

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Determinación de los diámetros óptimos de tuberías
con el fin de Uniformizar el estado de presiones. Zona
de Miraflores - Ciudad de Ayacucho**

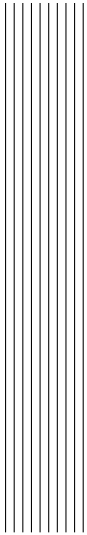
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL BACHILLER:
URBANO MONTES YARONIZA

ASESOR:
ING. JAIME L. BENDEZÚ PRADO

AYACUCHO - PERÚ

2019



RESUMEN

El propósito principal de la tesis es determinar los diámetros óptimos para poder uniformizar el estado de presiones de servicio en una red de distribución de agua potable y así establecer un marco de referencia para la rehabilitación de redes existentes que fallan algunas veces por factores hidráulicos (presiones internas). La mayoría de las políticas de mantenimiento combinan el desarrollo de la técnica de soporte de decisión a partir del reemplazo de líneas de tubería adecuadas, basadas en el juicio técnico bajo el buen conocimiento hidráulico del sistema. El propósito principal de la metodología es lograr la óptima operación de redes existentes de distribución de agua potable, a partir de uniformizar el estado de presiones en los nodos de consumo de la misma.

Para alcanzar los propósitos señalados, se debe determinar los diámetros correspondientes para el cual se escogen tuberías en las cuales se debe modificar su diámetro en el que cada modificación del diámetro de la tubería escogida aumente al siguiente comercial con el que se genere un mayor **índice de resiliencia**, siguiendo un rango de diámetros comercialmente conocidos a partir del diámetro actual de la tubería y con este proceso se van encontrando aquellas que solucionan y no solucionan de manera óptima, las cuales pasan a un primer plano y segundo plano respectivamente. La estructura del método determinístico contempla la implementación de tres funciones como son la función de selección no objetiva, la función de factibilidad y la función de selección objetiva.

Finalmente mediante modelizaciones, nos permitirá encontrar un grupo de tuberías con los cambios de diámetro respectivo con las que se logra maximizar la uniformidad de las presiones en la red, así como el costo individual y total de cada una de las modificaciones de tuberías realizadas en

todo el sistema de la red de distribución de Agua Potable.

PALABRAS CLAVES:

Indice de resiliencia, Optimización de redes de distribución de agua, Algoritmo determinístico, Rehabilitación de tuberías.

SUMMARY

The main purpose of the thesis is to determine the optimal diameters to be able to standardize the state of service pressures in a drinking water distribution network and thus establish a frame of reference for the rehabilitation of existing networks that fail sometimes due to hydraulic factors (pressures internal). Most maintenance policies combine the development of decision support technique from the replacement of adequate pipe lines, based on technical judgment under the good hydraulic knowledge of the system. The main purpose of the methodology is to achieve the optimal operation of existing networks of drinking water distribution, from standardizing the state of pressures in the consumption nodes of the same.

To achieve the indicated purposes, it is necessary to determine the corresponding diameters for which pipes are chosen in which their diameter should be modified, in which each modification of the diameter of the chosen pipe increases to the next commercial one with which a greater volume is generated. resilience index, following a range of commercially known diameters from the current diameter of the pipeline and with this process are found those that solve and do not solve optimally, which pass to a foreground and second plane respectively. The structure of the deterministic method contemplates the implementation of three functions such as the non-objective selection function, the feasibility function and the objective selection function.

Finally through modeling, it will allow us to find a group of pipes with the respective diameter changes with which we can maximize the uniformity of the pressures in the network, as well as the individual and total cost of each one of the pipe modifications made in all the Potable Water distribution network system.

KEY WORDS:

Index of resilience, Optimization of water distribution networks, Deterministic algorithm, Rehabilitation of sources.



INTRODUCCIÓN

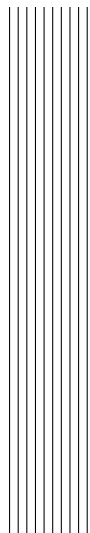
Los sistemas de abastecimiento de agua potable con el paso del tiempo se deterioran y fallan ocasionando pérdidas de agua producida, interrupciones en el servicio, disminución de la confiabilidad del sistema, daños materiales, cortes en el tráfico, incremento en los costos de operación y otros costos adicionales. Las roturas de tuberías de agua potable también constituyen un riesgo potencial debido a que pueden dejar fuera de servicio a los hidrantes en caso de incendios, lo que en un principio se podría plantear la sustitución de toda la red vulnerables a las fallas, pero que es virtualmente imposible y no es económicamente viable porque se trata de una enorme inversión fuera de las posibilidades de las compañías de agua, sustituirlas después del primer fallo. Este problema paralelo a la expansión desmedida de las ciudades trae como consecuencia más demandas de agua potable, así generándose sistemas sobre-diseños. Para analizar esta problemática es necesario mencionar los factores que contribuyen al deterioro de la red de distribución y que tienen como consecuencia la rotura de las tuberías. En los últimos años, se ha dedicado más atención a examinar cómo las roturas se encuentran influenciadas por la presión en los sistemas de distribución de agua, de acuerdo a algunos investigadores en esta área.

Esta claro que para un sistema de red de agua deteriorado se deben realizar las acciones de mantenimiento necesarias para encontrar los niveles de servicio determinados por la norma o resoluciones que exigen. El mantenimiento se lleva a cabo para prevenir las fallas del sistema, así como para restaurar la capacidad del sistema cuando una falla ocurra. El propósito principal del mantenimiento es mantener o mejorar la confiabilidad del sistema así como la regularidad del funcionamiento y cumplir con hacer la entrega del suministro de agua a los

usuarios(puntos terminales) con una presión mínima y caudal de entrega según establece la norma Peruana **OS.050**.

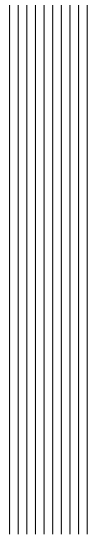
Consecuentemente, existe una necesidad de encontrar mecanismos de solución que puedan ayudar a realizar acciones de rehabilitación y reemplazo progresivo de la red para restaurar la capacidad del sistema cuando una falla ocurra y por otro lado necesarias para encontrar los niveles de servicio determinados por la norma. La ausencia de una política de reemplazo de los componentes que hayan cumplido su vida útil, así como la poca gestión de las tuberías y la limitación económica disponible hacen que se convierta en una posición crucial el mantenimiento y la operación del sistema.

Por lo tanto, se requieren nuevas herramientas que ayuden a reforzar las decisiones de mantenimiento que sirvan de guía a las compañías gestoras del agua y que al mismo tiempo consideren dichas incertidumbres. En la presente investigación mostramos que a partir de la metodología desarrollada nos permitirá encontrar las líneas de tuberías y los costos respectivos en las que se debe de priorizar la rehabilitación con el fin de uniformizar en estado de presión de servicio en cada uno de los sectores de la red de distribución de agua potable y la vez establecer un marco de referencia que servirá como un sistema de soporte de decisión para responder las incógnitas de donde y como rehabilitar la red de distribución agua en proceso de deterioro.



Dedicatoria

”A mi madre, por su interminable apoyo en todo momento de mi vida, por sus enseñanzas y por su eterna paciencia. A mi padre aunque no esté físicamente con nosotros, pero sé que desde el cielo siempre me cuida y me guía para que todo salga bien”



Agradecimientos

A. A mi familia quienes nos apoyaron durante todo el tiempo, con todas las fuerzas de su corazón y espíritu.

B. A Dios, quien nos dio La oportunidad de dar un paso más adelante en la realización de nuestra formación profesional.

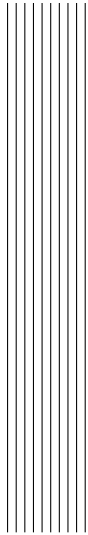
C. A mis amigos y compañeros de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga y otros que contribuyeron en el desarrollo de este trabajo.

D. Al Msc. Ing. Jaime L. Bendezú Prado, mi asesor de tesis por su orientación y apoyo incondicional para el desarrollo de la presente investigación.

E. A todos los docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por su contribución durante mi desarrollo académico.

UNSCH

Ayacucho, enero de 2019



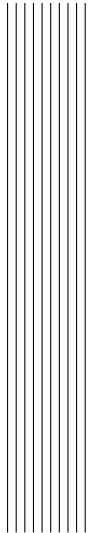
Índice general

Portada	I
Resumen	I
Introducción	II
Dedicatoria	III
Agradecimientos	IV
Índice General	V
Índice de Figuras	IX
Índice de Cuadros	XII
Glosario	1
Acrónimos	3
Simbolos	4
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	5
1.1. Descripción del problema	5
1.2. Delimitación del problema	6
1.2.1. Espacial	6
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA	V

1.2.2.	Temporal	6
1.2.3.	Temática y unidad de análisis	7
1.3.	Formulación del problema	7
1.3.1.	Problema General	7
1.3.2.	Problemas Específicos	7
1.4.	Justificación e importancia de la investigación	7
1.5.	Limitaciones de la investigación	9
1.6.	Objetivos de la investigación	9
1.6.1.	Objetivos Generales	9
1.6.2.	Objetivos Específicos	10
2.	MARCO TEÓRICO	11
2.1.	Antecedentes	11
2.1.1.	Investigaciones internacionales	11
2.1.2.	Investigaciones nacionales	12
2.2.	Proceso de fallo de una tubería	13
2.2.1.	Causas del fallo de una tubería	13
2.2.1.1.	Fallos causados por defectos de fábrica	13
2.2.1.2.	Fallos causados por defectos de instalación	14
2.2.1.3.	Fallos causados por procesos corrosivos	15
2.2.1.4.	Fallos causados por movimientos del suelo	16
2.2.1.5.	Fallos causados por variaciones de temperatura	16
2.2.1.6.	Fallos asociados a los diversos usos del suelo	17
2.2.1.7.	Fallos asociados a la variación climática estacional	17
2.2.1.8.	Fallos causados por excavaciones adyacentes	18
2.2.1.9.	Fallos causados por factores hidráulicos	19
2.3.	Modelos para la renovación de redes de agua (RAP)	20
2.3.1.	Modelos Determinísticos	21
2.4.	Pérdidas de agua en las redes de distribución	22
2.4.1.	Relación de la presión y el caudal de fuga	24
2.4.2.	Reducir la presión en la red disminuye el agua perdida por fuga	25
2.4.3.	Pérdidas de presión por fricción en tuberías	26
2.4.4.	Efecto de la presencia de fugas	27

