimizado de alcantarillados como el algoritmo de colonia de hormigas (Afshar 2010, Moeini & Afshar 2012, Moeini & Afshar 2017), recocido simulado y búsqueda Tabú (Yeh et al. 2011, Yeh et al. 2013, Haghighi & Bakhshipour 2015).

3. MARCO TEÓRICO

3.1. Redes de drenaje urbano

La existencia de sistemas de alcantarillado es fundamental para que la evolución y el desarrollo de una sociedad se dé en una interacción beneficiosa entre el ser humano y el ciclo del agua, es decir, el objetivo de estas redes se resume en dar un correcto manejo a los dos tipos de aguas: residuales y pluviales, con el fin de minimizar los problemas causados a los seres humanos y al medio ambiente (Butler & Davies, 2011). De esta manera, resulta necesario buscar metodologías que permitan determinar diseños ejecutables en los que se minimicen los costos de construcción y que cumplan con los requisitos hidráulicos establecidos.

Para llevar a cabo lo anterior es necesario entender cómo funciona un sistema de drenaje urbano convencional y como es su interacción con el ciclo del agua. Normalmente esta interacción se da de dos maneras. En primer lugar, el ser humano se vale del ciclo del agua para abastecerse y realizar sus actividades y en segundo lugar esta interacción se da en un sentido contrario a través de las precipitaciones y escorrentías que van a dar a las redes de alcantarillado.

Ahora, las aguas residuales y pluviales surgen como consecuencia de las interacciones nombradas anteriormente. Las aguas residuales, también llamadas aguas servidas, se caracterizan porque ya han sido utilizadas como recurso para abastecer las actividades vitales y productivas de los seres humanos, por lo tanto, dentro de su composición contienen diversos materiales sólidos de diversos tamaños, y por lo tanto el alcantarillado debe tener la capacidad de conducirlos hasta el punto de descarga. Por su parte, el agua pluvial se refiere



básicamente a aquella proveniente de la precipitación sobre el área de interés, y que resulta un fenómeno natural dentro del ciclo del agua. Sin embargo, sino se tienen presupuestadas de manera correcta en el diseño para ser evacuadas, pueden causar problemas de inundaciones y salud pública.

3.1.1. Tipos de sistemas de alcantarillados

En el drenaje urbano existen tres tipos de sistema: El combinado, el Separado y el Híbrido, siendo importante esta diferenciación debido a que según el tipo de sistema que se vaya a diseñar los requerimientos pueden variar.

El primero de estos se caracteriza por transportar tanto las aguas residuales como las lluvias por la misma tubería, siendo el destino final de estas la planta de tratamiento. En las épocas secas del año, por la tubería combinada solamente fluirán las aguas residuales, pero una vez empieza la época invernal las aguas lluvias dominarán el flujo generado. Por esta razón, es evidente que no es factible económicamente dimensionar una tubería que tenga la capacidad total requerida en toda la longitud de esta dado que la mayoría del tiempo solo fluirá una pequeña proporción del caudal para el cual fue diseñada (Salcedo, 2012).

El sistema separado de drenaje urbano se caracteriza porque transporta las aguas residuales y las aguas lluvias en tuberías diferentes, pero que suelen ir en paralelo. En este tipo de sistema se diseña una tubería que transporte el flujo máximo de aguas residuales que deberá ser entregado a la planta de tratamiento, mientras que en el caso de aguas lluvias, nuevamente, se va a tener una tubería de mayor tamaño que puede ser descargada en cualquier punto que sea conveniente del cuerpo receptor (Butler & Davies, 2011). La principal desventaja de este sistema corresponde al aumento en los costos al instalar otra tubería, ya que a pesar que el conducto de aguas residuales será más pequeño que el de aguas lluvias, y que ambas se instalen en paralelo utilizando la misma zanja, este sistema resultará más costoso que el combinado.

Finalmente, los sistemas híbridos o mixtos se caracterizan por ser una mezcla entre sistemas combinados y separados. Estos sistemas buscan tener redes separadas cuando haya cuerpos de agua que sirvan para el vertimiento de las aguas lluvias, y que por otro lado permitan el paso de las aguas residuales provenientes de la urbanización hacia las plantas de tratamiento.



3.1.2. Componentes de una red de drenaje urbano:

Independiente del lugar y el tipo de sistema de alcantarillado que se quiera construir, una red de drenaje urbano generalmente siempre debe tener los siguientes componentes que se describen a continuación (Salcedo, 2012):

- *Sumideros, Canaletas y Bajantes:*

El principal objetivo de estas estructuras es la recolección de los líquidos y fluidos que viajan por la superficie, como las aguas lluvias. Los sumideros, ubicados en los bordes de los andenes, se encargan de captar la escorrentía y transportarla hacia las tuberías de la red. En cambio, las canaletas y bajantes son elementos complementarios entre si y tienen el propósito también de captar aguas lluvias de los tejados de las edificaciones para transportarlas hacia el sistema de alcantarillado de la ciudad.

- *Tuberías:*

Son las estructuras cuyo principal objetivo es transportar el agua que entra a la red de drenaje urbano. Por lo tanto, significa que ocupan el mayor porcentaje del área de la red de alcantarillado.

- *Cámaras de Inspección:*

Estas estructuras permiten el acceso del personal especializado a la red de drenaje para realización de labores de mantenimiento e inspección. También su principal uso es a nivel hidráulico, pues permite el cambio de dirección del flujo, cambios de diámetro entre dos tuberías y conexión con otras redes.

- *Cámaras de Caída:*

En caso que el flujo llegue a la cámara de inspección con mucha energía, la estructura se encarga de disipar el exceso de esta con el fin de proteger la infraestructura del sistema. Además, permiten la conexión entre tuberías que se encuentren en cotas muy diferentes.

- *Aliviaderos:*

Se encargan de evacuar las aguas cuando estas sobrepasan un determinado nivel con el fin de reducir los costos de conducción. El tipo de aguas que evacua este elemento va a depender del tipo de sistema que se tenga.



- *Sifones Invertidos:*

Son estructuras cuyo principal propósito es sobrepasar obstáculos en el trazado de la red cuando estos son inevitables. Su funcionamiento se basa en la presurización de las tuberías.

- *Sistemas de Almacenamiento Temporal:*

Se encargan de retener el agua con el propósito de disminuir los picos de caudal y de contaminación que se presentan cuando ocurre un evento de lluvia. De este modo, su función se resume en homogenizar el caudal y la concentración de los contaminantes del agua.

- *Canales Abiertos:*

Su función principal es la de conducir aguas lluvias provenientes de las vías y andenes.

- *Estructura de Disipación de Energía:*

Se encuentran ubicadas en los puntos de donde se entrega el agua, y se encargan de disipar energía para que el flujo pase de ser supercrítico a ser subcrítico.

3.1.3. Problemas usuales en el sistema de drenaje urbano:

Las fallas y problemas en la estructura de una red de alcantarillado resultan normales debido a la exposición química y física que tiene las tuberías y otros componentes del sistema a los contaminantes y otros fenómenos externos durante su larga vida útil. Los inconvenientes más comunes están relacionados con defectos constructivos como malas conexiones entre tuberías que pueden llevar a fugas, grietas y facturas que deterioran rápidamente el sistema de drenaje. También, se debe tener en cuenta que inadecuadas técnicas de impermeabilización son causantes de infiltraciones o exfiltraciones que pueden llevar a la contaminación de las aguas subterráneas.

A nivel interno, las causas de las fallas pueden ser estar relacionadas con el tamaño y el material de las tuberías, es decir, hay materiales que debido a su composición resultan más reactivos debido a los contaminantes del agua, lo que los hace más propensos a los procesos de oxidación y corrosión. Además, el tiempo que lleva en uso la red puede ser causa del colapso del sistema. Otra posibilidad para que se dé un daño en la red se puede dar por el taponamiento de grasas y sedimentación de partículas que disminuyen la capacidad hidráulica. Sin embargo, las anteriores fallas siempre se pueden evitar con un cuidado y mantenimiento riguroso (Torres Dueñas, 2013).



Las fallas externas, se derivan de la intrusión de raíces de plantas a las tuberías que disminuyen su sección transversal y por lo tanto la capacidad de mover un caudal. Y también está asociado los daños por actividad sísmica o la inestabilidad del terreno que provocan afectación en la estructura.

Debido a las causas nombradas anteriormente se puede deducir que hay una disminución de la capacidad hidráulica de las tuberías, y adicionalmente hay un aumento en la tasa de infiltración en los sistemas que lleva a que se produzcan sobrecargas en las tuberías que sobrepasan el caudal para el que fue diseñada la tubería. De esta manera, la sobrecarga es un proceso en el que la tubería se presuriza y en ciertos momentos puede ser causante del rebosamiento de las cámaras de inspección, que posteriormente puede llevar a inundaciones.



Figura 1 Funcionamiento de un pozo cuando existe una obstrucción aguas abajo

3.1.4. Servicio de acueducto y alcantarillado en Colombia:

En la actualidad, la prestación del servicio de acueducto y alcantarillado en todos los municipios de Colombia es una cuenta que no se ha podido saldar, debido a diferentes factores económicos, sociales y políticos que no han permitido que se cumpla con este objetivo. Según datos del 2015, la cobertura urbana de estos servicios alcanza el 97% para el acueducto y el 92% para el alcantarillado, siendo las metas propuestas de 99% y 97% respectivamente. Por otro lado, en el área rural el nivel de cobertura es del 72% en el acueducto y del 69% para el alcantarillado, muy lejana a la meta propuesta del 81% y el 75%. De este modo, es posible deducir que todavía es necesario emprender una inversión y esfuerzos para compensar el déficit que se tiene en esta materia (Salinas, 2015).



Ahora, a lo que se refiere netamente al servicio de alcantarillado, el indicador del tratamiento de aguas residuales es preocupante en todo el país, por lo que es un ítem que requiere una gran inversión y gestión hacia el futuro. En la actualidad, solo el 25% de las aguas que se vierten a los cuerpos receptores son tratados, lo que conlleva una gran afectación ambiental al liberar toda la carga contaminante, y luego se presenta un aumento en los costos acueductos que captan el agua de estas fuentes. Exactamente el 30% de los municipios en Colombia cuentan con sistemas de tratamiento de aguas residuales, concentrados en zonas de más de 10 mil habitantes. Así, en los centros urbanos se trata cerca del 41% de las aguas residuales (Salinas, 2015).

3.2 Generalidades del diseño optimizado de alcantarillados:

El diseño de alcantarillados es un problema complejo que debe ser resuelto en dos etapas: la selección del trazado y el diseño hidráulico. Esto debido a que la gran cantidad de variables que se deben determinar y el que carácter de las mismas es muy diferente en cada uno de los problemas. Además, el hecho de solucionar el problema en una sola sección puede implicar un alto costo computacional.

En la selección del trazado se define el recorrido del agua en la red, es decir, se determina el sentido de las tuberías, el tipo de las tuberías y los caudales de diseño correspondientes para cada una de los conductos. Para dicho proceso es necesario tener como parámetros de entrada la topología de la red, la cual permite tener una descripción del relieve del terreno, las conexiones entre pozos, que indican las posibles configuraciones que pueden tener las tuberías entre pozos, y los caudales sanitarios por cada uno de los pozos, que representan las entradas externas a la red y van a definir los caudales de diseño para cada una de las tuberías.

Luego de obtener los resultados de la selección del trazado que sirven como parámetro para la etapa de diseño hidráulico, donde se define los diámetros, pendientes y profundidades de excavación de las tuberías en cada uno de los tramos de la red de interés, siempre cumpliendo con las restricciones hidráulicas impuestas por la reglamentación de cada país. De esta manera, al final se obtiene un sistema de drenaje capaz de captar las descargas de aguas residuales de un área de influencia, y llevarlas hasta un punto de descarga previamente determinado.



	Selección de trazado	Diseño hidráulico
Input	<ul style="list-style-type: none"> • Topografía de la red • Conexiones entre pozos • Caudales de entrada 	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de tuberías (Inicio o continua) • Sentido de las tuberías • Caudales de diseño
Output	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de tuberías (Inicio o continua) • Sentido de las tuberías • Caudales de diseño 	<ul style="list-style-type: none"> • Diámetros • Pendientes de las tuberías • Profundidades de excavación

3.2.1. Supuestos del trazado:

- Con el fin de que haya una cobertura total y que se preste el servicio de alcantarillado a cada una de las edificaciones que se encuentren dentro del área de influencia de la red es necesario la instalación de una tubería por cada calle.
- En cada intersección de tuberías hay un pozo de inspección, debido a que en las conexiones entre conductos es necesario un cambio de pendiente, diámetro o de dirección del flujo.
- La red de drenaje capta toda el agua que es descargada en las cámaras de inspección, y debe ser llevada hasta un punto de descarga que es determinado previamente por el diseñador.
- Se asume que el agua residual que entra a la red lo hace por cada uno de los pozos de inspección, donde se distribuye a cada una de las tuberías dispuestas en el sistema.

3.2.2. Supuestos del diseño hidráulico:

En la naturaleza, los flujos pueden clasificarse según dos criterios: Su variación en el espacio siendo éste variado o uniforme, y su variación en el tiempo siendo éste permanente o no permanente. Al combinar las condiciones previamente mencionadas se da origen a 3 tipos de flujo: Flujo Uniforme – Permanente, Flujo Uniforme - No Permanente, Flujo Variado – Permanente y Flujo Variado – No Permanente (Saldarriaga, 2014). Generalmente, a la hora



de diseñar sistemas de drenaje urbano se plantea bajo las condiciones del Flujo Uniforme, ya que este no cambia sus condiciones en tiempo ni en espacio, siendo que esto es un supuesto adecuado ya que asume que el nivel de agua es constante en toda la longitud de la tubería y permite tener una mayor precisión al momento de realizar cálculos y estimaciones de caudal. En otras palabras, en condiciones de flujo uniforme las pendientes de energía (S_f), lámina de agua (S_w) y el canal (S_0) son siempre iguales a lo largo de todo el espacio y tiempo.