2.5.	Programa de Rehabilitación de Redes de Abastecimiento de agua potable	28
2.5.0.1.	Estructura del Programa de Rehabilitación de Redes de Abastecimiento de Agua potable	29
2.6.	Indicadores de Comportamiento para la Optimización de Redes de Abastecimiento con el fin de Uniformizar el Estado de Presiones	31
2.6.1.	Índice de Resiliencia	33
2.6.2.	Uniformidad de Presiones	34
2.6.3.	Desviación Estándar	35
2.6.4.	Tiempo de retención de agua en la red	35
2.6.5.	Volumen en la red	36
2.6.6.	Perjuicio hidráulico	36
2.7.	Soporte de Decisión para la Optimización de Redes de Abastecimiento de Agua Potable con el fin de Uniformizar el Estado de Presiones	37
2.7.1.	Algoritmos Determinísticos	37
2.7.1.1.	Algoritmo greedy	37
2.8.	Descripción del Algoritmo determinístico	38
2.8.1.	Objetivo del Algoritmo Determinístico	38
2.8.2.	Estructura del Algoritmo	39
2.8.3.	Funciones utilizadas dentro del algoritmo determinístico	40
2.8.3.1.	Función de selección no objetiva	40
2.8.3.2.	Función de factibilidad	40
2.8.3.3.	Función de selección objetiva	41
2.9.	Gestión de presiones	41
2.10.	Influencia de la presión en el fallo de tuberías	44
2.11.	Validación del modelo hidráulico	48
3.	MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN	49
3.1.	Enfoque	49
3.2.	Alcances	49
3.3.	Diseño de investigación	50
3.4.	Población y muestra	50
3.5.	Hipótesis de la investigación	51
3.5.1.	Hipótesis general	51

3.5.2. Hipótesis específicas	51
3.6. Variables e indicadores	51
3.6.1. Variables	51
3.6.2. Indicadores	52
3.7. Técnicas e instrumentos	53
3.8. Técnicas para el procesamiento de la información	54
3.9. Desarrollo de la tesis	57
3.9.1. Área de estudio	57
3.9.2. Características de la zona de estudio	58
3.9.3. Modelización de la red	61
3.9.4. Modelo de Elevación	62
3.9.5. Demanda de caudal en los nodos	64
3.9.6. Definición de los datos para la modelización	64
4. RESULTADOS	96
4.1. Contratación de hipótesis	96
4.2. Análisis e interpretación	98
4.3. Conclusiones	103
4.4. Recomendaciones	104
4.5. Trabajos futuros	104
Referencias Bibliográficas	105
A. ANEXO 01.	108
B. ANEXO 02.	110
C. ANEXO 03.	116
D. ANEXO 04.	121

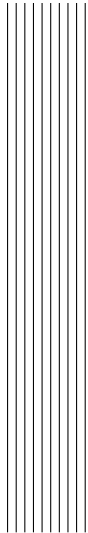


Índice de Figuras

2.1. Fallo por corrosión en tubería de fundición dúctil(Paraa Toro, 2013).	16
2.2. Cargas en las tuberías utilizada en UtilNets	17
2.3. Excavaciones adyacentes (Paraa Toro, 2013).	19
2.4. Plan de gestión en redes de abastecimiento propuesto por la Asociación Inter- nacionaldel Agua (IWA).	22
2.5. Estructura del algoritmo	30
2.6. Modelo de un sistema en gravedad con tuberías nuevas. Los puntos de colores representan distintas situaciones.)	46
2.7. Modelo que muestra la reducción del umbral de la presión que da lugar al incremento del número de roturas debido a factores de deterioro	47
3.1. Variables e Indicadores del estudio	53
3.2. Esquema de recopilación de datos	54
3.3. Estructura del algoritmo determinístico	56
3.4. Ubicación de la red (Sector M2 Y M3)	57
3.5. Localización Distrital.	58
3.6. Distribución porcentual de las longitudes de tubería de acuerdo al tipo de material	60
3.7. Distribución porcentual de las longitudes de tuberías de acuerdo al tipo de material.	61
3.8. Plano curvas de nivel.	63
3.9. Generación del polígono Thiessen con ArcGis 10.3.	64

3.10. Tabla se presiones de los puntos indicados.	65
3.11. Líneas de conducción e impulsión . Huamanga.	65
3.12. Plano principal de red agua potable(Base).	66
3.13. Configuración inicial de la red.	67
3.14. Plano inicial de Presiones de la red.	68
3.15. Función de seleccion no objetiva.	73
3.16. Función de seleccion no objetiva.	74
3.17. Función de seleccion no objetiva.	75
3.18. Función de seleccion no objetiva.	76
3.19. Función de factibilidad.	77
3.20. Función de seleccion objetiva.	78
3.21. Función de seleccion objetiva	79
3.22. Presiones con la Configuración inicial de la red.	80
3.23. Ubicación de los tubos encontrados luego de 4 cambios realizados	84
3.24. Plano de Presiones luego de los 4 cambios realizados en la red	84
3.25. Ubicación de los tubos encontrados luego de 9 cambios realizados	85
3.26. Plano de Presiones luego de los 9 cambios realizados en la red	85
3.27. Ubicación de los tubos encontrados luego de 14 cambios realizados	86
3.28. Plano de Presiones luego de los 14 cambios realizados en la red	86
3.29. Ubicación de los tubos encontrados luego de 25 cambios realizados	87
3.30. Plano de Presiones luego de los 25 cambios realizados en la red	87
3.31. Ubicación de los tubos encontrados luego de 30 cambios realizados	88
3.32. Plano de Presiones luego de los 30 cambios realizados en la red	88
3.33. Ubicación de los tubos encontrados luego de 31 cambios realizados	89
3.34. Plano de Presiones luego de los 31 cambios realizados en la red	89
3.35. Ubicación de los tubos encontrados en el punto óptimo de rehabilitación	90
3.36. Plano de Presiones en el punto óptimo de rehabilitación	91
3.37. Relación entre el Costo de rehabilitación con el Índice de Resiliencia y el Perjuicio hidráulico.	94
3.38. Relación entre el Costo de rehabilitación con el Coeficiente de Uniformidad.	94
3.39. Relación entre el Coeficiente de Uniformidad y el Índice de Resiliencia.	95
3.40. Relación entre la presión de entrada y el número de tuberías cambiadas.	95

4.1. Nota: La significancia de la diferencia relacionada después de implementar un método determinístico.	97
4.2. Relación entre el Costo de rehabilitación con el Índice de Resiliencia y el Perjuicio hidráulico.	99
A.1. Variables del balance hídrico ,infraestructura y operacionales.	109
B.1. angle=90	111
B.2. Reporte de rotura de tuberías en la Av. Cuzco N° 318	112
B.3. Reporte de rotura de tuberías en la Av. Aarenales y Jr. Wari	113
B.4. Reporte de rotura de tuberías en la Av. Aarenales N° 1113	114
B.5. Reporte de rotura de tuberías en varias Avenidas de la zona de estudio . . .	115
C.1. Vista de la sustitución de tuberías en un tramo de red agua potable.	116
C.2. Vista de una válvula reductora de presión	117
C.3. Excavaciones cercanas de líneas de tuberías de conducción de agua potable. .	117
C.4. Vista de un tramo de tubería de agua potable rehabilitada.	117
C.5. vista de tuberías para su posterior sustitución.	118
C.6. Vista de una valvula reductora de presion.	118
C.7. Vista de una conexión domiciliaria	118
C.8. Sustitución de un tramo de tuberías de agua potable por antigüedad de instalación.	119
C.9. Excavaciones que afectan las líneas de tubería de una red de agua potable. .	119
C.10.Instantes donde ocurre una rotura de una tubería de agua potable.	120



Índice de Cuadros y Tablas

3.1. Distribución porcentual de las longitudes de tubería de acuerdo al tipo de material en la red de Miraflores.	59
3.2. Longitudes y número de tuberías de acuerdo al diámetro de los activos de la red en estudio.	61
3.3. Características de la red en estudio.	68
3.4. Características de los nodos, ubicación y demanda.	69
3.5. Continuación de la tabla anterior.	70
3.6. Características de los tubos de la red	71
3.7. Continuación de la tabla anterior	72
3.8. Resultados obtenidos con la aplicación de la metodología	80
3.9. Evolución del proceso de uniformización de presiones. Tubos encontrados y los respectivos cambios en los diámetros	81
3.10. Continuación de la tabla anterior	82
3.11. Continuación de la tabla anterior	83
3.12. Resultados obtenidos luego de 4 cambios realizados en la red	83
3.13. Resultados obtenidos luego de 9 cambios realizados en la red	84
3.14. Resultados obtenidos luego de 14 cambios realizados en la red	86
3.15. Resultados obtenidos luego de 25 cambios realizados en la red	87
3.16. Resultados obtenidos luego de 30 cambios realizados en la red	88
3.17. Resultados obtenidos luego de 31 cambios realizados en la red	89
3.18. Resultados obtenidos con la aplicación de la metodología.	92

4.1. Líneas expresas de tuberías encontradas luego de la aplicación del soporte de decisión a la red	100
4.2. Costos por diámetro cambiado y longitud	101



GLOSARIO

Determinista: Se aplica al modelo, proceso o simulación cuyos resultados no dependen de ningún factor con valores aleatorios. Se opone al concepto de modelo o proceso estocástico, donde se introducen factores cuyo valor depende de funciones aleatorias; estos factores suelen utilizarse para simular la incertidumbre de los datos.

Mantenimiento preventivo: Este mantenimiento se refiere a las acciones de inspección y seguimiento de los elementos de las redes para tratar de evitar que se produzca su fallo. El mantenimiento preventivo está programado. El tiempo que el elemento no está en uso es el dedicado exclusivamente a la operación propiamente dicha. Por esta razón, el tiempo de mantenimiento preventivo es siempre inferior al tiempo de mantenimiento correctivo.

Mantenimiento correctivo: Este es un mantenimiento de reparación que se realiza después de un fallo o rotura en el sistema, no es programado previamente y es requerido por una determinada avería (por ejemplo, aparición de una fuga de agua).

Modelo: Representación simplificada de un objeto o proceso en la que se representan algunas de sus propiedades. Un modelo reproduce solamente algunas propiedades del objeto o sistema original que queda, por tanto, representado por otro objeto o sistema de menor complejidad; los modelos se construyen para conocer o predecir propiedades del objeto real.

Reparación: Las reparaciones en la redes de agua potable consiste en restituir a su condición normal y de buen funcionamiento a las tuberías deterioradas o rotas . Algu-

nas de las razones principales de las causas que originan las fallas en los sistemas de distribución de agua son: una incorrecta elección de los materiales de la red, una deficiente instalación y asentamiento de las tuberías, corrosión, deficiencias en valvulería, sobrepresiones, actuaciones externas. Estos sistemas de reparación son relativamente rápidos ya que tras destapar la tubería se puede instalar la pieza de reparación cerrando el servicio brevemente e incluso en ocasiones sin tener que realizar un cierre total del suministro. Con ello se evita el corte y vaciado de la tubería consiguiendo tiempos de restablecimiento del servicio muy reducidos.

Rehabilitación: Con la rehabilitación de tuberías se pretende restaurar la capacidad hidráulica de una tubería que ha sido afectada negativamente por corrosión interior, aumento de la rugosidad, disminución de diámetro, filtraciones, extendiendo así su vida útil. Si no se corrigiera esta situación se llegarían a producir filtraciones mayores y fallos que pueden llevar a la suspensión del servicio y reparaciones costosas.

Generalmente los trabajos de rehabilitación consistirán primeramente en la detección de la zona a rehabilitar, posteriormente en la limpieza del interior del tramo y en la instalación del revestimiento interior por cualquiera de los métodos existentes.

Renovación: En los casos en los que la red esté seriamente dañada, es recomendable la renovación de la red para evitar los innumerables fallos y roturas producidos, los costes derivados de su reparación y las molestias para los vecinos de las zonas afectadas. Además, en muchos casos, la antigüedad de las redes hace aconsejable también su renovación y sustitución.

Perjuicio Hidráulico: El perjuicio hidráulico es una medida relativa del índice de resiliencia para cada una de las configuraciones de tuberías encontradas, el cual indica que la optimización del proceso de una a otra configuración va siendo cada vez menor a medida que se maximiza la conservación de energía.

Red: Modelo de datos formado por nodos y conexiones entre ellos. Tanto los nodos como las conexiones pueden tener atributos propios como, por ejemplo, longitud, resistencia, sinuosidad. El análisis de redes agrupa un conjunto de técnicas implicadas en la resolución de cuestiones que pueden ser modelizadas mediante una red, por ejemplo, determinación del camino de mínimo coste entre dos puntos.



ACRÓNIMOS.

PH : Perjuicio hidráulico.

Ir : índice de resiliencia.

Hj : Presiones de cada uno de los nodos.

Qj : caudales de demanda.

He : Presión de entrada de cada una de las fuentes de suministro.

Qe : Caudal de entrada de cada una de las fuentes de suministro.

LGH : Línea de gradiente hidráulico.

Re : Número de Reynolds.

CU : Coeficiente de uniformidad.

DESV : Desviación estándar.

Ks : Rugosidad absoluta de cada una de las tuberías.

Km : Pérdidas locales por presencia de accesorios.



SIMBOLOS.

- ν : Viscosidad cinemática.
- ID : Identificador de tramos de tubería.
- NT : Número de tuberías que conforma la red.
- NN : Número de nodos que conforma la red.
- NR : Número de fuentes de suministro.
- d : Diámetro de la tubería.
- l : Longitud de la tubería.
- npu : Número de bombas en el sistema.
- H_j^* : Presión mínima según norma.
- P_i : Potencia suministrada por cada bomba, si es el caso.
- D_{max} : Presión mínima según norma.
- f : Factor de fricción de Darcy.
- ml : Metro lineal.
- VRP : Válvulas Reductoras de Presión.
- t : Tiempo por unidad de distancia.



1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

En el mundo

Las infraestructuras de suministro de agua potable a lo largo del mundo son sistemas deteriorados, sobre-diseñados, debido a las metodologías de diseño utilizadas anteriormente. Este problema paralelo a la expansión extensa de las ciudades produce efectos directos sobre la tensión financiera en los niveles presentes. Las empresas encargadas de la distribución de agua están enfrentando por consiguiente el problema de manejar redes deterioradas de la manera más eficaz posible para mantener los niveles presentes y futuros de servicio. (Valderrama, 2004)

En el Perú

El acceso al servicio de agua potable en el Perú aumentó en los últimos cinco años de 80,9% (2012) a 87,8% (2017). Es un avance importante, sin embargo, aún hay millones de peruanos que carecen de estos beneficios. En comparación con otros países de la región, el Perú tiene un retraso importante en la cobertura de este servicio de agua potable. Señaló que a nivel rural solo el 67% de la población accede de manera directa a una red de abastecimiento y en Lima, donde se concentra la mayor cantidad de infraestructura para agua y desagüe, más de un millón de personas (10% de la

población) todavía recurre a camiones cisterna para obtener agua. ¹

En Ayacucho

La pérdida de agua debido a las fugas y las consecuencias de los fallos en las redes abastecimiento vienen ocasionando pérdidas del agua producida, puesto que en algunos sectores las fallas son mas continuas con respecto a los demás sectores. Consecuentemente, existe una necesidad de encontrar estrategias eficientes para lograr un manejo eficaz del volumen de agua inyectada en la red y entregado a los usuarios, conforme a los presupuestos disponibles de la entidad.

Es por ello necesario desarrollar una metodología para lograr la optima operación de redes existentes de distribución de agua potable, con el objetivo de uniformizar el estado de presiones a partir de la determinación de los diámetros óptimos y minimizar el el nivel de fugas después de una rotura en la red.

1.2. Delimitación del problema

1.2.1. Espacial

La investigación desarrollada se enmarcara en el área de cobertura de la zona de Miraflores del distrito que corresponde al municipio de San Juan Bautistista que viene hacer uno de los dieciséis distritos que conforman la Provincia de Huamanga, ubicada en el Departamento de Ayacucho, perteneciente a la Región Ayacucho

1.2.2. Temporal

Dado que todos los fenómenos del mundo objetivo y subjetivo están necesariamente ubicados en determinaciones espacio temporales resulta imposible aislarlos para su estudio de estas condiciones, por tanto, debe constituir una exigencia de toda investigación. En todo proyecto de investigación es necesario precisar el parámetro de la temporalidad, referida al momento en que se recojan los datos.

Los datos como la presión y el caudal serán considerados para la realización del trabajo de investigación propuesto serán tomados del promedio anual para tener mayor fiabilidad de estos datos que estos influirán bastante en el desarrollo de la metodología.

¹RPP Noticias

1.2.3. Temática y unidad de análisis

La unidad del objeto de estudio de la investigación son de uniformizar el estado de presiones obtenidas mediante un modelamiento por el método determinístico.

La unidad de análisis será las redes de abastecimiento de agua potable ubicadas en los sub sectores (M2 y M3) localizadas en Canan Alto, Puericultorio, Aprovisa, Evangelicos y el Cementerio General, partes que forman la zona de Miraflores del distrito San Juan Bautista.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema General

1. ¿De qué manera se puede determinar los diámetros óptimos de tuberías con el fin de Uniformizar el estado de presiones para lograr la óptima operación de las redes de agua potable?

1.3.2. Problemas Específicos

1. ¿Cuáles son los resultados del análisis del área de cobertura de las redes del sector en estudio con la metodología que se plantea?
2. ¿Cómo desarrollar el algoritmo que permita encontrar líneas de tubería en las que se debe priorizar la rehabilitación para uniformizar el estado de Presiones?
3. ¿Cómo maximizar el Índice de Resiliencia del sistema de distribución de agua potable?

1.4. Justificación e importancia de la investigación

La ciudad de Ayacucho se ha expandido en forma brutal y caótica y al mismo tiempo los sistemas de abastecimiento de agua potable ha ido expandiendo y desarrollado, basado en una enorme y compleja infraestructura. Mientras los sistemas de abastecimiento de agua potable y los sistemas de distribución se deterioran y fallan de manera frecuente, ocasionando pérdidas del agua producida, disminución de la contabilidad del sistema, incrementos en los costos de operación, daños materiales, interrupción del servicio.

Esta investigación es necesaria para los encargadas de la administración y distribución del agua buscan la implementación de una método que permitan maximizar la uniformidad de las presiones en la red mediante la búsqueda de métodos, para poder contribuir en mejora de la prevención de pérdida de agua potable por rotura de tuberías.

Es también necesaria para la de Ciudad de Ayacucho, contar con un desarrollo técnico de soporte de decisión a partir del reemplazo de líneas de tubería adecuadas, basadas en el juicio técnico bajo el buen conocimiento hidráulico del sistema para lograr la óptima operación de redes existentes de distribución de agua potable.

Así mismo es conveniente para la entidad prestadora de servicios, Seda Ayacucho implementar métodos determinísticos para regular las presiones de agua ya que éstas son las más influyentes en la rotura de tuberías en las redes de distribución de agua potable ocasionando corte del servicio, daños materiales y otros.

Es conveniente para toda la Región de Ayacucho, ya que luego de hacer un revisión bibliográfica y también entrevistas con el personal de operaciones y mantenimiento hay mucha dificultad en atender estos problemas de reparación y sustitución de elementos en la red ya que existen poco o nada políticas preventivas de anticipación frente a las fallas ocurridas en las redes, lo cual me motiva a investigarla y publicarla.

Es de suma importancia la implementación de un método determinístico para modificar sus diámetros en las tuberías, con el fin de lograr maximizar la uniformidad de presiones como una medida preventiva frente a roturas ocasionadas como son las presiones de agua que conllevan a un deterioro estructural que posteriormente se traducen en fallas en la red. Los gestores de los sistemas de abastecimiento, por lo regular, responden de manera reactiva a las emergencias de las roturas, y la experiencia muestra que un número significativo de reparaciones son realizadas de forma no programada. Una planeación óptima del mantenimiento en un sistema de distribución con necesidad en reparaciones, puede permitir ahorros significativos de toda índole, incluso sobre reparaciones de emergencia o no programadas.

Cualquier herramienta computacional que sea desarrollada con el fin de dar soporte a las actividades de mantenimiento correctivo, debe incorporar como núcleo fundamental un

modelo hidráulico del sistema, lo que permite ejecutar algoritmos que busquen entender y predecir el comportamiento de la red al realizar un cambio en el esquema operacional. Los Modelos hidráulicos son esenciales tanto para el diseño como para la operación de las redes de distribución de agua; esto debido a que si las características y los estados de los elementos no son conocidas, no se puede plantear tomar decisiones optimas de operación. Uno de los componentes más importantes dentro de mantenimiento correctivo y que afecta el comportamiento hidráulico, son las válvulas, ya que permiten aislar tuberías que sufrieron un daño y que necesitan ser reparadas.

1.5. Limitaciones de la investigación

El presente trabajo se limita a:

- Esta investigación se limitara a solo aplicar en un solo sector especifico, al cual se le considera como una zona con fallas frecuentes , ya que según reportes del historial de rotura de tuberías existentes de la entidad,indican que en los tres últimos años se reportaron incidentes concernientes al tema de fallas en la red, ocasionando muchas veces molestias y desabastecimiento de agua potable a los vecinos en este sector.
- Como parte de la presente investigación se realizaran las modelizaciones de la red para determinar las presiones requeridas cada vez que se haga los cambios en los diámetros para alcanzar los objetivos trazados, sin embargo es improbable la implementación en una red real como una prueba por el presupuesto que demandaría y otros aspectos mas.
- Existe pocas investigaciones concernientes sobre el tema en el medio y menos implementaciones reportadas en vías que sirvan de experiencia y estudio.

1.6. Objetivos de la investigación

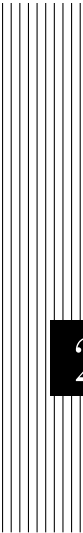
1.6.1. Objetivos Generales

1. Establecer un marco de referencia para la rehabilitación de redes de abastecimiento de agua a través de la determinación de diámetros óptimos desde el punto de vista

hidráulico de la tuberías con el fin de Uniformizar el estado de presiones, mediante un método determinístico para lograr la óptima operación de las redes de agua potable.

1.6.2. Objetivos Específicos

- 1) Aplicar la metodología planteada al caso de estudio, definiendo el área de cobertura de las redes ubicadas en el sector (M2 y M3) en la zona de Miraflores del distrito San Juan Bautista
- 2) Mediante modelaciones, desarrollar el algoritmo que permita encontrar líneas de tubería en las que se debe priorizar la rehabilitación con el fin de uniformizar el estado de Presiones de Servicio.
- 3) A partir de la técnica desarrollada, maximizar el Índice de Resiliencia del sistema de distribución de agua potable.