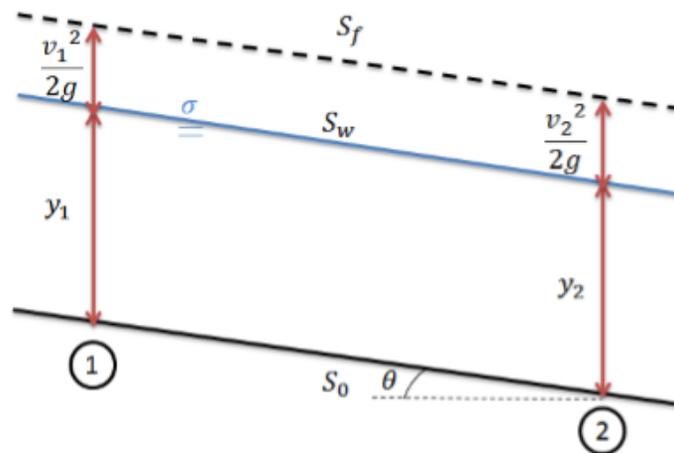


Figura 2 Condiciones de un flujo uniforme

3.2.3. Restricciones hidráulicas:

Para que haya un correcto funcionamiento del sistema de alcantarillado, el Reglamento Técnico del Sector de Saneamiento Básico y Agua Potable – RAS 2000 establece algunas restricciones de diseño. En esa sección se describe algunas de las recomendaciones que se deben tener en cuenta a la hora de establecer el diseño de la red (Salcedo, 2012).

- Diámetro Interno Real Mínimo:

Se define un diámetro interno real mínimo con el fin de prevenir la obstrucción de las tuberías causada por entrada objetos de gran tamaño. Para las tuberías que transportan aguas residuales el diámetro interno real mínimo es de 200 mm, y para las tuberías que transportan aguas lluvias este diámetro es de 250 mm ya que hay mayor riesgo que entren objetos que obstruyan la red.

- Velocidad Mínima:



Para un alcantarillado sanitario, esta velocidad mínima debe ser de 0.6 m/s, mientras que para sistemas pluviales esta debe ser de 0.75 m/s. Se define con el fin de evitar la sedimentación de partículas en el fondo de las tuberías que obstruyan el paso del agua y que disminuya la capacidad hidráulica de la red, además para que en las tuberías se dé el proceso de auto limpieza.

- Esfuerzo Cortante Mínimo:

Para el caso de aguas residuales, este esfuerzo cortante debe ser de 1.5 Pa, y de 2.0 Pa para aguas lluvias. Está relacionado directamente con el proceso de auto limpieza de las tuberías pues garantiza la remoción de las partículas sedimentadas en la superficie.

- Velocidad Máxima:

Con el fin de proteger las paredes internas de las tuberías se debe garantizar una velocidad máxima del agua transportada, y esta depende fundamentalmente del material de la red. Sin embargo, como valor promedio limite se es de 5 m/s, pero para materiales lisos como el PVC este es de 10 m/s.

- Pendiente Mínima y Máxima:

Los límites de las pendientes están en función directamente de las velocidades permitidas. De esta manera, la pendiente máxima corresponderá a aquella con la que se presente la velocidad máxima, y de la misma manera sucede con la velocidad mínima, todo con el fin de garantizar las condiciones de auto limpieza.

- Relación de Llenado Máxima:

Se debe garantizar la existencia de un flujo de aire en la superficie de la tubería con el fin de que no exista sobrecarga ni presurización. Para esto el RAS 2000 recomienda que la relación de llenado máxima se encuentre en el intervalo de 70% a 85% (Copete Rivera, 2012). De este modo, la relación de llenado debe ser dependiente del diámetro de la tubería.

Relación de llenado máxima	Diámetro (m)
70%	0.2 - 0.5
80%	0.5 - 1.0
85%	> 1.0

- Profundidad de la Cota Clave de la Tubería:



El RAS 2000 sugiere que la cota clave de las tuberías se encuentren mínimo a 0.75 metros cuando este se encuentre en zonas verdes o en vías peatonales, y que se encuentren mínimo a 1.20 metros cuando este se encuentre bajo vías vehiculares. Esto con el fin de brindar protección a los conductos, y favorecer el drenaje por gravedad.

- Profundidad Máxima a la Cota Clave:

El RAS 2000 recomienda que la profundidad máxima a la cota clave sea de 5 metros. Esta profundidad puede ser mayor siempre y cuando se garanticen las condiciones geotécnicas para este fin.

3.3 Metodología para el diseño optimizado de redes de alcantarillado:

Para el problema de diseñar un alcantarillado desde su trazado hasta su topología, Duque (2015) propone una metodología exhaustiva en el que al igual que estudios realizados previamente, intenta solucionar esta situación a través de la división del proceso en dos etapas: La selección del trazado y el diseño hidráulico. En donde siempre se garantiza que la solución proporcionada cumple con los requisitos y recomendaciones dadas por el RAS 2000, y enunciadas en la sección 3.2.

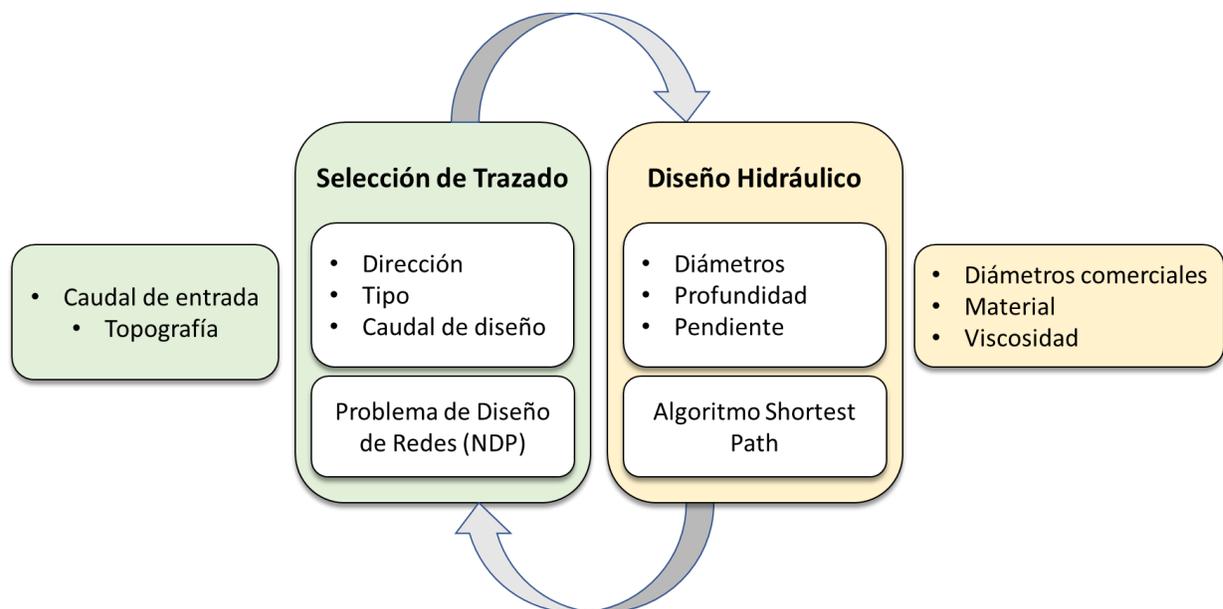


Figura 3 Diagrama de flujo de la metodología para el diseño optimizado de alcantarillados propuesta por Duque(2015)



3.3.1 Selección de Trazado

Para la selección de trazado Duque (2015) propone un modelo de programación entera mixta que se conoce en la literatura como problema de diseño de redes (NDP en inglés). Este necesita como parámetros de entrada: un grafo no dirigido $\mathcal{G} = (\mathcal{M}, \mathcal{E})$, donde $\mathcal{M} = \{m_1, \dots, m_K\}$ es el conjunto de pozos y $\mathcal{E} \subset \{(m_i, m_j): m_i \in \mathcal{M}; m_j \in \mathcal{M}; i < j\}$ es el conjunto de arcos no dirigidos que unen los pozos, la topografía de la red, que se refiere a las coordenadas de cada uno de los pozos de inspección, los caudales de entrada (Q_i) de cada pozo $m_i \in \mathcal{M}$. Así, es posible definir los sentidos de flujo del agua, el tipo (Inicio o continua) $\mathcal{T} = \{t_1, t_2\}$ y el caudal de diseño de cada una de las tuberías que interconectan los pozos de inspección. Todo con el propósito de captar al agua que ingresa a la red por cada uno de los pozos y depositarla en el único punto de descarga. De esa manera, Duque (2015) plantea la creación de una variable binaria x_{ijt} que toma el valor de uno si la dirección de flujo desde los pozos m_i y m_j es desde m_i hasta m_j y es de tipo t , y una variable continua q_{ijt} que representa el caudal de diseño que transita desde el pozo m_i al m_j de tipo t .

Por otro lado, esta metodología entiende los sistemas de alcantarillado como redes abiertas, a pesar de que todos los pozos están interconectados por tuberías. Al ser de esta manera se evita recirculación del agua en el sistema. Teniendo en cuenta esto, se debe definir el tipo de tubería entre inicio y continua, como se mencionaba anteriormente. Las tuberías de inicio son aquellas que no están conectadas a otras aguas arriba, es decir, solo reciben el agua que entra por el pozo de inspección adyacente. Por el contrario, las tuberías continuas se encuentran en los tramos intermedios de la red, en otras palabras, estas están conectadas con otras tuberías aguas arriba (Duque, 2015).

A partir de lo anterior, es posible observar que de cada pozo de inspección puede salir máximo una tubería continua o tantas tuberías de inicio como pozos adyacentes tenga dicho pozo, es decir, que cuando hay más de una tubería de inicio en un pozo, el caudal de entrada se debe distribuir entre dichas tuberías, pero no necesariamente de manera proporcional. Además, todos los pozos de inspección aportan un caudal sanitario o pluvial que solo puede salir por el punto de descarga y no se puede almacenar dentro del sistema (Duque, 2015).

Finalmente, resulta importante destacar que la solución de este modelo de programación entera mixta se resuelve mediante una implementación en el software de optimización lineal XPRESS-MP. Donde el objetivo es minimizar los costos asociados al caudal y el tipo de las tuberías.



3.3.2 Diseño Hidráulico:

Luego de definir el trazado es posible determinar el diseño hidráulico de la red, donde el principal objetivo es encontrar la combinación diámetro-pendiente para cada tubería que tiene el sistema, siempre teniendo en cuenta que se quiere minimizar el costo de construcción de la red y asegurar el correcto funcionamiento de la misma. De este modo, el diseño hidráulico obtenido siempre cumple con las reglamentaciones vigentes en cada país.

De esta manera, partiendo de un trazado determinado, donde se conoce el caudal de diseño Q_d , el sentido de flujo y el tipo de tubería para cada tramo, es posible determinar el diámetro d y la pendiente s de la tubería que se debe instalar para que el caudal pueda ser transportado.

Adicionalmente, en el diseño hidráulico se debe garantizar que todas las conexiones de la red sean consistentes. En otras palabras, siempre se debe tener un flujo a favor de la gravedad, que las tuberías estén conectadas a la altura de su cota de batea y que todas las tuberías de inicio estén conectadas a la descarga. Sin embargo, debido a la cantidad de alternativas factibles en el diseño se define un algoritmo de ruta más corta, conocido en la literatura como Bellman Ford, donde el principal objetivo es minimizar los costos de construcción del alcantarillado.

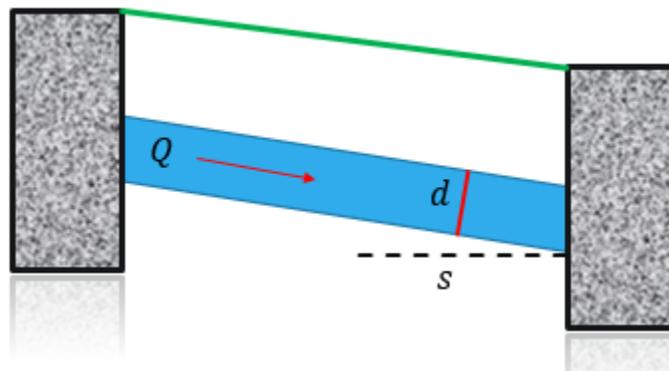


Figura 4 Diseño hidráulico de un tramo de una red

3.3.3 Función de Costo:

A lo largo de las diferentes metodologías que existen para solucionar el problema de diseño de redes de alcantarillado se han propuesto diferentes ecuaciones que intentan estimar los costos de construcción (c_{ij}), las cuales son funciones principalmente dependientes del diámetro de las tuberías (d_{ij}) y las profundidades de excavación (h_{ij}) de cada uno de los tramos que ocupa la red.



$$c_{ij} = f(d_{ij}, h_{ij})$$

Estas ecuaciones son de diferente naturaleza, pues se han utilizado diferentes metodologías y herramientas como regresiones lineales, análisis estadísticos y otras estrategias con el fin de encontrar expresiones que permitan calcular los costos asociados a la construcción de un alcantarillado.

Por otra parte, gracias a la revisión bibliográfica realizada se puede deducir que la mayoría de las ecuaciones solo tienen en cuenta los costos de instalación de las tuberías, que dependen netamente del material y la longitud del tramo, y los costos de excavación de cada sección. Esto debido a que representan en promedio el 70% de los costos totales de construcción de una red.

3.4 Eficiencia de Pareto:

Cuando se tiene un problema de optimización multiobjetivo se puede hablar de un problema de optimización que tiene presente dos o más funciones objetivo. La complejidad de este tipo de problemas es que se tiene que apelar a la subjetividad para seleccionar una solución única, pues se debe tener en cuenta que un modelo de optimización multiobjetivo no proporciona una única solución óptima, sino que por el contrario genera un conjunto de soluciones que no pueden ser comparadas mutuamente. De esta manera, el conjunto de soluciones óptimas es denominado Frontera de Pareto. De esta frontera se puede decir que contiene soluciones que no pueden ser superadas en todos los objetivos por alguna otra solución, y de ahí nace el concepto de dominancia. Por lo tanto, los puntos que componen la frontera de Pareto son soluciones no dominadas. Una solución domina a otra si y solo si, es al menos es igual que la otra en todos sus objetivos y es mejor en al menos uno. (Baesler et al. 2006)

Ahora la decisión de cuál de las soluciones de la frontera de Pareto se va a ejecutar va a depender netamente del diseñador, es decir, se tendrá en cuenta el grado de importancia que se le quiera dar a cada uno de los objetivos y el análisis que se haga alrededor.