2 MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Investigaciones internacionales

Existen investigación a nivel internacional relacionada con el tema “Determinación de los diámetros óptimos de tuberías con el fin de Uniformizar el estado de presiones”, la información que se tiene es con respecto a la optimización operacional de redes de distribución de agua potable.

En la revista de ingeniería de la universidad de los Andes de Colombia cuyo tema esta relacionado con el tema de la presente investigación y lleva por titulo “Optimización operacional de redes de distribución de agua potable con el fin de maximizar la uniformidad de presiones en los nodos de consumo”, en donde nos indica que el problema se resuelve a partir de la implementación de un algoritmo determinístico que debe escoger las tuberías en las cuales se debe modificar su diámetro, para lograr maximizar la uniformidad de presiones en la red. Cada modificación en el diámetro de la tubería escogida corresponde a aumentarlo al siguiente comercial, siguiendo un rango de diámetros comerciales definido previamente por el usuario, a partir del diámetro actual que tenga la tubería. Para escoger la tubería en la cual se debe realizar la modificación, se tienen todas las tuberías de la red y las posibles modificaciones en los diámetros de las misma (espacio solución), entre los cuales se encuentran aquellas tuberías que maximizan la uniformidad de presiones (optimizan el

proceso) al realizar la modificación en el diámetro respectiva.

En el año 2015 la tesis doctoral elaborado por Ángela Martínez Codina que lleva por título “Metodología de análisis estadístico de roturas en redes de distribución de agua ”, en este estudio se centra principalmente de como influye la presión en las fallas de las redes de distribución de agua potable y propone soluciones a través de un modelo estadístico después de un análisis minucioso y exhaustivo. La investigación se centraliza en la relación entre las roturas y la presión de agua y propone la implantación de una gestión de presiones que reduzca el número de roturas que se producen en dichas redes. Finalmente, se recomienda una gestión de presiones que limite los intervalos de los indicadores influyentes en la probabilidad de roturas que incrementen dicha probabilidad. La metodología propuesta puede aplicarse a otras redes de distribución y puede ayudar a las compañías gestoras a reducir el número de fallos en el sistema a través de la gestión de presiones.

En el año 2015 la tesis elaborado por Sergio Alonso Anaya que lleva por título “Modelo de gestión y optimización operacional de los daños en redes de distribución de agua”, en el cual propone desarrollar un algoritmos y una metodologías orientadas a mejorar el conocimiento sobre el sistema de distribución del Acueducto Metropolitano de Bucaramanga S.A. E.S.P., a partir de información que permita optimizar la atención de daños y la implementación de modelos de mantenimiento preventivo-predictivo, como parte de una gestión integral de redes.

2.1.2. Investigaciones nacionales

A nivel nacional son pocas las investigaciones realizadas en esta área y mas aun en el tema específico, los cuales citaremos a continuación:

En 2014, Olivos Lara, presentó un modelo técnico económico para la toma de decisiones de renovación de redes secundarias de agua potable. Si bien, modelo técnico económico analiza el momento óptimo de sustitución de las tuberías, en una red de abastecimiento no solo es importante definir en qué momento se debería realizar la sustitución con el criterio de optimizar todos los costos asociados a dicha renovación, sino también es preciso determinar la priorización de la renovación de las redes de agua.

En 2014, Portillo Quispe, presentó un modelo dinámico para la predicción del abastecimiento de agua potable. En la presente investigación se busca desarrollar un modelo dinámico de predicción del abastecimiento del agua potable en la Ciudad de Ayacucho, utilizando la metodología de dinámica de sistemas; para obtener información de población y demanda de agua potable en dicha ciudad escogiéndose como horizonte de planeación un periodo de 10 años.

2.2. Proceso de fallo de una tubería

En este capítulo se realiza un análisis de los factores relevantes en el proceso de fallo de una tubería. También se abordan las causas probables de estos fallos, así como los tipos y localizaciones de los mismos. Los conceptos adquiridos mediante el estudio del proceso fallo de tuberías permiten adoptar con suficiencia un determinado protocolo de inspección para la evaluación de la condición del elemento.

2.2.1. Causas del fallo de una tubería

2.2.1.1. Fallos causados por defectos de fábrica

Las imperfecciones en la fabricación de las tuberías poseen estrecha relación con la falta de adopción de protocolos de producción que aseguren la calidad del producto. Una aleación pobre puede generar zonas de la superficie de la tubería donde se presentan mayores niveles de corrosión. Dichas zonas propensas a la corrosión se pueden presentar, de igual forma, debido a una falta de uniformidad en el espesor de la tubería. Las tuberías de acero galvanizado también pueden ser propensas a la oxidación exterior si además se presenta un alto nivel de humedad del terreno. La calidad del agua también puede jugar un papel importante en la aparición de oxidación interior en tuberías con procesos de galvanizado defectuosos.(Almandoz, 2005) Las tuberías plásticas se fabrican mediante el proceso de extrusión. Dicho proceso se realiza mediante una máquina con un embudo en el cual se introducen los gránulos de polímero (polietileno en frío), haciéndolos compactar mediante un émbolo de inyección que opera a una presión dada y luego conduciendo la masa compactada a través una cámara de calefacción que genera un polímero maleable y en consecuencia susceptible de darle forma mediante inyección por una boquilla. Por supuesto, tanto la presión de compactación como

la temperatura de calentamiento del polímero constituyen variables susceptibles de error, generando ello, en algunos casos, tuberías defectuosas. (Paraa Toro, 2013)

2.2.1.2. Fallos causados por defectos de instalación

Al igual que en los procesos de fabricación, los procesos de instalación deben seguir protocolos. El protocolo de instalación debe incluir indicaciones acerca de la calidad del material de relleno, las especificaciones de los accesorios a utilizar, la profundidad de instalación, la compactación previa mediante capas de la cama sobre la cual posará la tubería, la forma de disposición de la tubería, la forma de unión, ya sea mecánica o por soldadura, y en este último caso, indicaciones concretas sobre el procedimiento en frío o en caliente, y así mismo la compactación del material de cobertura. Este extenso listado de actividades genera como resultado una considerable probabilidad de ocurrencia de errores (técnicos o humanos) y asociados a ella, la probabilidad final de fallo del elemento. La instalación debe incluir además, como paso previo, una revisión exhaustiva del estado de los elementos a instalar. Durante el transporte de las tuberías suelen ocurrir averías menores que de no ser detectadas constituyen el primer paso en la formación posterior de la falla. De hecho la forma en que se transportan las tuberías plásticas, con un incorrecto enrollado o con un apilado que excede el máximo número de rollos por columna, suele ser una causante de constantes averías por aplastamiento o fractura transversal. Conviene anotar que una inadecuada maniobra de unión puede inducir la aparición de esfuerzos localizados que inducen al fallo. En tuberías de fundición gris el efecto del pandeo de la estructura puede repercutir en una falla de carácter frágil en la unión. Las uniones de tipo rígido no permiten ninguna clase de movimiento entre la campana y la espiga, comportándose ambas partes involucradas en la unión como una viga continua sin ningún grado de movimiento. Dado que en este tipo de unión se utiliza una junta de caucho para prevenir la fuga, este elemento presenta una especial fragilidad en este tipo de situaciones, pues es el único accesorio de toda la unión que permite cierto rango de movimiento entre las caras que enfrenta. La descripción de los fenómenos que involucran a la junta de caucho deja claro que ella representa en sí misma el grado de holgura con que cuenta todo el sistema de unión para hacer frente a un movimiento. Cuando ocurre una fuga entre una de las caras (ya sea la de la espiga o la de la campana) y la junta de caucho, el fallo en la unión se denomina fallo parcial. (Paraa Toro, 2013) Sin embargo, si además se genera un desplazamiento de la junta de caucho desde su posición y ello permite la entrada en contacto de ambas caras involucradas en la unión, el fallo se considera completo, siendo esto último

estructuralmente el paso previo a un colapso total de la unión, dado que el contacto entre metales (denominado amarre de metales) genera un gran aumento del valor de la tensión en ese punto. En contraposición, las tuberías de acero generalmente se unen mediante soldadura. Un apropiado proceso de soldadura hace que ambas tuberías se comporten estructuralmente como una sola. Varios autores se han dedicado al estudio de la reducción en la resistencia de la tubería en el punto de soldadura. Generalmente el porcentaje de pérdida de resistencia es bajo. Según (Finno y otros, 2003) este valor varía entre el 0 y el 25%. El fenómeno de contaminación química ocurre también frecuentemente en el momento de la instalación. Según sea el material contaminante, este proceso puede acarrear graves consecuencias: si el material que entra en contacto con la tubería contiene metales pesados generará abrasión (proceso físico de desgaste de la superficie). Si además la tubería es metálica se iniciará un proceso corrosivo (éste, a diferencia de la abrasión, es de tipo químico) que según las características del suelo circundante avanzará más o menos rápido hacia la conformación de un hoyo de corrosión y la posterior falla del elemento mediante una fractura súbita, o por un lento proceso de fatiga en la zona afectada por la corrosión. En tuberías plásticas la contaminación química crea superficies de debilidad, que se configuran en superficies de falla mediante la interacción con otros factores ambientales, o por la misma operación de la red.(Almandoz, 2005)

2.2.1.3. Fallos causados por procesos corrosivos

En general puede entenderse la corrosión como un proceso electroquímico (en el caso de las tuberías metálicas, un proceso asociado a la oxidación) y cuya velocidad de ocurrencia depende de las condiciones ambientales, y en general de la interacción suelo-estructura (caracterizada principalmente por los valores de humedad, temperatura, salinidad, pH del suelo y materia orgánica)(Almandoz, 2005).

La corrosión no es un proceso exclusivo de los metales: las tuberías de plástico también están expuestas a fenómenos corrosivos aunque los procesos químicos asociados son diferentes. En este tipo de material, la corrosión ocurre mediante adsorción de especies activas que se encuentran en el ambiente (la adsorción es un proceso por el cual una cantidad de moléculas de una sustancia externa es retenida en la superficie en este caso de la tubería). Dicha adsorción, en el escenario de los plásticos, produce reacciones con las cadenas de polímeros. A diferencia de los metales, la corrosión plástica es un proceso interno, que en condiciones oxidantes genera una pérdida de la plasticidad del material, haciéndolo susceptible a una

falla súbita por fragilidad adquirida.(Paraa Toro, 2013)



Figura 2.1: Fallo por corrosión en tubería de fundición dúctil(Paraa Toro, 2013).

2.2.1.4. Fallos causados por movimientos del suelo

Los desplazamientos de tierra, o los reacomodamientos generados por obras vecinas (lo cual ocurre comúnmente, al aprovechar un trabajo de una red específica para ejecutar la sustitución de otras redes) suelen causar movimientos en los elementos de la red, que acaban generando fisuras en las uniones al aumentar las fuerzas de debidas a la fricción. Si los movimientos son mayores ocurre un fallo mecánico de las uniones (separación de las caras enfrentadas). Si el suelo está compuesto por arcillas expansivas se puede hinchar produciendo un movimiento que genera una rotura circular (Rajani, 1996). Un movimiento de la masa del suelo también puede cambiar el diagrama de fuerzas al cual se encuentra sometida la estructura de transporte de agua, generando pandeo y posteriormente agrietamiento.

2.2.1.5. Fallos causados por variaciones de temperatura

La contracción o expansión térmica de la tubería puede generar holguras en las uniones que terminan por provocar un fallo general. Cuando la conducción se encuentra además sometida a temperaturas superiores o inferiores a los valores límite especificados por el fabricante, pueden ocurrir cambios en la estructura química del material, y con ellos, en las propiedades físicas asociadas a la resistencia. Los cambios de temperatura generan, principalmente en las tuberías plásticas, esfuerzos adicionales de tensión o compresión indeseables.(Paraa Toro, 2013)

2.2.1.6. Fallos asociados a los diversos usos del suelo

El uso del suelo reviste importancia en el estudio de la ocurrencia de fallos en la medida que tal uso dictamina el tipo de carga a la que estará sometida la tubería. El uso del suelo se asocia pues, a la condición estructural del elemento, y en general, a la condición de la red. Pero además de ello, la explotación que del mismo se hace puede dar una idea de la densidad poblacional del sitio, y en consecuencia de los valores de presión que soportan las tuberías que lo abastecen (por esto, condición hidráulica de la red se asocia frecuentemente al uso del suelo). La densidad de acometidas también se encuentra directamente relacionada con el uso del suelo, y dicha densidad en muchos casos es sinónimo de fallos a través de un número mayor de accesorios de regulación (válvulas) y de medición (contadores), que aumentan la probabilidad de roturas en las uniones. La alta densidad de acometidas en suelos urbanos suele estar relacionada con un alto número de fallos por kilómetro en la red de alcantarillado, al presentarse un potencial mayor número de casos de conexiones mal ejecutadas. Por último, cabe esperarse en un suelo altamente poblado, que la presencia de un mayor número de redes de otros servicios públicos involucre constantes remociones del terreno que terminan siendo las causantes de fallos por descompactación del suelo aledaño a la tubería (sin mencionar los daños directos en la red, causados involuntariamente por terceros). (Paraa Toro, 2013)

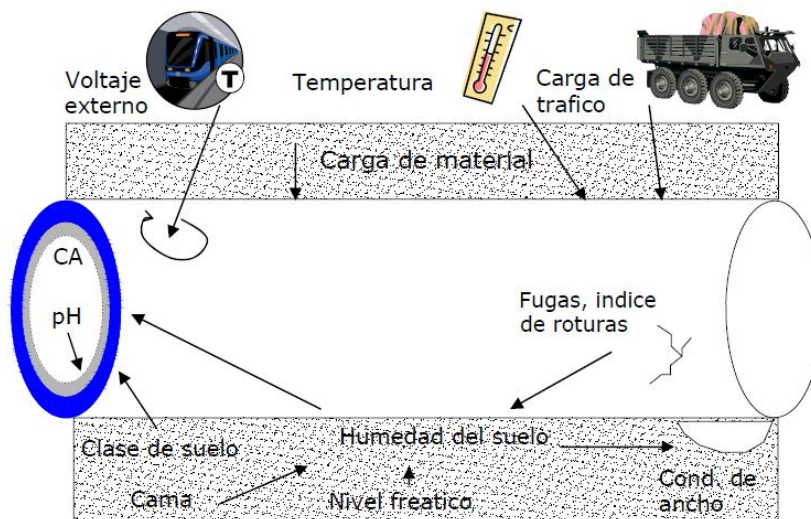


Figura 2.2: Cargas en las tuberías utilizada en UtilNets .

2.2.1.7. Fallos asociados a la variación climática estacional

Los efectos más evidentes de la variación estacional parecen presentarse durante el invierno en aquellas zonas donde esta temporada conlleva la formación de capas superficiales de hielo.

Dichas capas representan una carga más que la estructura debe soportar. El hielo afecta especialmente a las tuberías de diámetros pequeños. (Andreou, 1986) cita el ejemplo de la ciudad de Filadelfia, Estados Unidos. Durante el periodo de 1961 a 1982 el acumulado de fallos durante los meses de invierno más fuerte (diciembre, enero y febrero) representó más de la mitad del acumulado total. Otros estudios similares muestran la misma tendencia. En Trondheim (Noruega), debido al control activo de fugas realizado en el verano, es en ese periodo de tiempo donde se registra la mayor cantidad de fugas localizadas (Rostrum, 2000). Existen otros casos en los cuales los meses de verano conllevan una alta tasa de fallos. Dicha tasa sin embargo no es atribuible a factores climáticos asociados a la época del año, sino a factores operativos. En la ciudad de Buffalo, Estados Unidos, durante los meses de verano del año 1981 la tasa de fallos fue representativamente alta, pero ella estuvo correlacionada a la alta demanda hídrica durante ese periodo (Andreou, 1986). Cabe mencionar que en el verano la pérdida de agua en los suelos especialmente en las arcillas conlleva una reacomodación de la estructura y en consecuencia, un ambiente propicio para la ocurrencia de fallos. Otros factores, como la congelación del suelo (ya a nivel sub superficial), afectan la condición estructural de las redes. En Ottawa, Canadá, los inviernos de ciertos años fueron tan duros que la congelación del suelo rompió las tuberías de distribución ubicadas bajo patios interiores de las residencias, donde la carga de tráfico es prácticamente inexistente.

2.2.1.8. Fallos causados por excavaciones adyacentes

El proceso que requiere la apertura de una zanja genera, según (Rumsey, 1982) cuatro posibles escenarios que en su conjunto pueden producir una falla en una tubería vecina.

- En primera instancia, el retiro del material, con la consecuente pérdida de soporte lateral del suelo circundante hasta que la zanja se apuntala.
- En segundo término, en el lapso de tiempo que transcurre hasta que el suelo circundante entra en total contacto con el sistema de apuntalamiento y mientras que dicho sistema sufre las deflexiones propias de las cargas que comienza a soportar.
- En tercer lugar, y una vez hecha la obra para la cual la zanja fue hecha, en el momento en que el sistema de apuntalamiento es retirado.
- Por último y como cuarto escenario, después de puesto el material de relleno.



Figura 2.3: Excavaciones adyacentes (Paraa Toro, 2013).

2.2.1.9. Fallos causados por factores hidráulicos

- **Efectos de la presión interna.** Un aumento repentino en la presión interna genera un empuje brusco de tipo estructural, y no equilibrado por otra fuerza igual y en diferente dirección, y en consecuencia un desplazamiento de la conducción. Dichos aumentos en la presión pueden ser producto de la apertura y cierre de válvulas. Los cambios de dirección en la corriente también pueden producir este tipo de empuje sobre la estructura.
- **Golpe de Ariete.** Los arranques súbitos de sistemas de bombeo, las aperturas y cierres de recorrido completo e instantáneo de válvulas y los vaciados repentinos (por un fallo en la red) o el llenado no abrupto pueden generar un cambio muy brusco en la dirección del flujo (denominado golpe de ariete). Este fenómeno transitorio involucra la producción de grandes fuerzas de tensión adicionales que en algunos casos conducen a la ocurrencia de fallos en la tubería.
- **Cavitación.**

La cavitación es la formación - localizada cerca de las paredes de la tubería - de burbujas de vapor al interior del fluido, y que ocurre cuando la presión cae por debajo del valor de la presión de vapor del agua (aquel valor de la presión para el cual, a una determinada temperatura, la fase líquida y el vapor se encuentran en equilibrio dinámico). El efecto

principal asociado a la ocurrencia del fenómeno de cavitación es el de la erosión de la pared interna de la tubería, y ello trae consigo un aumento en la probabilidad de fallo estructural en dicho sitio de la red. Otro efecto molesto aunque menos representativo lo constituye la ocurrencia de ruidos al interior de la red, causados por las explosiones de las burbujas de vapor. (Paraa Toro, 2013)

2.3. Modelos para la renovación de redes de agua (RAP)

Los modelos para la renovación de las redes de agua potable dependen de los criterios tomados en consideración en el proceso de toma de decisiones. Describimos en este capítulo un conjunto de modelos y de aproximaciones con el fin de identificar un paso coherente en la identificación de los trabajos de renovación y la programación en el tiempo. El análisis que efectuamos lleva principalmente sobre los criterios tomados en consideración, los métodos y las aproximaciones de jerarquización de las tuberías de la red, el estudio del deterioro hidráulico y por fin los métodos de optimización utilizados. Se trata en el curso de este capítulo de describir los lazos entre los puntos mencionados y su coordinación. El interés es comprender cómo son tomados en consideración en el seno de los modelos de ayuda a la decisión que se describen a continuación. Las aproximaciones de ayuda a la decisión son presentadas en la literatura con arreglo a la naturaleza de instrumentos matemáticos utilizados, datos considerados y la toma en consideración del funcionamiento hidráulico de la red.¹ En EPA (2002) se identifican modelos que no se basan en modelos hidráulicos para la renovación, presenta aproximaciones probabilistas o estadísticas que se interesan por el fenómeno de envejecimiento de la tubería teniendo como base una reseña histórica de fallos y de los datos de medio ambiente, aproximaciones deterministas que procura definir vencimientos de renovación, la búsqueda de políticas de renovación a coste mínimo y aproximaciones o modelos que se basan en métodos heurísticos o utilizan la opinión de experto y de métodos de ponderación de criterios con el fin de jerarquizar las tuberías e identificar prioridades. Proponemos establecer una tipología con arreglo al objeto de cada aproximación haciendo distinción entre las aproximaciones para la jerarquización de las tuberías que permite identificar tuberías prioritarias que necesitan una renovación, las aproximaciones permiten determinar vencimientos para la renovación, los modelos de ayuda a la decisión (prototipos u operacionales) que permiten a

¹Kleiner y Rajani (2001)

la ayuda de módulos diversos de proponer programas de renovación.(Paraa Toro, 2013)

2.3.1. Modelos Determinísticos

Este tipo de modelos se utilizan generalmente en casos donde es evidente la relación existente entre los datos de entrada y los resultados obtenidos. De forma más puntualizada, los modelos determinísticos contemplan los modelos lineales y los modelos exponenciales. Estos modelos pueden aplicarse utilizando dos enfoques diferentes: empírico y mecánico. El enfoque empírico busca encontrar la relación entre las tasas de rotura (datos de salida) y las características y atributos de un grupo uniforme y homogéneo de tuberías (datos de entrada). Generalmente la agrupación de los de activos se realiza considerando factores como la edad de las tuberías, tipo de material, condiciones medioambientales, etc. Por otra parte, el enfoque mecánico puede predecir la vida útil restante de un activo de forma individual, es decir solo una tubería. ² establecen que el principal problema que sufren estos modelos radica en que solo pueden aplicarse a una ubicación específica.