Para el caso particular de este trabajo la frontera de Pareto van a estar conformadas por diseños de una red que van a tener asociados un costo de construcción que quiere ser minimizado y una confiabilidad de la misma que debe ser maximizado, los cuales más adelante van a ser detallados, y por lo tanto se pretenderá tener idealmente gráficas como las de la Figura 5.

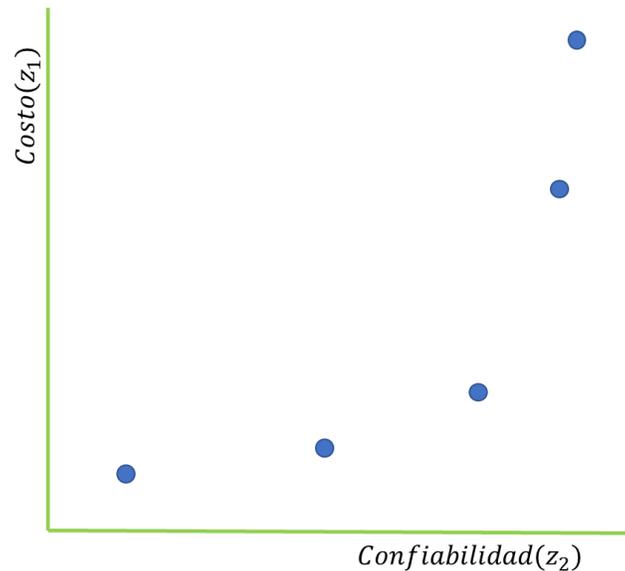


Figura 5 Frontera de Pareto Ideal

4. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

En el presente proyecto se quiere continuar con el trabajo realizado por Duque (2015) en el que se propone una metodología para el diseño optimizado de alcantarillados, la cual se explicó en la sección 3.3. Ahora, se quiere hacer una extensión de la metodología que permita por un lado realizar diseños de redes que se encuentren en terrenos de alta pendiente mediante la construcción de cámaras de caída. De esta manera, es posible ampliar el espacio de solución de la metodología original teniendo en cuenta que se puede diseñar redes, tanto pluviales como sanitarias, con terrenos en todo tipo de pendiente.

Por otra parte, cuando se diseña una red de alcantarillado al ingeniero no solo le debe interesar minimizar los costos de construcción y tener un modelo con un solo objetivo, sino que también debe tener en cuenta maximizar la confiabilidad de la red, es decir, tener un diseño en donde en caso de que haya un daño en una tubería esta afecte la menor población posible que se encuentre aguas arriba, y que adicionalmente cumpla con las restricciones hidráulicas de autolimpieza. De esta manera, el modelo que se tendría que plantear ya no sería mono-objetivo con el costo como única función objetivo, sino multiobjetivo donde el costo y la confiabilidad son funciones objetivo que se deben optimizar simultáneamente.

Se debe tener en cuenta que con el modelo mono-objetivo propuesto por Duque (2015) solo se puede obtener una solución que tiene que ser mejor o igual al resto de las alternativas que se encuentran en el espacio de solución. Cuando se involucra la confiabilidad como un segundo objetivo y opuesto al primero, aunque no hay cambio en el espacio de solución, ya



no hay una sola solución que optimice simultáneamente las funciones objetivo y por el contrario se podrá obtener un conjunto de soluciones que las consideren. Las soluciones de dicho conjunto deben ser dominante frente al resto de alternativas que se encuentren en el espacio de solución. En otras palabras, una solución que pertenezca a este conjunto debe tener como principal característica, que para un nivel de confiabilidad que se tenga no hay ninguna otra solución que tenga un menor costo, o viceversa, para una solución con un costo determinado no hay otra que tenga una mayor confiabilidad. De esta manera, este conjunto de soluciones dominantes se les conoce como frente de Pareto.

Finalmente, el resultado principal de esta metodología será la construcción de una frontera de Pareto de cada caso de estudio, que contemple los costos y la confiabilidad en cada uno de sus ejes, y que va a brindar diferentes alternativas de diseño para una sola red y ya dependerá del ingeniero encargado la decisión de que prioridad le va a asignar a cada uno de los objetivos del modelo. Sin embargo, para llegar a este producto se debe tener en cuenta que el modelo de selección de trazado en su función objetivo no estima directamente los costos de la red, sino que se establece uno de los criterios propuestos por Aguilar (2016) como función objetivo del modelo y el propuesto por Zambrano (2018), que serán explicados en la sección 4.2, y seguido de esto con el modelo del diseño hidráulico es posible estimar los costos de construcción precisos para cada uno de los trazados generados con la metodología.

4.1 Problema de estimación de los costos para la Frontera de Pareto:

La frontera de Pareto debe estar conformada en uno de sus ejes por un índice de confiabilidad, que será explicado en la sección 5, y en el otro eje debe considerar el costo de construcción estimado con la ecuación de costo utilizada en el modelo del diseño hidráulico. Sin embargo, para llegar a obtener el diseño hidráulico óptimo de una red es necesario tener una estrategia desde el modelo MIP de selección de trazado que permita implícitamente minimizar dichos costos. Por tal motivo, en este trabajo se utilizan dos criterios que permiten realizar una aproximación de los costos reales, pero utilizando las variables propias del modelo MIP.

4.1.1 Estimación de los costos en la selección de trazado según Aguilar (2016):

Para la selección de trazado se propone un modelo basado en un problema de diseño de redes, el cual es solucionado como un problema de Programación Entera Mixta en el que se involucran variables de decisión que modelan el flujo y otras que determinan el sentido de este y el tipo de la tubería.



Para resolver el problema se plantea un modelo de Flujo de Costo Mínimo, en el cual se busca la forma más económica de enviar cierta cantidad de flujo a través de la red. De esta manera, el modelo se concentra en conocer cuánto caudal pasa por cada tubería, y el tipo de cada una de estas (Inicio o continua), pero tratando de priorizar los costos del diseño hidráulico.

Aguilar (2016) propone una metodología que permite establecer una función objetivo del modelo de selección de trazado basado en una aproximación de los costos del diseño hidráulico a través de una transformación de la función de costo usada en este modelo, es decir, la idea es expresar la función de costo, que depende del diámetro d_{ij} y la profundidad de excavación h_{ij} , en términos de las variables del trazado como lo es el caudal de diseño q_{ijt} , el sentido y tipo de tubería x_{ijt} .

Ahora, cuando se hace dicha transformación con ayuda de una ecuación de resistencia fluida (Darcy-Weisbach y Colebrook-White o Manning), se puede concluir que la relación de costo frente a caudal de diseño no es lineal, lo que presenta una dificultad para la implementación de la función objetivo del modelo de selección de trazado. De esta manera, Aguilar (2016) propone una serie de cambios a modelo, el cual permite mediante la creación de nuevas variables y restricciones realizar una aproximación mediante rectas de la función objetivo, y de ese modo permitir la implementación del modelo MIP. En la Figura 6 se puede notar como la relación entre el costo y el caudal de diseño de un tramo no muestra una tendencia lineal, por lo que es necesario realizar una aproximación lineal (3 segmentos de recta roja), donde se puede anotar que entre mayor cantidad de rectas se implementen para representar el comportamiento de la función se van a describir los costos con un mejor ajuste, pero teniendo en cuenta que esto conlleva la creación de un mayor número de variables y posiblemente de un mayor tiempo computacional requerido para la solución del modelo. Para mayor detalle de las variables y restricciones del modelo se debe referir al trabajo de Aguilar (2016).

Por otra parte, se debe tener en cuenta que la función objetivo antes de ser linealizada requiere de parámetros como la profundidad de excavación h_{ij} y la pendiente del terreno s_{ij} , Pero como es de conocimiento estos pertenecen al diseño hidráulico, por lo tanto Aguilar (2016) propone un algoritmo donde en cada iteración estos parámetros van siendo actualizados con cada diseño hidráulico que se realizan y por lo tanto se ajustan mejor a los costos reales. Así es posible que los resultados en el trazado que se vayan obteniendo a través de las iteraciones favorezcan los resultados de diseño hidráulico, y que ocurra lo mismo en sentido contrario. Haciendo que se vuelva un ciclo de retroalimentación continua.

Aguilar (2016) propone lo siguiente:



A continuación, se presenta las ecuaciones utilizadas para estimar las profundidades promedio y las pendientes de cada uno de los tramos de la red:

$$h_{ij}^t = \alpha h_{ij}^{t-1} + (1 - \alpha) h_{ij}^{JAV A}$$

$$h_{ji}^t = (\alpha h_{ji}^{t-1} + (1 - \alpha) h_{ij}^t) \phi$$

Para el caso de la profundidad, específicamente se propone realizar una ponderación entre la profundidad que se obtiene con el diseño hidráulico ($h_{ij}^{JAV A}$) y la profundidad obtenida en la iteración anterior (h_{ij}^{t-1}), a través de la asignación de una constante α que permite darle mayor importancia a una u otra dimensión dependiendo el criterio del diseñador. Adicionalmente, se tiene en cuenta que se debe penalizar aquellos tramos que no pertenecen al trazado, para eso se asigna un factor de penalización que debe ser mayor que 1, y de esta manera se favorece las profundidades que pertenecen al trazado y se puede mejorar de cierto modo la solución del modelo.

$$s_{ij}^t = \alpha s_{ij}^{t-1} + (1 - \alpha) s_{ij}^{JAV A}$$

$$s_{ji}^t = \alpha s_{ji}^{t-1} + (1 - \alpha) s_{ij}^t$$

Para el caso de las pendientes, se realiza una ponderación similar que con las profundidades donde se tiene en cuenta la pendiente de la iteración anterior (s_{ij}^{t-1}) y la pendiente que permite calcular el diseño hidráulico de la red ($s_{ij}^{JAV A}$). Igualmente se asigna la constante α que permite dicha ponderación, y tiene como única condición es que debe estar en el intervalo entre 0 y 1.

Ahora para la inicialización de la estrategia se asume que todas las profundidades promedio (h_{ij}^0) de la red son de 3.1 metros, pues resulta de un promedio entre las profundidades mínimas y máximas permitidas por el RAS 2000. Y para el caso de las pendientes se asume que inicialmente son las mismas del terreno.

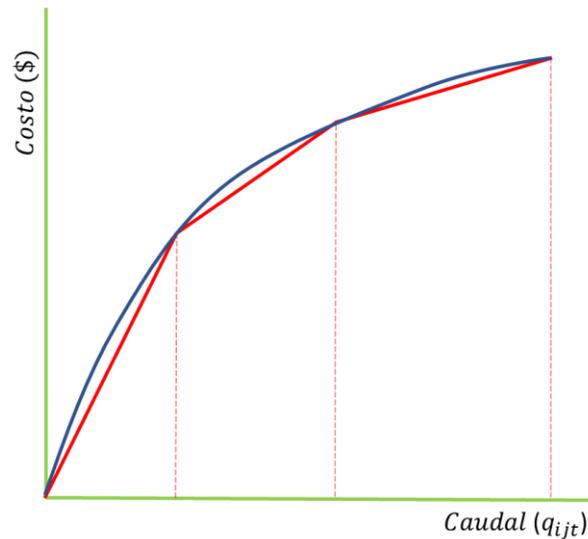


Figura 6 Aproximación mediante rectas del costo de un tramo en el modelo de selección de trazado

Finalmente, para la construcción de la frontera de Pareto va a ser posible en primera instancia construir una entre los costos calculados con la función objetivo del modelo de selección de trazado y un índice de confiabilidad propuesto en la sección 5, posterior a esto si se podrá construir una frontera de Pareto de costos del diseño hidráulico de una red y la respectiva confiabilidad.

4.1.2 Estimación de los costos en la selección de trazado según Zambrano (2018):

Zambrano (2018) en su trabajo propone una nueva función objetivo para el modelo MIP propuesto por Duque (2015) en el que se maximicen la cantidad de tuberías que fluyen a favor de la pendiente del terreno, con la premisa de que esta manera los volúmenes y por ende los costos de excavación resultaran ser mucho menores que si se tiene tramos en contrapendiente, los cuales requerirán de un mayor volumen de excavación.

$$\max \sum_{(m_i, m_j) \in A_L, t \in T} m_{ij} x_{ijt}$$

Donde A_L es el conjunto de arcos que tienen en cuenta de la dirección de tuberías y el tipo de la misma. Recordando que x_{ijt} es la variable binaria que indica la dirección y el tipo de tubería. El coeficiente m_{ij} con este criterio se calcula la pendiente entre los pozos pertenecientes al arco (i, j, t) . De esta manera, las pendientes positivas indicaran un descenso en el terreno entre un pozo y otro, y las negativas indicaran un ascenso en el terreno. Donde Z_i y Z_j son las cotas del terreno de los pozos y L_{ij} es la longitud horizontal entre pozos.



$$m_{ij} = \frac{Z_i - Z_j}{L_{ij}}$$

Posteriormente, a determinar los trazados con alguno de los criterios se podrá estimar el diseño hidráulico de cada uno de estos, y por lo tanto conocer el costo con ayuda de las funciones de costo, para posteriormente conformar la frontera de Pareto que se quiere como producto final.

5. METODOLOGIA

En términos generales, cualquier metodología de diseño optimizado de alcantarillados se basa en determinar una serie de variables de decisión referentes al trazado y diseño hidráulico de la red, en el que según sea el caso se tiene un criterio de decisión, que puede ser de costos económicos, beneficios hidráulicos. Para este caso, el principal objetivo es minimizar los costos de construcción de la red y a la misma vez tratar de maximizar la confiabilidad, que específicamente se resume en optimizar de manera ponderada las funciones objetivo del modelo de la selección de trazado y el diseño hidráulico.

Adjunto a lo anterior se propone la extensión al modelo del diseño hidráulico que permita la creación de cámaras de caída en redes de alta pendiente mediante la modificación del grafo planteado por Duque (2015) y la formulación presentada por Marú (2017).

5.1 Diseño Hidráulico con Cámaras de Caída:

El modelaje del grafo del diseño hidráulico propuesto por Duque (2015) plantea que cada uno de las cámaras que constituyen la red de alcantarillado se puede representar como un grupo de nodos. Donde cada uno de los nodos representa una profundidad de excavación o cota batea de una posible tubería, y un diámetro comercial disponible. Por otro lado, los arcos representan la conexión entre dos nodos que sería la existencia de una posible tubería y esta tendría un costo asociado calculado con una función de costo determinada.

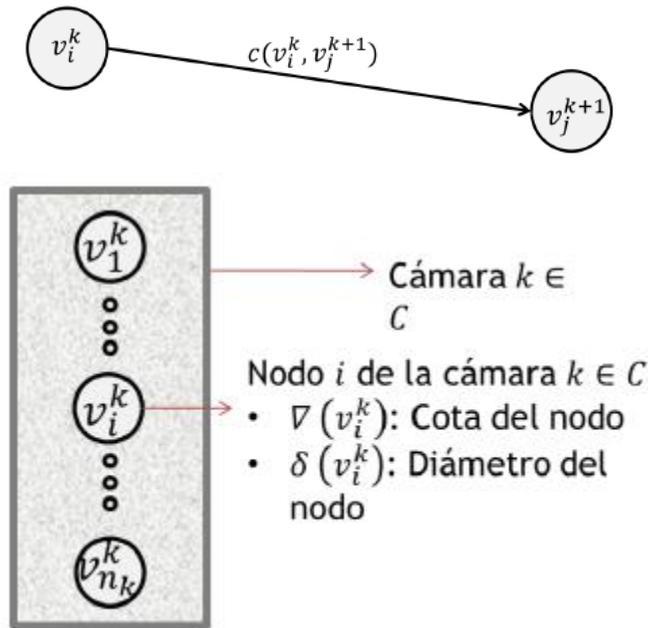


Figura 7 Arcos y nodos del grafo de diseño hidráulico. Tomado de Marú(2017)

Ahora, Marú (2017) propone una modificación para la metodología del diseño de tuberías en serie que será aplicable al diseño de redes a partir de la creación de arcos que permitan representar las cámaras de caída en un pozo de inspección. De esta manera, en el grafo van a existir arcos tipo 1, los cuales están relacionados con las tuberías y van a tener un costo asociado a la instalación de las mismas, y arcos tipo 2 (Figura 2) que representan las cámaras de caída y tendrán también un costo asociado que debe ser calculado con una función de costo diferente a las utilizadas para las tuberías.

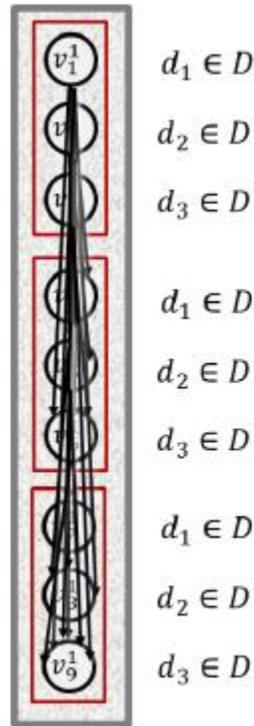


Figura 8 Arcos que representan las cámaras de caída. Tomado de Marú (2017)

De este modo, el algoritmo de ruta más corta implementado por Duque (2015) funcionará de la misma manera recorriendo el grafo de manera exhaustiva partiendo desde la descarga hacia cada uno de los arranques de las series de tuberías que componen la red. La diferencia ahora radica en que el espacio de solución va a ser mayor pues va a ser necesario explorar tanto los arcos tipo 1 y tipo 2 lo que aumenta la cantidad de diseños factibles.

Se debe destacar que la presencia de cámaras de caída va a depender directamente de la restricción de velocidad máxima, pues cuando se tienen terrenos de alta pendiente, es decir mayores al 10%, las tuberías van a tender a tener pendientes similares lo que produce altas velocidades y condiciones super críticas, y lo que va a suceder es que cuando esas velocidades superen las velocidad máxima permitida será necesario construir una cámara de caída que permita disminuir la pendiente de la tubería aguas abajo y de ese modo también reducir la velocidad de flujo. Ahora, la longitud de la caída va a depender directamente de la función de costo que se tenga y de las condiciones de la red.

5.2 Ecuación de costo:

Las ecuaciones de costo son funciones que permiten calcular los costos de construcción de un tramo de alcantarillado, a través del conocimiento del diámetro, las pendientes y las



profundidades de excavación de las tuberías. Así para la metodología de Duque (2015) estas ecuaciones son de vital importancia ya que permiten determinar el criterio de selección de las alternativas tanto en el diseño hidráulico como en la selección de trazado.

En la literatura internacional se encuentran diferentes tipos de ecuaciones que pretenden explicar de diferentes maneras los costos de construcción, haciendo uso de herramientas estadísticas y diferentes tipos de análisis.

5.2.1 Ecuación: Maurer (2012)

Es una ecuación propuesta en el artículo “*Quantifying costs and lengths of urban drainage systems with a simple static sewer infrastructure model*” por Maurer et al. (2012) en el que se realiza un modelo de economías a escala en una zona de la ciudad de Dubendorf en Suiza en el que se quiere emular de manera más precisa los costos y dimensiones de un sistema de drenaje urbano en donde se tenga en cuenta un análisis hidrológico, densidad poblacional y el área de la zona. Y de esta manera realizar una comparación con otras alternativas de diseño que se han realizado a lo largo de la historia en la zona.

De esta manera, se propone esta ecuación que tiene en cuenta los costos de instalación de las tuberías y los costos de excavación de cada uno de los tramos. A continuación, se presenta la ecuación:

$$C_{ij} = \alpha h_{ij} + \beta$$

$$\alpha = m_{\alpha} d_{ij} + n_{\alpha}$$

$$\beta = m_{\beta} d_{ij} + n_{\beta}$$

$$C_{ij} = (m_{\alpha} d_{ij} + n_{\alpha}) h_{ij} + m_{\beta} d_{ij} + n_{\beta}$$

Donde C_{ij} es el costo de construcción del tramo en dólares por metro lineal de tubería, h_{ij} es la profundidad de excavación promedio de la tubería, d_{ij} es el diámetro en metros de la tubería en un tramo determinado y m_{α} , n_{α} , m_{β} y n_{β} son constantes propias de las regresiones que tratan de explicar la dependencia de las variables frente al costo.

5.3 Estimación de Confiabilidad:

Según Haghghi & Bakhshipour (2016) una red con un trazado que tenga la mayor confiabilidad es aquella que genera la menor área afectada ante la obstrucción de alguna de las tuberías que componen la red, en otras palabras, si hay un mínimo de población afectada por el daño de una tubería esa red va a resultar muy confiable.



5.3.1 Índice de confiabilidad propuesto por Haghghi & Bakhshipour (2016):

Según Haghghi & Bakhshipour (2016) una red con un trazado que tenga la mayor confiabilidad es aquella que genera la menor área afectada ante la obstrucción de alguna de las tuberías que componen la red, en otras palabras, si hay un mínimo de población afectada por el daño de una tubería esa red va a resultar muy confiable.

La confiabilidad por cada tubería se calcula de la siguiente manera:

$$R_{ijt} = 1 - \frac{q_{ijt}}{Q_{OUT}}$$

Donde q_{ijt} es el caudal de diseño de la tubería $(m_i, m_j) \in \mathcal{A}_L, t \in \mathcal{T}$ y Q_{OUT} es el caudal en la descarga. De esta manera, se puede interpretar que una tubería va a resultar más confiable si por esta transita la menor cantidad de agua posible.

Para toda una red la confiabilidad promedio se puede calcular de la siguiente manera, donde n es el número de tramos de la red:

$$\bar{R} = 1 - \frac{\sum_{(m_i, m_j) \in \mathcal{A}_L, t \in \mathcal{T}} q_{ijt}}{nQ_{OUT}}$$

A partir de lo anterior se puede decir que la metodología propuesta va a maximizar la anterior expresión, con el fin de tener un trazado confiable que lleve a un diseño que permita distribuir el agua a lo largo de la red de manera equitativa de tal manera que sea bastante útil en redes con una topografía plana.

5.3.2 Índice de confiabilidad propuesto Aguilar (2019):

Basado en lo anterior, en esta tesis se plantea un indicador que se calcula de la siguiente manera:

$$\bar{R} = 1 - \frac{\sum_{(m_i, m_j) \in \mathcal{A}_L, t \in \mathcal{T}} e_{ijt} x_{ijt}}{n}$$

Donde n es el número de tramos de la red y e_{ijt} es un coeficiente que indica el porcentaje del caudal total de descarga que podría potencialmente transitar por la tubería, es decir, es la suma de los caudales de entrada de los pozos que se podrían encontrar aguas arriba de la tubería en cuestión. Para el caso de las tuberías de inicio solo se tiene en cuenta el caudal de entrada del pozo adyacente aguas arriba. En la Figura 9 se muestra un ejemplo para calcular la confiabilidad para un tramo en una red de 9 pozos, donde se asume que el caudal de entrada a cada pozo es de $1 \frac{m^3}{s}$ y que se va a calcular el coeficiente e_{69C} , que corresponde al tramo



del pozo 6 al 9 de tipo continuo. Para eso se traza una recta perpendicular al tramo de interés (línea punteada en verde), y de esa manera se suma el caudal de entrada de cada uno de los pozos que se encuentra aguas arriba de dicha recta, en este caso se sumaría el caudal de los pozos 1 al 6, dando un total de $6 \frac{m^3}{s}$. Posteriormente, esta suma se divide por el caudal total en la descarga que sería $9 \frac{m^3}{s}$, lo que daría que $e_{69C} = 0.66$. Si se quisiera calcular e_{69I} , solo se tendría en cuenta el caudal del pozo 6, lo que daría que $e_{69I} = \frac{1}{9}$.

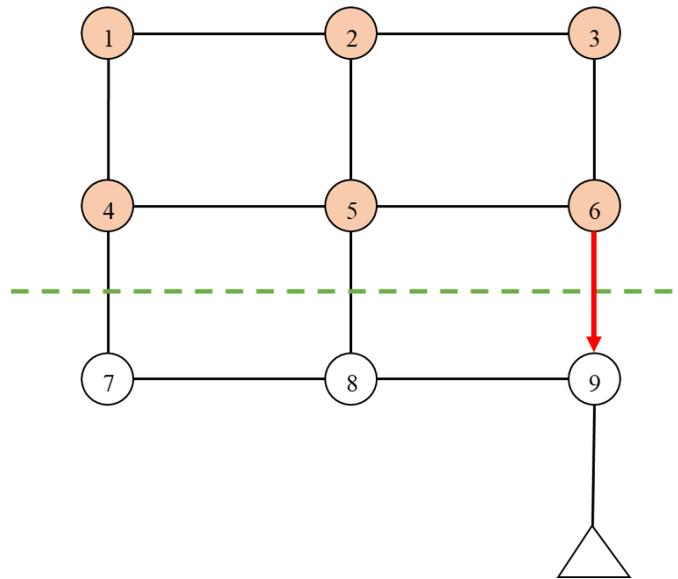


Figura 9 Estimación de la confiabilidad de un tramo para una red de 9 pozos

5.4 Construcción de la Frontera de Pareto:

Para llegar a una frontera de Pareto como producto final que considere los costos reales (estimados con la ecuación de costo del diseño hidráulico) y la confiabilidad de una red en cada uno de sus ejes y que contenga las soluciones eficientes que optimizan cada uno de estos objetivos, previamente se debe construir una frontera de Pareto aproximada con la función objetivo del modelo MIP y el índice de confiabilidad escogido. Teniendo en cuenta, que esta función objetivo depende del criterio de estimación de costos que se utilice, ya sea el de Aguilar (2016) o el de Zambrano (2018), y que indirectamente van a intentar minimizar los costos del diseño hidráulico.



Esta frontera de Pareto aproximada va estar conformada por un conjunto de trazados eficientes, que en el caso de que se implemente el modelo MIP de Aguilar (2016) la frontera tendrá la forma de la Figura 10 (a), la cual tiene esa concavidad debido a que las dos funciones son opuestas (minimización y maximización), mientras que si se utiliza el modelo MIP de Zambrano (2018) se tendrá una gráfica como la de la Figura 10 (b) con una concavidad diferente debido a que las dos funciones son de maximización. Para conformar la frontera de Pareto con los costos reales el procedimiento que se debe seguir es realizar el diseño hidráulico de cada uno de los trazados de la frontera de Pareto aproximada, de esta manera se va a tener soluciones que van a tener asociado un costo real y un nivel de confiabilidad que van a poder ser graficadas y se podrá observar si pertenecen o no a la frontera de Pareto real, dependiendo de su dominancia con respecto al resto de soluciones.

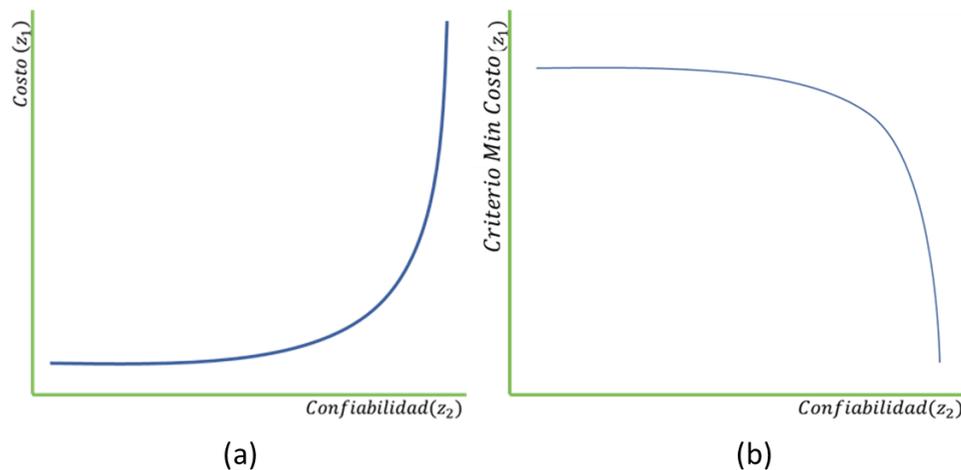


Figura 10 a) Frontera de Pareto del modelo de Selección de Trazado con el criterio de Aguilar (2016). b) Frontera de Pareto del modelo de Selección de Trazado con el criterio de Zambrano (2018)

En la Figura 11 se presenta el algoritmo para construir la frontera de Pareto aproximada, luego la frontera de Pareto real cuando se utiliza el modelo en la selección de trazado propuesto por Aguilar (2016). En una primera etapa la idea es encontrar el diseño hidráulico y trazado de la red de interés que minimice los costos de construcción de la red luego determinadas iteraciones del modelo (t_{max}), para que seguido de esto se implemente el algoritmo que va a permitir encontrar los trazados eficientes (n_{max}) que conforman la frontera de Pareto aproximada los cuales se les realiza el diseño hidráulico correspondiente para que entren a componer la frontera de Pareto con los costos reales.