El primer modelo determinístico conocido e implementado para la prevención de roturas es el desarrollado por Shamir y Howard (Shamir, 1979), el cual es un modelo que mediante el uso de análisis de regresión determinó la existencia de una relación exponencial entre las variables usadas. Dicho modelo se caracteriza por la siguiente expresión:

$$N(t) = N(t_0)e^{A(t-t_0)} \quad (2.3.1)$$

Donde $N(t)$ es el número de roturas por unidad de longitud esperadas en el año t , $N(t_0)$ es el número de roturas por unidad de longitud que se tienen en año base del análisis t_0 y A es el parámetro de regresión o coeficiente de crecimiento. Este modelo se aplica a tuberías que presentan características internas y externas similares, sin embargo, no tiene en consideración otros factores que influyen en el deterioro de las tuberías como la presión, condiciones del suelo, etc.(Paraa Toro, 2013)

²Clair y Sinha ,2012

2.4. Pérdidas de agua en las redes de distribución

La gestión integral y sostenible del agua es uno de los temas más importantes y complicados para las empresas encargadas de la distribución del recurso. En la actualidad, en las redes de abastecimiento se busca llevar a cabo la planificación, control y organización del sistema de distribución considerando todos los elementos que lo componen, incluyendo las infraestructuras e instalaciones como son las plantas potabilizadoras, tanques de almacenamiento, tuberías, bombas, válvulas, etc., para lograr en la medida de lo posible que el volumen de agua inyectado en la red sea aprovechado al máximo, minimizando así las pérdidas de agua en la red. Durante los últimos años la Asociación Internacional del Agua (IWA) ha desarrollado una propuesta para la gestión de las pérdidas de agua en redes de distribución de agua potable, la cual se muestra en la Figura 2.4. En dicha figura el cuadro central representa el volumen mínimo de fugas que se da en un sistema en condiciones óptimas de operación y mantenimiento, lo cual podría lograrse mediante la realización de las cuatro actividades que se presentan. (Valderrama, 2004)

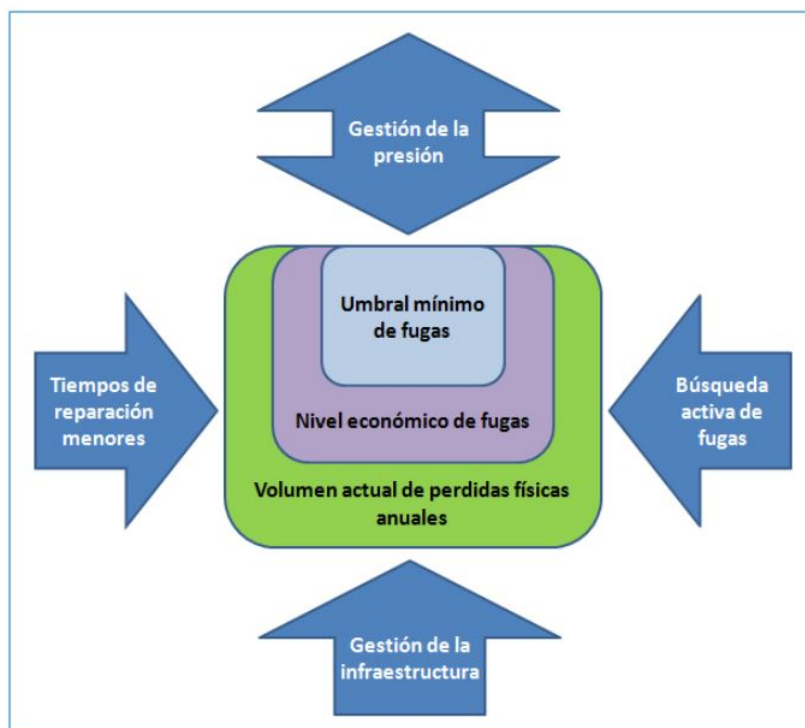


Figura 2.4: Plan de gestión en redes de abastecimiento propuesto por la Asociación Internacional del Agua (IWA).

Fuente: IWA, 1999.

Según la clasificación de la IWA las pérdidas de caudal en el sistema de distribución se

clasifican en pérdidas reales y pérdidas aparentes

- **Pérdidas Físicas o Reales:** Las pérdidas físicas o reales son volúmenes de agua perdidos dentro de un determinado periodo a través de todo tipo de fugas, roturas de tubos y reboses. Las pérdidas físicas se pueden clasificar de acuerdo a su ubicación dentro del sistema y su tamaño y al tiempo durante el cual fugan. Fuga desde las troncales de transmisión y distribución, puede ocurrir en tuberías (roturas debido a causas foráneas o a corrosión) í uniones (desconexión, empaquetaduras dañadas) y válvulas (falla operativa o de mantenimiento) y usualmente tiene tasas de flujo medianas a altas y tiempos de fuga de cortos a medianos Fuga desde conexiones de servicio hasta el punto del medidor del cliente. A veces nos referimos a las conexiones de servicios como los puntos débiles de las redes de suministro de agua porque sus uniones y accesorios exhiben tasas de falla altas. Las fugas en las conexiones de servicio son difíciles de detectar debido a sus tasas de flujo comparativamente bajas y por lo tanto tienen tiempos de fuga largos. La presencia de fugas ocultas se puede identificar analizando las mediciones de presión que periódicamente se realiza en las redes de distribución además existe una amplia gama de instrumentos acústicos y no acústicos para detectar las fugas no reportadas fugas de fondo. Comprende pérdidas de agua con caudales menores estas fugas muy pequeñas no se pueden detectar utilizando métodos de detección acústicos de fugas. Por lo tanto se asume que muchas fugas de fondo nunca se detectan ni reparan sino que fugan hasta que se reemplaza eventualmente la parte defectuosa. Las fugas de fondo a menudo causan una buena parte de las pérdidas reales de agua debido a su gran número y el largo tiempo durante el que ocurren.
- **Pérdidas Aparentes:** Las pérdidas aparentes son pérdidas que no se deben a fugas físicas en la infraestructura, sino que están causadas por otros factores. Las pérdidas aparentes se pueden agrupar en las siguientes categorías en base a su origen: inexactitudes de medición debido medidores de flujo incorrectos, manejo de datos y errores de contabilidad así como mala rendición de cuentas de los clientes en los sistemas de facturación y consumo no autorizado debido al robo de agua y a las conexiones ilegales o clandestinas.

Las pérdidas aparentes originan costos de producción sin generar ingreso para la empresa. En esta figura también se puede observar que las fugas reales o físicas se dividen en visibles y no visibles, en la primera la detección es directa mientras que para iden-

tificas las fugas invisibles es necesario la utilización de metodologías como las que se tratan en este trabajo.

2.4.1. Relación de la presión y el caudal de fuga

Garzón & Thorton (2006) en su estudio Influencia de la presión en la pérdida de agua en sistemas de distribución, mencionan que durante años se trabajó con la modelación de las fugas basada en (el principio de la raíz cuadrada), en donde el caudal de fuga Q_f es proporcional al área de la fuga A_f y a la velocidad real de salida del fluido, V_f , que es directamente proporcional a la raíz cuadrada de la presión estática:(Valderrama, 2004)

$$Q_f = C_d * A_f * \sqrt{2gh} \quad (2.4.1)$$

Donde:

Q_f : caudal de fuga.

C_d : coeficiente de descarga del orificio.

A_f : área de la fuga.

g : gravedad de la Tierra.

h : presión estática .

Sin embargo, la suposición acerca de que el coeficiente de descarga es constante no es necesariamente válida para las fugas. Teniendo en cuenta lo anterior, la ecuación [2.4.1] se puede expresar de la siguiente manera:

$$Q_f = K_f * p^x \quad (2.4.2)$$

Donde:

Q_f : caudal de fuga.

K_f : es el coeficiente de fuga.

P : presión estática,.

x : es el exponente de fuga, cuyo rango de variación es de $0.5 \leq x \leq 2.5$.

2.4.2. Reducir la presión en la red disminuye el agua perdida por fuga

Durante los últimos años algunos de los principales organismos operadores del mundo han adquirido un conocimiento importante acerca del comportamiento de las redes de distribución de agua potable: han aprendido que la mayor parte de las pérdidas de agua que se presentan en la red se debe a una gran cantidad de pequeñas fugas cuya detección y reparación resulta difícil, si no imposible. Con este conocimiento han llegado a la conclusión de que para disminuir la cantidad de agua que se pierde por fugas es más redituable controlar la presión en las tuberías de distribución que realizar la tradicional reparación de fugas. Esta demostrado que las fugas que se presentan en las tuberías se comportan como lo hace el caudal de agua que sale de un orificio, conforme a la ecuación (2.4.1) donde se puede apreciar que el caudal que se fuga de la red es proporcional a la raíz cuadrada de la presión media. Sin embargo, en los estudios que se han realizado en México se ha encontrado que la relación entre el caudal de fuga y la presión promedio de una red no varía en proporción a la carga elevada a la potencia 0.5, sino que varía en proporción a la carga eleva a una potencia aproximada a 1.0, esto es, el caudal de fuga es proporcional a la presión promedio. Esto se debe principalmente a dos motivos:

- Una parte significativa de los componentes que fugan en la red son flexibles y en éstos la superficie de los orificios depende de la presión que se tenga en la red, esto es, a mayor presión mayor será el área disponible para que el agua fugue.
- Al analizar las redes hidráulicas se supone que los orificios que producen las fugas se distribuyen equitativamente en toda la longitud de la tubería, sin embargo esto no es así, la mayor parte de éstos se encuentran donde la presión de la red es más alta, pues es ahí donde la tubería se daña más. Sucede entonces que al disminuir la presión la mayor parte de los orificios y por lo tanto de las fugas originales se encuentran en la zona donde el diferencial de presión es más alto, por lo que el ahorro es mayor.

Los materiales de las tuberías juegan un papel importante en el comportamiento de las fugas, tanto así que las propiedades de los materiales determinan la forma en que la tubería falla. Ahora, si se tiene en cuenta que las paredes de la tubería asimilan la presión interna del agua, al incrementarse la presión, las fisuras pequeñas que no fugan a baja presión y altas

temperaturas pueden abrirse y crear nuevas fugas a una presión mayor. De igual manera, el área de apertura de la fuga se puede incrementar al aumentar los esfuerzos en la tubería.

2.4.3. Pérdidas de presión por fricción en tuberías

La energía de entrada al sistema de distribución de agua potable es el caudal y la presión correspondiente al nodo de entrada a la red, además la energía hidráulica aportada por la bomba, en caso de presentarse. Sin embargo esta energía puede perderse por razón del movimiento del fluido, ya que la energía cinética debe permanecer constante si el área es constante, y la energía potencial solo depende de la posición. La energía de presión expresada como energía por unidad de peso del fluido tiene dimensiones de cabeza (h), y esta expresada en la ecuación de Darcy-Weisbach, Ecuación.(Valderrama, 2004)

$$h_f = f * \frac{l}{d} * \frac{v^2}{2 * g} \quad (2.4.3)$$

Donde:

h_f : energía por unidad de peso perdida por fricción.

f : factor de fricción de Darcy..

l : longitud del tramo de la tubería en el cual se pierde h_f .

d : diámetro de la tubería.

v : velocidad media.