En el caso del modelo de Zambrano (2018) este procedimiento no es necesario en su totalidad debido a que este es un modelo explícito y no requiere de las iteraciones mencionadas para obtener un diseño con el costo mínimo para determinada red.

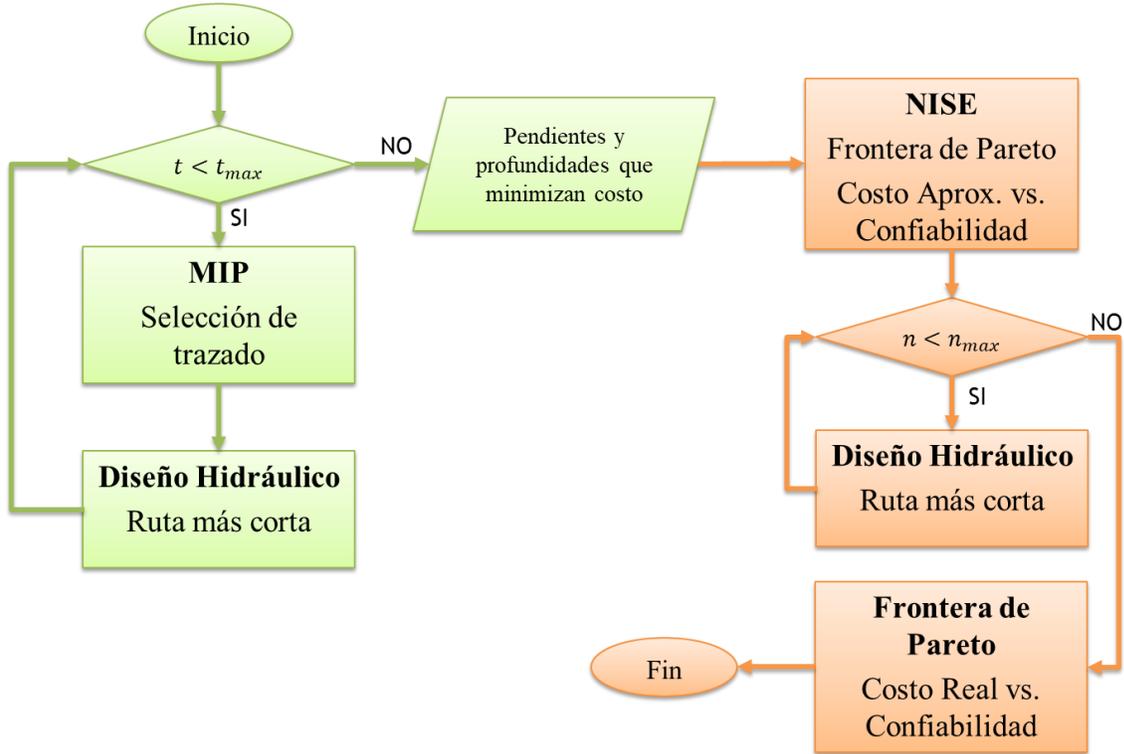


Figura 11 Algoritmo para la construcción de la frontera de Pareto con el modelo de Aguilar (2016)

Ahora, exactamente para construir frontera de Pareto aproximada de una red se implementa un algoritmo de ponderación de funciones objetivo propuesto por Medrano et al. (2015) que lo denomina “Non-Inferior Set Estimation” (NISE en inglés), el cual permite ir encontrando de manera recursiva las soluciones de un modelo MIP que pertenecen a la frontera.

El algoritmo en primera medida consiste en modificar la función objetivo del modelo MIP, para que ahora esta sea una ponderación de las dos funciones objetivo de interés, es decir, del criterio de minimización de costos (Z_1) y del índice de confiabilidad promedio (Z_2), y que a depender de un coeficiente α que determina la importancia que se le da a cada uno de las funciones en cada solución del modelo.

$$z_c = \alpha z_1 + (1 - \alpha) z_2$$

Ahora, el algoritmo resulta ser iterativo porque en cada paso es posible actualizar el valor de α , lo que modifica la función objetivo Z_c y por lo tanto es posible obtener un trazado diferente cada vez pero que siempre pertenece a la frontera de Pareto. El valor del coeficiente α se calcula de la siguiente manera, donde σ_i y σ_j son soluciones al modelo MIP encontradas en cada iteración del algoritmo:



$$\alpha = \frac{z_2(\sigma_i) - z_2(\sigma_j)}{z_2(\sigma_i) - z_2(\sigma_j) + z_1(\sigma_j) - z_1(\sigma_i)}$$

En la Figura 12 se muestra un ejemplo de la construcción de la frontera de Pareto. Donde para inicializar el algoritmo se comienza asignando $\alpha = 1$ y se soluciona el MIP para obtener un trazado σ_1 , posteriormente se asigna un $\alpha = 0$ para obtener un trazado σ_2 . Dadas esas dos soluciones es posible calcular un valor de α con la anterior ecuación para así tener una función objetivo z_c con la que se puede solucionar el modelo MIP y obtener un trazado σ_3 . Para obtener la solución σ_4 , se realiza el procedimiento anterior, pero con las soluciones σ_1 y σ_3 y de la misma manera para la solución σ_5 pero con σ_3 y σ_2 .

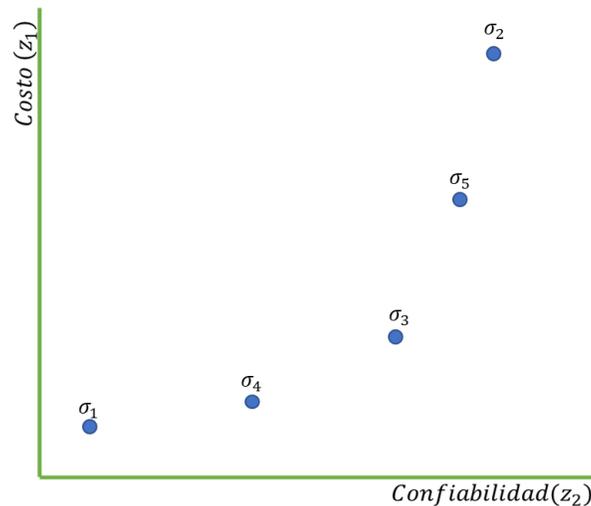


Figura 12 Frontera de Pareto con el algoritmo NISE

A continuación, se muestra un algoritmo general que permite la conformación de la frontera de Pareto, Duque & Peña (2017):

Algoritmo 1: Función Principal

Requerimientos: Modelo MIP de selección de trazado que requiere un coeficiente α ,

1. $\Psi = \emptyset$: Conjunto de soluciones de la frontera de Pareto
2. $\alpha = 1$
3. $\sigma_i \leftarrow MIP(\alpha)$
4. $\alpha = 0$
5. $\sigma_j \leftarrow MIP(\alpha)$
6. $\Psi \leftarrow \Psi \cup \sigma_i$
7. $\Psi \leftarrow \Psi \cup \text{RecursivoNISE}(\sigma_i, \sigma_j, \Psi)$
8. Retornar Ψ



Algoritmo 2: Recursivo NISE

1. Actualizar el valor del coeficiente α .
2. $\sigma_k \leftarrow MIP(\alpha)$
3. **If** $z_2(\sigma_k) > z_2(\sigma_i)$ **and** $z_1(\sigma_k) > z_1(\sigma_j)$ **then**
4. **If** $z_2(\sigma_k) = z_2(\sigma_j)$ **then**
5. $RecursivoNISE(\sigma_i, \sigma_k, \Psi)$
6. **Else If** $z_1(\sigma_k) = z_1(\sigma_i)$ **then**
7. $\Psi \leftarrow \Psi \cup \sigma_i$
8. $RecursivoNISE(\sigma_k, \sigma_j, \Psi)$
9. **Else**
10. $RecursivoNISE(\sigma_i, \sigma_k, \Psi)$
11. $RecursivoNISE(\sigma_i, \sigma_k, \Psi)$
12. **Else**
13. $\Psi \leftarrow \Psi \cup \sigma_j$
14. Retornar σ_j

Como es posible observar, al ser un algoritmo iterativo no tiene un criterio de para predefinido. El algoritmo va a detenerse cuando encuentre todas las soluciones factibles que pertenezcan a la frontera de Pareto. De esta manera, el tiempo computacional que se requiera va a depender directamente de la cantidad de variables del modelo MIP, es decir, del número de tuberías que tenga la red de caso de estudio.

Posteriormente, luego de obtener esta primera frontera de Pareto que contiene los trazados que optimizan tanto el criterio de costos como el índice de confiabilidad, se procede a realizar el diseño hidráulico de cada uno de estos. De ese modo, ahora para cada trazado se va a tener un costo de construcción asociado, y un índice de confiabilidad que ya estaba dado desde antes, lo que permite conformar la frontera de Pareto final de costo real vs. Confiabilidad como se muestra en la Figura 13.

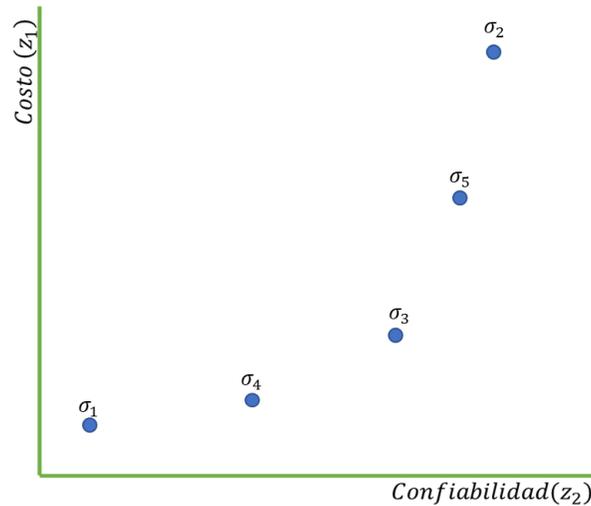


Figura 13 Frontera de Pareto costo vs. confiabilidad con NISE

5.5 Estrategia para reducir tiempos y recursos computacionales:

Durante la implementación de los casos de estudio se pudo notar que cuando se utilizaba el modelo MIP propuesto por Aguilar (2016) los tiempos computacionales aumentaban considerablemente en comparación a los que requería el modelo de Zambrano (2018) para obtener la frontera de Pareto aproximada, requiriendo de varias horas para llegar a la conclusión del algoritmo NISE, o en su defecto de agotar la memoria RAM disponible del computador.

Para darle solución a este problema se implementaron tres estrategias que permitieron reducir los tiempos computacionales y obtener soluciones correctas a los modelos. La primera estrategia consistió en asignar un criterio de parada al modelo MIP con el fin de obtener un trazado muy cercano al óptimo en cuanto a su función objetivo, que requería de menor tiempo computacional para ser encontrado. Para esto se decide aumentar la tolerancia relativa del gap del modelo MIP, anotando que el valor por default que asume el software de optimización utilizado es de 0.00001. Recordando que en el algoritmo de Branch-and-bound el gap corresponde a la diferencia porcentual entre una frontera superior, que en el caso de un problema de minimización correspondería al valor de la función objetivo de la mejor solución encontrada hasta el momento, y una frontera inferior, que correspondería al valor mínimo de la función objetivo cuando el modelo MIP está totalmente relajado cuando el problema es de minimización. Gurobi (n.d).

$$gap\ relativo = \frac{|best\ bound - best\ integer|}{best\ integer}$$



Como segunda estrategia, aprovechando la aproximación lineal mediante segmentos de recta que se realiza a la función objetivo se propone un análisis de sensibilidad para cada uno de los casos de estudio donde se cambia el número de segmentos utilizados para hacer la aproximación y finalmente escoger el número que permite disminuir el tiempo computacional, pero encontrando el mayor número de soluciones posibles.

La tercera estrategia básicamente consiste establecer un inicio en caliente para cada una de las iteraciones del modelo MIP cuando se ejecuta el algoritmo NISE, es decir, lo que se realiza es asignar un valor inicial de las variables del modelo (x_{ijt} y q_{ijt}) en determinada iteración basadas en la solución dada por la corrida del modelo en la anterior iteración.



6. RESULTADOS:

Para poner a prueba la presente metodología de optimización multiobjetivo se va a implementar tres redes de diferente naturaleza y tamaño con el fin de observar el funcionamiento y el comportamiento del algoritmo. Para cada una de las redes se va a analizar varios escenarios para determinar la frontera de Pareto, estos consisten en utilizar cada uno de los criterios de minimización de costo del trazado (Modelos de Aguilar (2016) y Zambrano (2018)) y la función de costo de Maurer (2012)

Para el diseño hidráulico de las redes se utilizó la ecuación de Manning ($n = 0.009$ PVC) con restricciones de velocidad máxima de 10 m/s y esfuerzo cortante mínimo de 2Pa.

Los diámetros comerciales en metros disponibles son los siguientes: 0.227,0.284,0.327,0.362,0.407,0.452,0.595,0.670,0.747,0.824,0.9,0.9776,1.054,1.127.

6.1 Cedritos 1:

Esta red consiste en 110 pozos y 160 tramos con topografía plana y el alcantarillado es combinado.

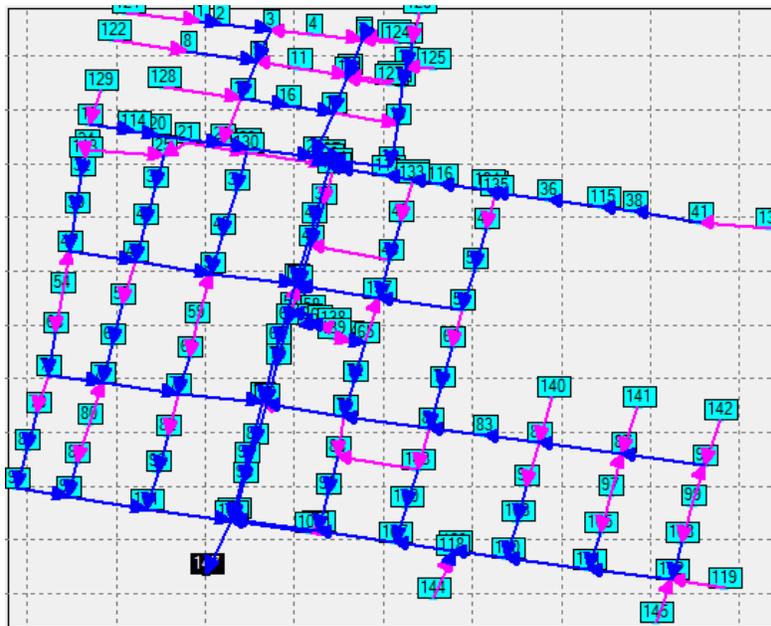


Figura 14 Ejemplo de Trazado de la red Cedritos 1



6.1.1 Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de Zambrano (2018)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Zambrano (2018) y con un índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) fue la siguiente:

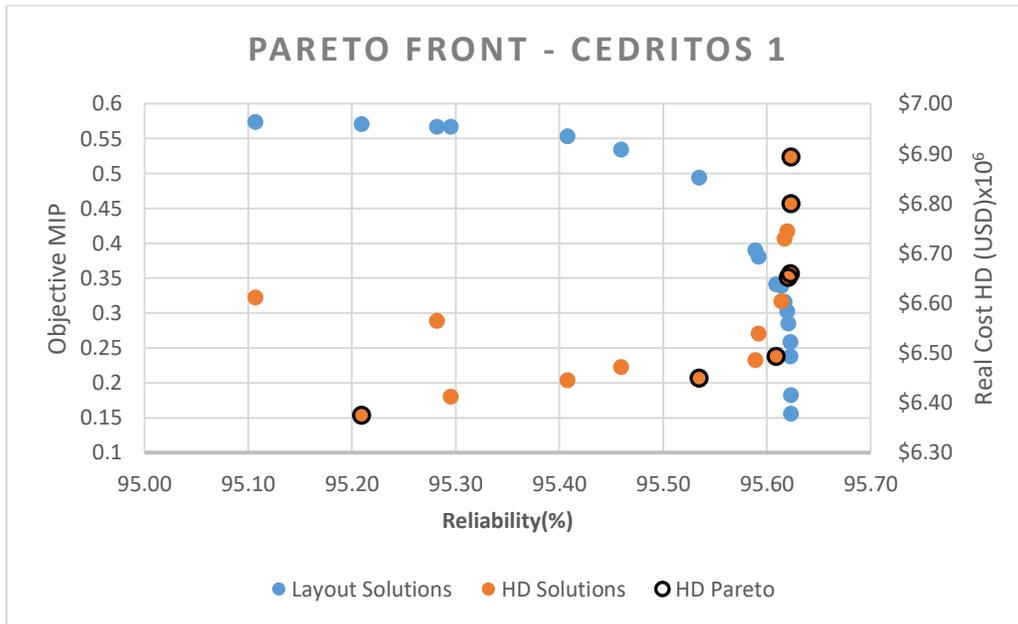


Figura 15 Fronteras de Pareto para Cedritos 1

En la Figura 15 se puede observar la frontera de Pareto aproximada (Azul) con los trazados eficientes la cual requirió un tiempo computacional de 27 segundos para ser construida. También se observan los diseños de los trazados (Naranja) nombrados anteriormente que requirieron 6.3 minutos para ser realizados. Además, es posible identificar los diseños que se encuentran no dominados y que por lo tanto conforman la frontera de Pareto real (Negro).

6.1.2 Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de Zambrano (2018)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Zambrano (2018) y con un índice de confiabilidad presentado en este trabajo fue la siguiente (Aguilar (2019)):

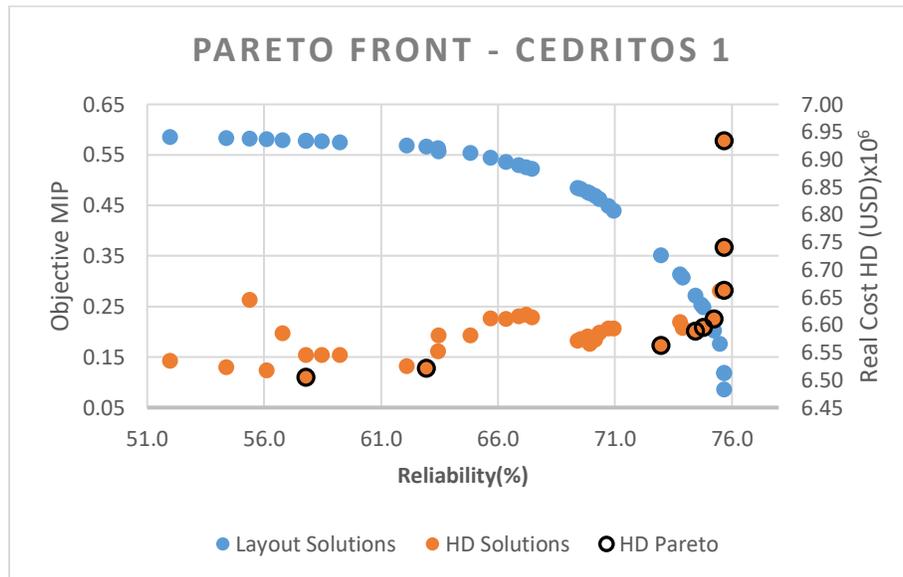


Figura 16 Frontera de Pareto de Cedritos 1

La frontera de Pareto aproximada (Azul) con sus respectivos trazados requirió de 28 segundos para ser construida, mientras que realizar los diseños hidráulicos (Naranja) requirió de 9.1 minutos.

6.1.3 Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Aguilar (2016) y con un índice de confiabilidad presentado en este trabajo fue la siguiente (Aguilar (2019)):

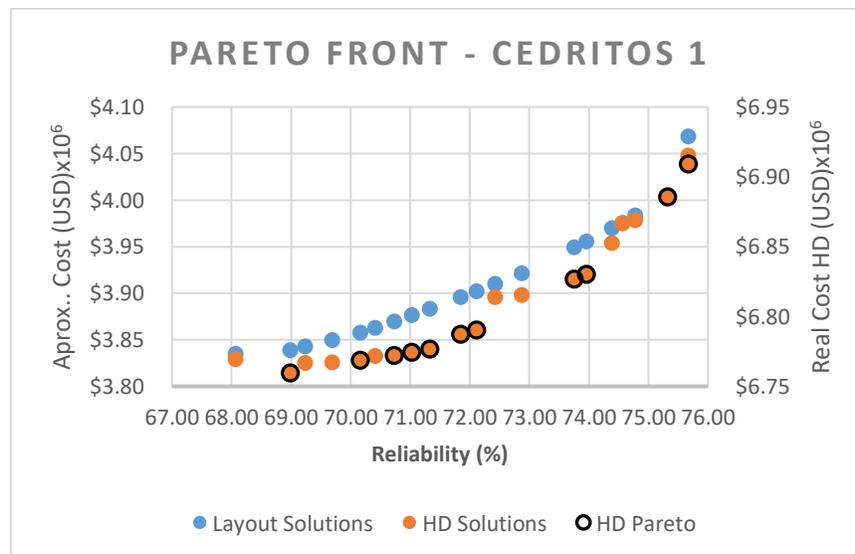


Figura 17 Frontera de Pareto de Cedritos 1



La frontera de Pareto aproximada (Azul) con sus respectivos trazados requirió de 2.2 horas para ser construida, donde se usaron 4 segmentos de recta para aproximar la función de costo y una tolerancia relativa del gap del 1%, mientras que realizar los diseños hidráulicos (Naranja) requirió de 10.3 minutos.

6.1.4 Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshpour (2016) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Aguilar (2016) y con un índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshpour (2016) fue la siguiente:

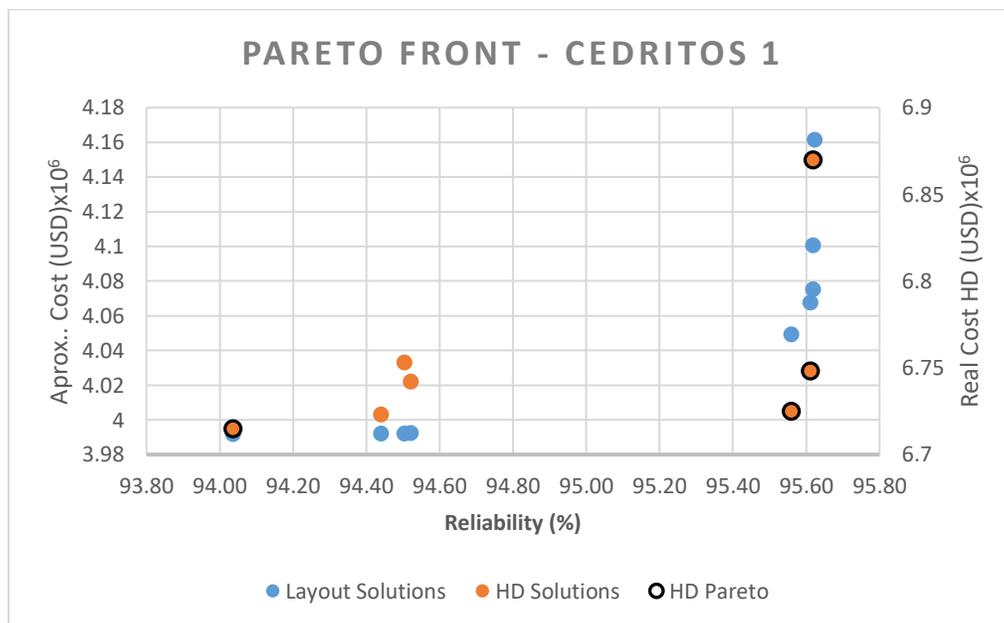


Figura 18 Frontera de Pareto de Cedritos 1

La frontera de Pareto aproximada (Azul) con sus respectivos trazados requirió de 1.4 horas para ser construida, donde se usaron 4 segmentos de recta para aproximar la función de costo y una tolerancia relativa del gap del 1%, mientras que realizar los diseños hidráulicos (Naranja) requirió de 6.3 minutos.



6.2 Esmeralda:

Esta red consiste en 385 pozos y 413 tramos con topografía plana y el alcantarillado es sanitario.

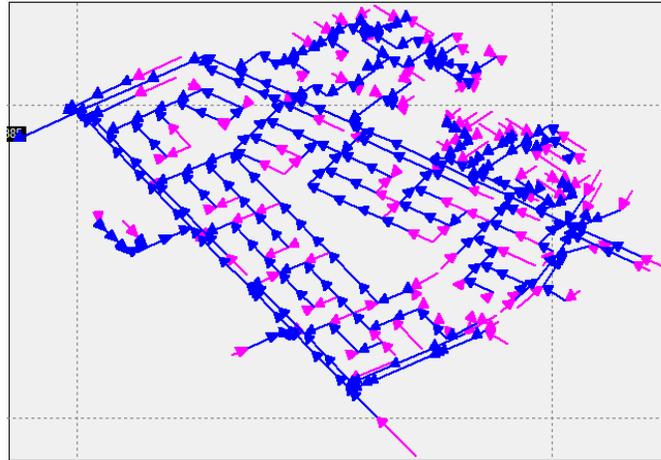


Figura 19 Ejemplo de Trazado de la red Esmeralda

6.2.1 Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de Zambrano (2018)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Zambrano (2018) y con un índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) fue la siguiente:

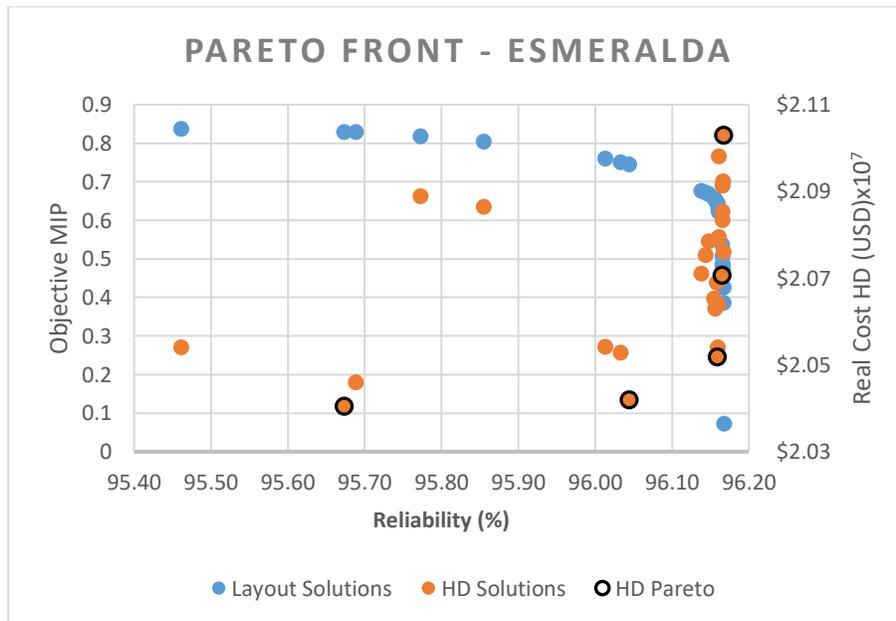


Figura 20 Frontera de Pareto de Esmeralda



La frontera de Pareto aproximada (Azul) con sus respectivos trazados requirió de 51 segundos para ser construida, mientras que realizar los diseños hidráulicos (Naranja) requirió de 11.1 minutos.