Podríamos definir que los ríos son corrientes de agua continua y más o menos caudalosas que va a desembocar en otra, en un lago o en el mar.³

Para nuestra investigación definimos ríos como un elemento de drenaje de la cuenca. Sin embargo, un río no solo transporta agua si no también materiales sólidos de gran tamaño, es por esta razón que los ríos mas caudalosos tienen un fondo móvil, debido a la fuerza cortante que tiene genera socavamiento en suelos de baja cohesión.(Valderrama, 2004)

³Diccionario de la Lengua Española

2.4.4. Efecto de la presencia de fugas

En todas las redes de distribución de agua existe un problema ocasionado principalmente por los altos niveles de presión. Debido a que la unión entre dos tuberías es una zona vulnerable desde el punto de vista mecánico del material de la tubería, es allí donde se presentan grandes esfuerzos ocasionados por la presión del agua. La presencia de fugas en estas zonas es una pérdida de energía hidráulica, debido a que se pierde energía para entregar el caudal de demanda en cada nodo bajo condiciones de presión de diseño. Además, desde el punto de vista económico, ese traduce en una cantidad de agua no contabilizada, generando pérdidas económicas para las empresas encargadas del suministro de este recurso .

El objetivo del mantenimiento de la red es conseguir que a todos los usuarios les llegue el suministro en la cantidad requerida y la presión adecuada. Para ello es necesario disponer de datos acerca de caudal de demanda y presiones de servicio con el fin de fijar los parámetros óptimos de consumo.

Un buen mantenimiento de red implica una correcta reducción de las fugas en la misma, la detección rápida y eficaz, su correcta reparación e incluso su prevención antes de que ocurran. Se estudian los datos durante 24 horas para conocer: El consumo nocturno (momento en el que la demanda real es mínima), el consumo de punta y el consumo medio. Periódicamente se realizan mediciones y se comparan los resultados con los datos obtenidos anteriormente. Una diferencia entre ellos implica un aumento de consumo y por tanto la existencia de fugas.(Valderrama, 2004)

Los factores que afectan la presencia de fugas en la red de distribución son los siguientes :

- La longitud de las líneas de distribución de agua potable.
- La longitud y el número de conexiones de servicio entre las líneas principales y el punto de medición. Las conexiones de servicio pueden ser consideradas como los puntos débiles de los sistemas de distribución, y es allí donde se presenta la pérdida de energía hidráulica así como el volumen no contabilizado perdido. Las fugas son generalmente bajas pero tienen una tasa de flujo de larga duración.
- Dentro de las condiciones del suelo, se pueden observar dos parámetros que afectan

la presencia de fugas en el sistema de distribución de agua potable. El primero es la corrosión ocasionada a las tuberías debido al continuo movimiento del agua por entre los estratos del suelo, y segundo la detección de fugas, debido a que el proceso de monitoreo y ubicación se hace más difícil en suelos granulares.

- Debido al incremento del estado de presiones de servicio en el sistema de distribución generado por una elevada presión promedio de operación, la tasa de agua no contabilizada crece hasta un nivel en el que no es posible predecir teóricamente su relación con la presión.

La disminución de fugas presentes en la red se logra dentro de un proceso de optimización del estado de presiones sobre toda la red, el cual corresponde a la regulación de la misma. El objetivo principal es que en los nodos más alejados se mantenga una presión mínima a fin de garantizar un correcto servicio. Para conseguirlo, lo más sencillo es sobre-presionar el sistema para asegurar que en ningún momento la presión esté por debajo de una mínima necesaria. El problema que se origina es el aumento de fugas en las uniones con las pérdidas consiguientes.

Para reducir las fugas presentes, se debe disminuir el nivel de presión en las líneas de distribución. Esto genera el hecho que cada vez se coloquen más válvulas reductoras de presión en la entrada de zonas problemáticas. Para optimizar el estado de presiones debe ser necesario disponer de un sistema de regulación de presión adaptable en todo momento a las necesidades de la red, el cual es el principal objetivo del proyecto de optimización de redes de acueducto con el fin de uniformizar el estado de presiones.

2.5. Programa de Rehabilitación de Redes de Abastecimiento de agua potable

Es claro que con el paso del tiempo la infraestructura de las redes de distribución de agua potable se va envejeciendo. Esto representa el principal desafío para las empresas proveedoras del servicio, el cual necesita de un efectivo manejo. Las ciudades sobre toda Europa gastan aproximadamente cinco billones de Euros al año en la rehabilitación de estos sistemas; esto combinado con el alto nivel de pérdidas presentadas en las líneas de tubería

existentes ocasiona la irregularidad del plano de presiones con respecto del óptimo, el cual debe entenderse como el plano más uniforme por encima del nivel de presión mínima de entrega.

Hasta ahora, los métodos de manejo efectivo han tenido un desarrollo relativamente pobre comparado con la meta técnica y financiera que el mejoramiento necesario de líneas de tubería realmente representa. Se han desarrollado muchas herramientas que permiten saber el grado de deterioro de las tuberías o el nivel al cual se debe realizar la rehabilitación correspondiente, sin embargo, éstas no tienen en cuenta los aspectos de decisión de rehabilitación específicamente, y han sido únicamente aplicadas a un número limitado de nivel de servicios. Por lo tanto se deben realizar las modelaciones respectivas de tal forma que se pueda validar estas herramientas sobre más niveles de servicio, o desarrollar una nueva técnica con el fin de encontrar los indicadores de comportamiento que sean el soporte del criterio de decisión de rehabilitación.

El objeto final del proyecto es el de desarrollar una técnica a partir de la cual se uniformice el nivel de presión de servicio de una red de acueducto mediante la formulación de la política de rehabilitación. Esta política se encuentra relacionada con el grado de pérdida de energía sobre la red, la cual disminuye al aumentar el diámetro de algunas tuberías. (Valderrama, 2004)

2.5.0.1. Estructura del Programa de Rehabilitación de Redes de Abastecimiento de Agua potable

El objetivo último es el de proveer un marco de referencia que sirva como un sistema de soporte de decisión para responder las incógnitas de donde y como rehabilitar las Redes de Acueducto. La estructura básica del programa es representada en la Figura 2.5.

El programa es organizado en 7 estaciones. Las estaciones 1 y 2 conforman el componente científico, 3 y 4 el componente metodológico y las 5, 6 y 7 el componente de decisión.

El marco de referencia del proyecto de optimización de redes de acueducto con el fin de uniformizar el estado de presiones, solo involucra las tres primeras estaciones, las cuales conforman el componente científico y parte del metodológico del Programa de Rehabilitación de Redes de Acueducto. (Valderrama, 2004).

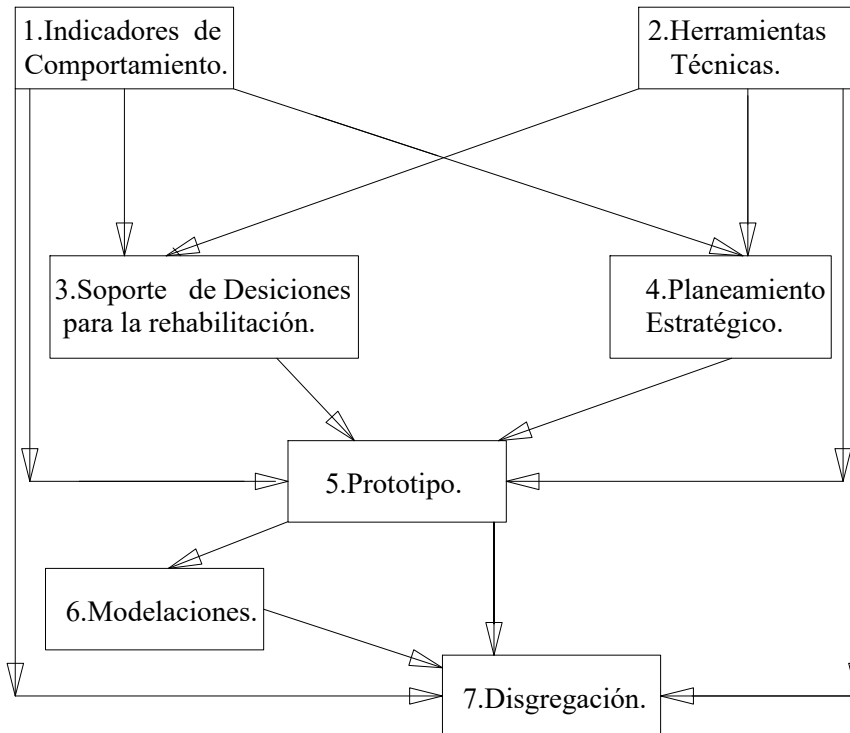


Figura 2.5: Estructura del algoritmo .

Fuente: tesis por valderrama

- **Indicadores de Comportamiento.**

El objetivo de esta estación es el de seleccionar los indicadores de comportamiento a ser usados en el análisis para encontrar el criterio de rehabilitación. Algunos Indicadores podrán ser predecibles y mostraran la conexión entre la rehabilitación y el comportamiento de la Red.

- **Herramientas Técnicas.**

En esta etapa del proyecto se realiza la búsqueda de herramientas teóricas, computacionales y modelos matemáticos que mejor se ajusten a la formulación del soporte de decisión. Estas herramientas componen el nivel más importante del proyecto debido a que son la vía para transformar la respuesta del sistema ante la aplicación de un modelo determinístico de búsqueda de solución en indicadores específicos de comportamiento siguiendo un soporte de decisión.

- **Soporte de decisión para la rehabilitación.**

Los resultados agregados encontrados a partir de la aplicación del modelo deben ser los argumentos base para el desarrollo de la metodología de rehabilitación. Dichos argu-

mentos deben estar dirigidos dentro de un sistema de soporte involucrando múltiples criterios de decisión

- **Planeamiento Estratégico.** En este módulo se analiza el impacto a largo plazo de la aplicación de la metodología de rehabilitación a la red de acueducto. Los efectos hidráulicos y económicos son estudiados con el fin de encontrar el mejor momento para aplicar la rehabilitación correspondiente.

- **Prototipo.**

El prototipo de la metodología debe realizar la interfase de la información de entrada y los resultados encontrados a partir de las estaciones precedentes. Esta información debe ser exportada a otras herramientas técnicas para un procesamiento más detallado y la visualización de los resultados encontrados.

- **Modelaciones.** Con el fin de validar la metodología encontrada, se deberá realizar una serie de modelaciones con el fin de demostrar la efectividad del procedimiento.
- **Disgregación.** El resultado será una metodología de rehabilitación que permita uniformizar el estado de presión en una red de acueducto existente siguiendo unos criterios predeterminados en el soporte de decisión. (Rivas, 2017)

2.6. Indicadores de Comportamiento para la Optimización de Redes de Abastecimiento con el fin de Uniformizar el Estado de Presiones

El funcionamiento es definido como el grado en el que una infraestructura provee los servicios que la comunidad espera sean satisfechos. Dicho funcionamiento es función de la efectividad y de la confiabilidad de ciertos indicadores. La implementación de medidas de funcionamiento como herramientas de control es la única manera de garantizar que el estado de servicio de una red de distribución sea el mejor posible dadas unas restricciones.