6.2.2 Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de Zambrano (2018)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Zambrano (2018) y con un índice de confiabilidad de Aguilar (2019) fue la siguiente:

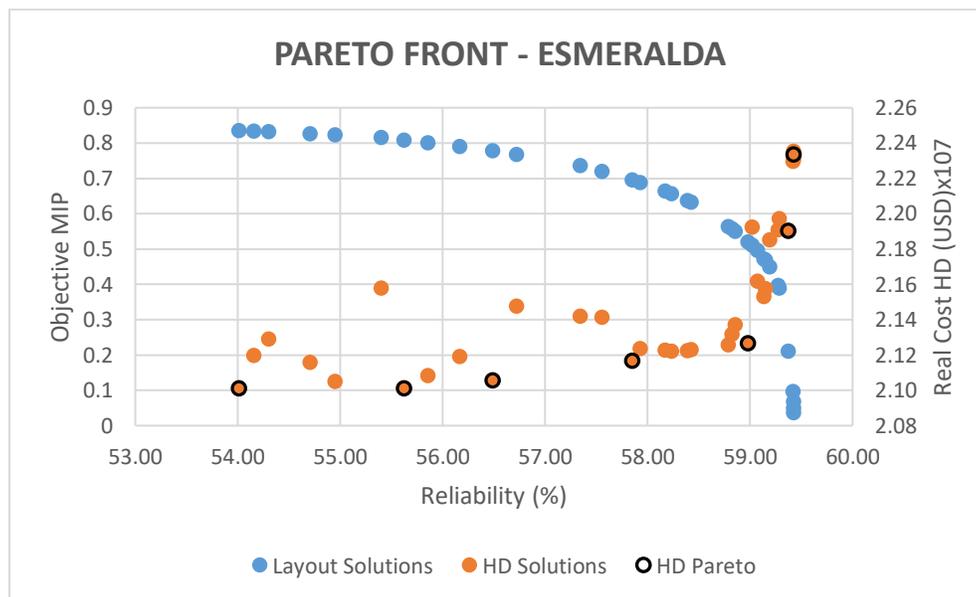


Figura 21 Frontera de Pareto de Esmeralda

6.2.3 Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Aguilar (2016) y con un índice de confiabilidad presentado en este trabajo fue la siguiente (Aguilar (2019)):

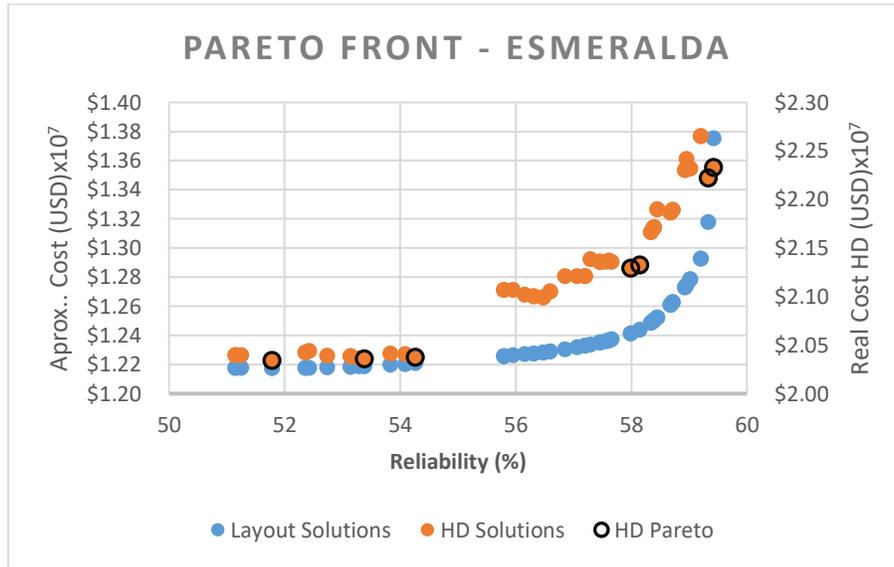
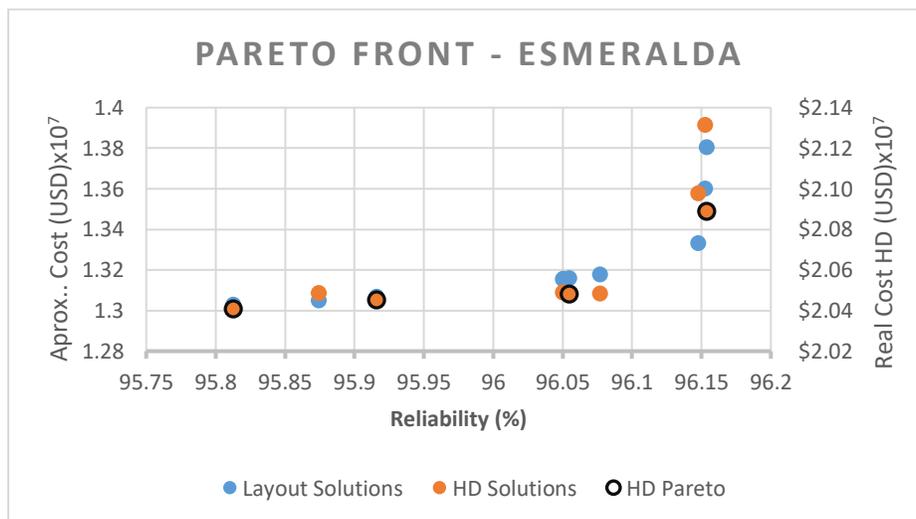


Figura 22 Frontera de Pareto de Esmeralda

La frontera de Pareto aproximada (Azul) con sus respectivos trazados requirió de 22.2 horas para ser construida, donde se usaron 7 segmentos de recta para aproximar la función de costo y una tolerancia relativa del gap del 3%, mientras que realizar los diseños hidráulicos (Naranja) requirió de 46.3 minutos.

6.2.4 Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Aguilar (2016) y con un índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) fue la siguiente:





La frontera de Pareto aproximada (Azul) con sus respectivos trazados requirió de 13.2 horas para ser construida, donde se usaron 7 segmentos de recta para aproximar la función de costo y una tolerancia relativa del gap del 3%, mientras que realizar los diseños hidráulicos (Naranja) requirió de 31.8 minutos.

6.3 Tumaco – Sector 2:

Esta red consiste en 67 pozos y 83 tramos con topografía plana y el alcantarillado es sanitario.

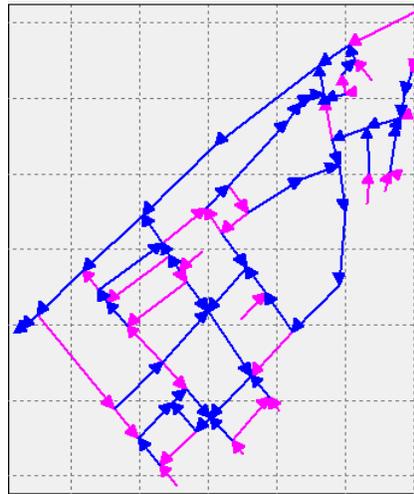


Figura 23 Red de Tumaco - Sector 2

6.3.1 Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de Zambrano (2018)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Zambrano (2018) y con un índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) fue la siguiente:

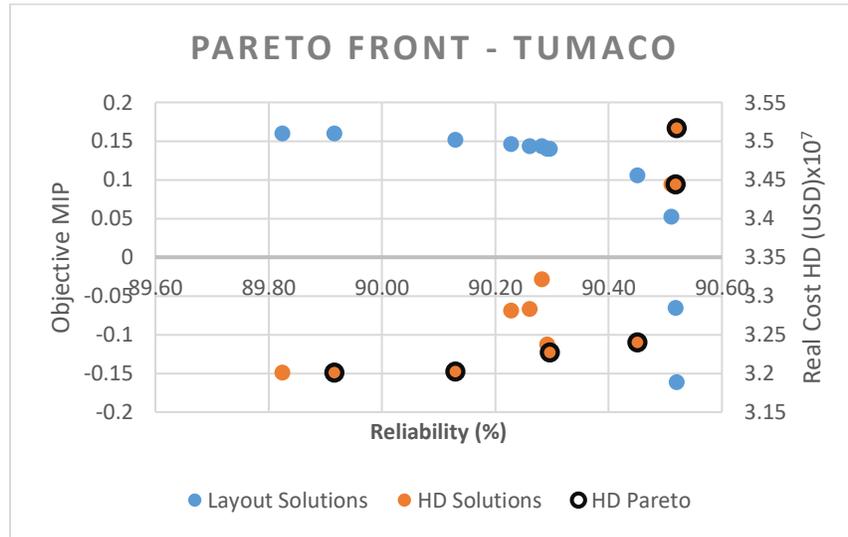


Figura 24 Frontera de Pareto de Tumaco

La frontera de Pareto aproximada (Azul) con sus respectivos trazados requirió de 14 segundos para ser construida, mientras que realizar los diseños hidráulicos (Naranja) requirió de 7.1 minutos.

6.3.2 Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de Zambrano (2018)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Zambrano (2018) y con un índice de confiabilidad de Aguilar (2019) fue la siguiente:

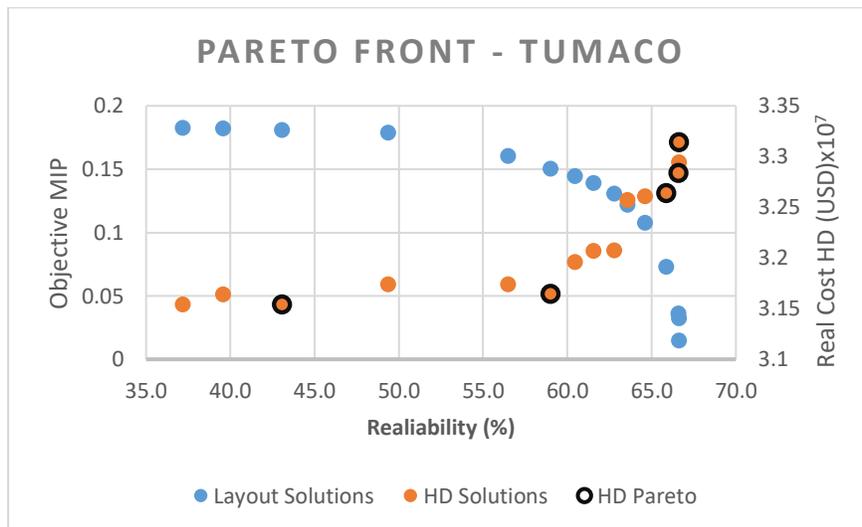


Figura 25 Frontera de Pareto Tumaco



La frontera de Pareto aproximada (Azul) con sus respectivos trazados requirió de 14 segundos para ser construida, mientras que realizar los diseños hidráulicos (Naranja) requirió de 7.1 minutos.

6.3.3 Resultados con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016)

Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Aguilar (2016) y con un índice de confiabilidad presentado en este trabajo fue la siguiente (Aguilar (2019)):

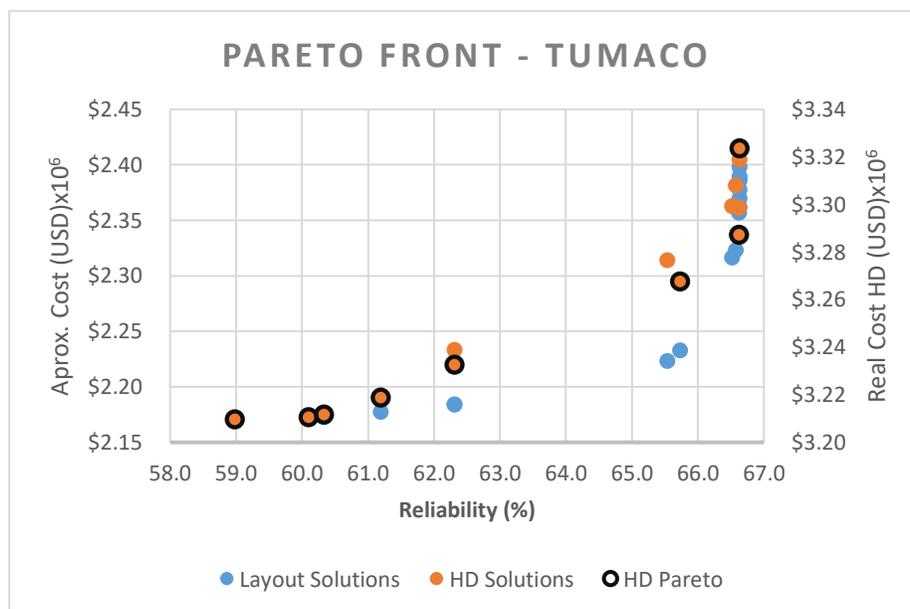


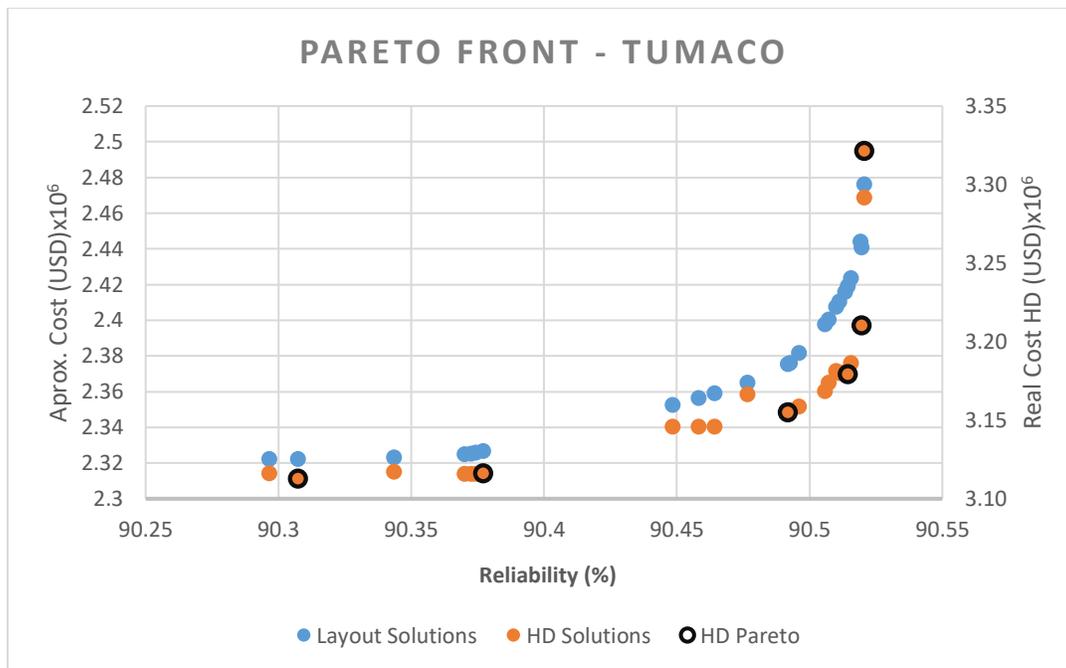
Figura 26 Frontera de Pareto Tumaco

La frontera de Pareto aproximada (Azul) con sus respectivos trazados requirió de 1.2 horas para ser construida, donde se usaron 10 segmentos de recta para aproximar la función de costo y una tolerancia relativa del gap del 0.001%, mientras que realizar los diseños hidráulicos (Naranja) requirió de 34.2 minutos.

6.3.4 Resultados con el índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) y modelo de selección de trazado de Aguilar (2016)



Las fronteras de Pareto obtenidas con el modelo MIP de la selección de trazado propuesto por Aguilar (2016) y con un índice de confiabilidad de Haghghi & Bakshipour (2016) fue la siguiente:



La frontera de Pareto aproximada (Azul) con sus respectivos trazados requirió de 55 minutos para ser construida, donde se usaron 10 segmentos de recta para aproximar la función de costo y una tolerancia relativa del gap del 0.001%, mientras que realizar los diseños hidráulicos (Naranja) requirió de 40.4 minutos.

6.4 Convergencia del ponderador alfa del algoritmo NISE:

Adicionalmente, se hizo un análisis del comportamiento del ponderador alfa en el algoritmo NISE con el fin de ver el impacto que tiene el tamaño y naturaleza de la red sobre la cantidad de iteraciones, el valor de alfa y la velocidad de convergencia. En la Figura 27 se muestra el comportamiento del alfa a través de las iteraciones de cada uno de los casos de estudio mencionados anteriormente cuando fueron implementados con el modelo MIP propuesto por Zambrano (2018) y con el índice de confiabilidad de Haghghi y Bakshipour (2016). Sin embargo, se logró identificar la misma tendencia para todos los escenarios planteados en este trabajo.

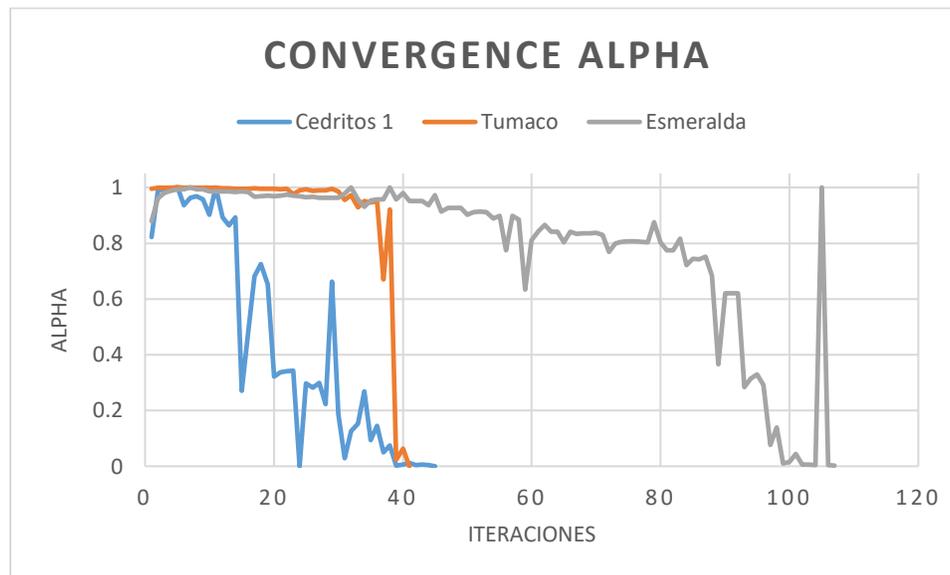


Figura 27 Convergencia de alfa en los tres casos de estudio

7. ANALISIS DE RESULTADOS

La construcción de una Frontera de Pareto permite tener un conjunto de diseños de una red determinada que cumplen con la optimización de los costos de construcción y la confiabilidad de su trazado de manera ponderada, dependerá del ingeniero y de las condiciones técnicas y económicas cuál de estos diseños va a ser el que se va a ejecutar.

De los resultados mostrados en la sección 6 es posible decir que la metodología NISE en todos los casos de estudio permite construir una primera Frontera de Pareto que contiene las dos funciones objetivo, consideradas para el modelo de selección de trazado MIP, que son el uno de los criterios para minimizar el costo y el índice de confiabilidad promedio. La construcción de esta frontera se hace de manera eficiente y en tiempos computacionales aceptables, pues se debe tener en cuenta que se está resolviendo en repetidas ocasiones el modelo MIP donde lo único que se cambia es la ponderación de las funciones objetivo. Sin embargo, se debe anotar que cuando la metodología se resuelve con el modelo MIP propuesto por Aguilar (2016) el tiempo computacional requerido es mucho mayor que cuando se utiliza el modelo de Zambrano (2019), lo cual resulta lógico si se tiene en cuenta que en este modelo se tienen un mayor número de variables y restricciones que se deben cumplir, lo que vuelve más complejo el problema y requiere de mayores recursos computacionales para encontrar una solución óptima. Por lo que se puede decir que las estrategias mencionadas de modificar el valor inicial de las variables del modelo MIP, el número de rectas para la aproximación lineal de las función objetivo y la tolerancia relativa del gap fueron aptas y permitieron la reducción del tiempo computacional en promedio en un 50%.



En términos generales, se puede deducir que el número de trazados que conforman la frontera de Pareto puede depender en parte del tamaño de la red, pero más que este factor, se puede concluir que depende directamente de la cantidad de circuitos que se puedan formar según la naturaleza de cada red. De igual manera sucede con las iteraciones pues se puede observar en la Figura 27 que la red de Esmeralda, la cual tiene el mayor número de pozos y tuberías, requiere de más iteraciones para construir la frontera de Pareto, seguido de las redes de Cedritos 1 y Tumaco.

En cuanto al efecto que tiene el índice de confiabilidad utilizado sobre la frontera de Pareto, en primera instancia se puede decir que el índice propuesto en este trabajo considera un mayor espacio de solución que el propuesto por Haghghi y Bakshipour (2016), en otras palabras la diferencia promedio en todos los casos de estudio entre el valor mínimo de confiabilidad y el máximo es mayor en el caso del índice de Aguilar (2019), lo que genera como principal impacto que la frontera de Pareto aproximada construida con el índice de confiabilidad de Aguilar (2019) tenga en promedio un mayor número de trazados que la construida con el índice de Haghghi y Bakshipour (2016).

Con respecto a las funciones objetivo de minimización de costos se puede decir que ambas son alternativas que permiten aproximar de manera correcta los costos del diseño hidráulico pues permiten tener diseños con similares características. Sin embargo, se debe destacar que el modelo propuesto por Aguilar (2016), aunque requiere de mayores tiempos y recursos computacionales, permite obtener fronteras de Pareto reales que se ajustan de mejor manera a una frontera de Pareto ideal, es decir, los puntos que componen la frontera de Pareto con este modelo presentan menos dispersión y variabilidad que las fronteras con el modelo de Zambrano (2018), y por lo tanto se ajustan de mejor manera a la concavidad ideal de la frontera de Pareto.

Por otra parte, cuando se construye la frontera de Pareto real, que contempla costo y confiabilidad, se puede concluir que no todos los trazados que se obtienen de la primera etapa de la metodología resultan ser factibles. Esto se debe a que no cumplen con algunas de las restricciones impuestas en el diseño hidráulico por lo que no se grafican en las fronteras definitivas. Sin embargo, lo más importante que se puede destacar es que también no todos los trazados cuando son diseñados van a conformar la frontera de Pareto, esto se debe a que se convierten a soluciones dominadas o con dominancia débil, es decir, existen otras soluciones que para un mismo costo permiten tener una mayor confiabilidad, o viceversa, permiten obtener un menor costo con un mismo nivel de confiabilidad.



Finalmente, se puede decir que el modelo de selección de trazado propuesto por Aguilar (2016) permite hacer una buena estimación de los costos indirectamente de una red sin importar su naturaleza, pero reconociendo que funciona mejor en el caso de las redes sanitarias, donde la diferencia entre diseños radica generalmente en las profundidades de excavación, pues los diámetros de las tuberías son muy similares. Esto se concluye porque las fronteras obtenidas tienen una forma esperada, donde el costo aumenta a medida que aumenta la confiabilidad de la red y la mayoría de las soluciones resultan no dominadas.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La metodología NISE de ponderación de funciones que permite la optimización multiobjetivo permite encontrar las fronteras de Pareto de una manera eficiente y exhaustiva al permitir encontrar todas las soluciones que pertenecen a esta.
- Se debe proponer en el futuro un índice de confiabilidad que permita comparar de mejor manera la confiabilidad entre las redes, lo que permita concluir mejor acerca de la red que se debe construir.
- La metodología propone un conjunto de diseños que pertenecen a una frontera de Pareto, por lo que la elección de una sola solución es netamente subjetiva.
- Con el fin de que todas las soluciones propuestas en el modelo de selección de trazado pertenezcan posteriormente a la frontera de Pareto definitiva se debe proponer modificaciones a los criterios para minimizar el costo que contemplen de una mejor manera las variables o los costos del diseño hidráulico.
- El tiempo y los recursos computacionales requeridos dependen directamente y proporcionalmente del tamaño de la red de estudio.
- El uso de estos criterios de minimizar costos no garantiza obtener el menor costo en el diseño pero sí permiten obtener fronteras de Pareto en donde la forma de esta va acorde a la teoría, en la que el costo asciende a medida que la confiabilidad aumenta.
- En todos los casos de estudio se observa que el trazado que tiene la mayor confiabilidad, a su vez es el diseño que tiene el mayor costo lo cual tiene sentido dentro de los principios de la optimización multiobjetivo.
- El índice de confiabilidad de Aguilar (2016) permite realizar un mejor análisis del nivel de confiabilidad de cada uno de los diseños y un mejor apoyo en la toma de decisiones que el otro índice utilizado en este trabajo.
- El modelo de selección de trazado de Aguilar (2016) permite una mejor descripción implícita de los costos del diseño hidráulico al generar fronteras de Pareto reales más ajustados a lo que se quiere idealmente, a pesar de requerir un tiempo computacional mayor.



9. BIBLIOGRAFIA:

- Aguilar, A. (2016). *Evaluación de Funciones Objetivo en una Metodología para el Diseño Optimizado de Alcantarillados*. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.
- Baesler, F., Ceballos, L., & Ramírez, M. (2006). MULTIOBJECTIVE MOLDING MACHINE SCHEDULING USING MEMETIC ALGORITHMS.
- Copete Rivera, D. (2012). *Diseño Hidráulico Optimizado de Redes de Alcantarillado Usando los Conceptos de Potencia Unitaria y Pendiente Lógica*. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.
- Duque, N. (2015). *Metodología para el diseño optimizado de alcantarillados*. Bogotá, Colombia: Uniandes.
- Duque, N., Duque, D., & Saldarriaga, J. (2015). A new methodology for the optimal design of series of pipes on sewer systems. *Journal of Hydroinformatics*.
- Haghighi, A., & Bakhshipour, A. (2016). Reliability-based layout design of sewage collection systems in flat areas.
- Lopes, N., Marchionni, V., Mamouros, L., & Covas, D. (junio de 2014). *Modelling Sewer Systems Costs with Multiple Linear Regression*. Portugal: Water Resour Manage .
- López Sabogal, D. (2011). *Diseño optimizado de redes de drenaje urbano usando el concepto de potencia unitaria*. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.
- Maurer, Scheidegger, & Herlyn. (12 de septiembre de 2012). *Quantifying costs and lengths of urban drainage systems with a simple static sewer*. Dubendorf, Suiza: Taylor & Francis.
- Navarro, I. (2009). *Diseño Optimizado de Redes de Drenaje Urbano*. Bogotá: Universidad de los Andes.
- PAVCO. (2012). *Manual Técnico para Alcantarillados NOVALOC y NOVAFORT*.
- Salcedo, C. A. (diciembre de 2012). Diseño optimizado de alcantarillados utilizando los conceptos de resiliencia y potencia unitaria. Bogotá DC.
- Saldarriaga, J. (2014). Metodología de selección de trazado de una red de drenaje urbano optimizado, usando concepto de mínima masa-longitud transportada. Santiago, Chile.
- Salinas, J. M. (2015). *Retos a futuro del sector de acueducto y alcantarillado en Colombia*. Obtenido de <http://www.cepal.org/publicaciones/xml/3/42733/lcw379e.pdf>



- Torres Dueñas, L. F. (2013). Métodos de diseño en redes de alcantarillado: ¿Que se usa hoy en día? Bogotá: Uniandes.
- Zambrano, J. (2018). Diseño Optimizado de Redes de Drenaje Urbano. Casos de Estudio variando la topografía del terreno. Tesis de Mestría .
- Afshar, M. H. (2010) A parameter free Continuous Ant Colony Optimization Algorithm for the optimal design of storm sewer networks: Constrained and unconstrained approach. *Advances in Engineering Software*, 41(2), pp. 188-195, doi: 10.1016/j.advengsoft.2009.09.009.
- Moeini, R. and Afshar, M. H. (2012) Layout and size optimization of sanitary sewer network using intelligent ants. *Advances in Engineering Software*, 51, pp. 49-62, doi: 10.1016/j.advengsoft.2012.05.003.
- Moeini, R. and Afshar, M. H. (2017) Arc Based Ant Colony Optimization Algorithm for optimal design of gravitational sewer networks. *Ain Shams Engineering Journal*, 8(2), pp. 207-223, doi: 10.1016/j.asej.2016.03.003.
- Yeh, S.-F., Chang, Y.-J. and Lin, M.-D. (2013) Optimal design of sewer network by tabu search and simulated annealing. in *2013 IEEE International Conference on Industrial Engineering and Engineering Management*. pp. 1636-1640.
- Yeh, S.-F., Chu, C.-W., Chang, Y.-J. and Lin, M.-D. (2011) Applying tabu search and simulated annealing to the optimal design of sewer networks. *Engineering Optimization*, 43(2), pp. 159-174, doi: 10.1080/0305215x.2010.482989.
- Haghighi, A. and Bakhshipour, A. E. (2015) Deterministic Integrated Optimization Model for Sewage Collection Networks Using Tabu Search. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(1), pp. 04014045, doi: Artn 04014045