El estado de servicio involucra principalmente el caudal de demanda y la presión con que se debe entregar dicha demanda en cada uno de los nodos de la red. Al permanecer constante el caudal de demanda, la presión es el principal aspecto en la operación del sistema de distribución que debe ser controlado.

Se tienen dos niveles de presión, uno mínimo y uno máximo. El primero corresponde al nivel mínimo de energía encontrado luego de que el sistema entrega el caudal de diseño demandado por el nodo. El segundo corresponde al nivel máximo de energía correspondiente a los niveles estáticos, es decir, cuando no haya flujo en movimiento a través de la red de distribución pero sobre ésta esté actuando la máxima cabeza producida por los tanques de abastecimiento o por estaciones elevadoras de presión.⁴

La presión máxima no debe ser mayor a la presión de trabajo máxima que puede soportar cada uno de los materiales de las tuberías, establecidos en las normas técnicas correspondientes a cada material. El control sobre la presión busca garantizar un nivel mínimo de agua no contabilizada simultáneamente con la optimización del servicio, sin alterar aspectos hidráulicos como el tiempo de retención y el volumen de agua almacenado por el sistema de distribución, al mismo tiempo de no disminuir el nivel de calidad de agua entregada.

Es claro que niveles de presión altos aumentan el nivel de fugas en el sistema, además de disminuir la confiabilidad del mismo debido a que dichos niveles afectan directamente la presión de trabajo máxima que puede soportar cada uno de los materiales de las tuberías. Al mismo tiempo niveles bajos, afectan directamente el nivel de consumo en los nodos de la red, es decir que disminuyen el grado de confiabilidad de la presión mínima entregada por el sistema.

Por lo tanto se debe garantizar que el estado de presiones de servicio en todo el sistema cumpla con lo establecido anteriormente, lo cual se logra uniformizando el nivel de presiones sobre toda la red.⁵

Es posible expresar el comportamiento de cualquier sistema en ingeniería en términos de sus cargas y la resistencia. Si $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ es el vector de las variables aleatorias que influyen la carga (L) y/o la resistencia (R) del sistema, la función de comportamiento, $G(X)$, es expresada de la siguiente manera, Ecuación 2.6.1:

$$G(X) = R - L \quad (2.6.1)$$

La superficie de falla (estado límite), donde $G = 0$, separa todas las combinaciones de X existentes en el dominio de falla de las presentes en el dominio de supervivencia.

⁴International Commission on Large Dams

⁵valderrama

El nivel de confiabilidad en el nodo i de la red de distribución de agua potable es evaluado de la siguiente manera, Ecuación 2.6.2:

$$G_i(X) = H_i(X) - X_i^{min} \quad (2.6.2)$$

donde $H_i(X)$ es la presión modelada en el nodo i como función del vector de la capacidad hidráulica en las tuberías, X , y X_i^{min} es la presión mínima permitida en el nodo i . Por lo tanto para evaluar la confiabilidad en cada uno de los nodos de la red de distribución, se debe especificar la función de comportamiento, Ecuación 2.6.2, en cada nodo y , mediante el seguimiento de alguna metodología, encontrar las combinaciones existentes en el dominio de supervivencia.

A partir de la definición de confiabilidad en el nodo i de la red de distribución, es necesario plantear una medida de confiabilidad para todo el sistema de distribución. Lo que se busca con la metodología de optimización de redes de acueducto con el fin de uniformizar el estado de presiones es minimizar la función de comportamiento en cada nodo de la red de distribución, Ecuación 2.6.3:

$$G_i(X) = MIN[H_i(X) - X_i^{min}] \quad (2.6.3)$$

Lo anterior, como se verá más adelante, se logra al maximizar el Índice de Resiliencia (I_r) y el Coeficiente de Uniformidad (CU) al mismo tiempo de minimizar la Desviación Estándar ($DESV$) del estado de presiones en los nodos de consumo (Valderrama, 2004).

2.6.1. Índice de Resiliencia

Las pérdidas internas de presión disminuyen la confiabilidad del sistema. El incremento en las pérdidas durante las condiciones de falla puede ser conocido si la potencia disponible para ser disipada por el sistema excede la que realmente disipa el mismo. Basado en esta premisa se define el Índice de Resiliencia.

Todini (2000) propuso el siguiente Índice de Resiliencia, basado en el concepto que la potencia de entrada en una red es igual a la potencia perdida internamente por el sistema ocasionada por los efectos de la fricción más la potencia entregada en los nodos de demanda,

Ecuación 2.6.4:

$$P_{inp} = P_{int} - P_{out} \quad (2.6.4)$$

La potencia total de entrada incluye la potencia suministrada por una bomba y la suministrada por los embalses, Ecuación 2.6.5:

$$P_{inp} = \sum_{e=1}^{ne} Q_e * H_e + \sum_{i=1}^{n_{pu}} P_i \quad (2.6.5)$$

donde Q_e y H_e son el caudal y la cabeza de entrada; ne : número de embalses; P_i : potencia por unidad de peso suministrada por la bomba i ; n_{pu} : número de bombas en la red. La potencia total de salida está dada por la Ecuación 2.6.6:

$$P_{oup} = \sum_{j=1}^{nn} Q_j * H_j \quad (2.6.6)$$

Donde Q_j : demanda en el nodo j ; H_j : es la presión con la cual se satisface la demanda Q_j ; y nn : es el número de nodos de toda la red. Por lo tanto el Índice de Resiliencia de la red se define en la Ecuación 2.6.7:

$$I_r = 1 - \frac{P_{int}}{P_{int}^{max}} \quad (2.6.7)$$

Donde P_{int} : es la potencia disipada por la red; y P_{int}^{max} : máxima potencia que puede ser disipada internamente por la red para garantizar la demanda Q y la presión mínima H^* requerida en cada uno de los nodos. Al sustituir los valores apropiados se encuentra la Ecuación 2.6.8.

$$I_r = \frac{\sum_{j=1}^{nn} Q_j * (H_j - H_j^*)}{[\sum_{e=1}^{ne} Q_e * H_e + \sum_{i=1}^{n_{pu}} P_i] - \sum_{j=1}^{nn} Q_j * (H_j^*)} \quad (2.6.8)$$

2.6.2. Uniformidad de Presiones

Al maximizar el Índice de Resiliencia, que representa la relación entre la energía disipada por el sistema actual con una configuración dada respecto a la energía óptima disipada, se logra uniformizar el estado de presiones. La definición de energía óptima disipada hace referencia a qué tanta energía se espera que el sistema de distribución de agua potable disipe en cada uno de los tubos que la conforman.

El índice utilizado para analizar el grado de uniformidad del estado de presiones en la red es el coeficiente de uniformidad (CU en la Ecuación 2.6.9), el cual relaciona la presión sobre todos los nodos con la máxima presión de entrega encontrada.

$$CU = \frac{\sum_{j=1}^{nn} P_j}{nn * \max[P_j]} \quad (2.6.9)$$

Donde P_j es la presión de servicio en el nodo j .

2.6.3. Desviación Estándar

La desviación es una medida estadística de las diferencias entre un conjunto de valores con el promedio del mismo. Estas diferencias pueden ser positivas, cuando el valor se encuentra por encima del promedio, y negativas, cuando el valor se encuentra por debajo del promedio. Por lo tanto, el procedimiento a desarrollar debe garantizar que en ningún momento se encuentren valores por debajo de la presión mínima de entrega permitida, en este caso H^* (ver Ecuación 2.6.10).

$$DESV = \sqrt{\left(\frac{\sum_{j=1}^{nn} (P_j - \bar{P})^2}{nn - 1}\right)} \quad (2.6.10)$$

Donde \bar{P} es la presión promedio en la red de distribución de agua potable.

2.6.4. Tiempo de retención de agua en la red

El tiempo de retención es el tiempo que tarda una gota de agua en recorrer de un extremo al otro una tubería bajo las condiciones de presión y velocidad presentes en la red, Ecuación 2.6.11. (Valderrama, 2004).

$$t_{vi} = \frac{l_i}{V_i} \quad (2.6.11)$$

donde V_i y l_i son la velocidad y la longitud de la tubería i respectivamente.

Por lo tanto el Tiempo de retención de la red de distribución es el Tiempo ponderado de retención de todas las tuberías, el cual se calcula al ponderar cada tiempo particular de tubería con el caudal transportado por la misma, Ecuación 2.6.12.

$$t_{vr} = \frac{\sum_{i=1}^{Nt} t_{vi} * Q_i}{\sum_{i=1}^{Nt} Q_i} \quad (2.6.12)$$

Donde Q_i es el caudal transportado por la tubería i .

Este es una medida del período de tiempo en el cual el agua es almacenada por la red dada una configuración de tuberías. Se busca reducir ó minimizar su cambio para efectos de calidad de agua en el sistema al realizar trabajos de mantenimiento y calibración de redes.

2.6.5. Volumen en la red

Debido a que la configuración de tuberías trabaja como un sistema de almacenamiento momentáneo, cuyo período de tiempo es equivalente al tiempo de viaje, el volumen total de agua almacenado es equivalente a la suma del volumen almacenado por cada una de las tuberías, Ecuación 2.6.13(Valderrama, 2004).

$$V_r = \sum_{i=1}^{N_r} l_i * \frac{\pi * d_i^2}{4} \quad (2.6.13)$$

Siendo d_i el diámetro de la tubería i . Al igual que el Tiempo de retención, se busca que la alteración que sufra el Volumen en la red sea mínima para efectos no sólo de calidad de agua sino por razones de economía del recurso.

2.6.6. Perjuicio hidráulico

El Perjuicio hidráulico es una medida relativa del Índice de Resiliencia para cada una de las configuraciones encontradas, el cual indica que la optimización del proceso de una a otra configuración va siendo cada vez menor a medida que se maximiza la conservación de energía. El Perjuicio hidráulico se calcula a partir de la Ecuación 2.6.14.

$$Perjuicio(k) = 1 - Beneficio(k) = 1 - [Ir(k) - Ir(1)] \quad (2.6.14)$$

Donde k representa el número de cambios realizados durante el proceso.

2.7. Soporte de Decisión para la Optimización de Redes de Abastecimiento de Agua Potable con el fin de Uniformizar el Estado de Presiones

Existe una gran variedad de métodos para lograr la rehabilitación de redes de distribución. El método a ser escogido depende principalmente de las condiciones locales, como el tipo del problema, el tamaño de la tubería etc. Paralelo a esto el costo de rehabilitación depende al mismo tiempo del método aplicado y la tecnología disponible.

Los criterios para lograr la rehabilitación de redes de distribución son analizados mediante diversas herramientas. Sin embargo es necesario desarrollar un procedimiento que involucre cada uno de los criterios dentro de un análisis multi-objetivo.

Dentro de los algoritmos generales de optimización se tienen esquemas de enumeración; en los cuales cada una de las posibles soluciones es evaluada, algoritmos estocásticos; en los que se realizan modelaciones probabilísticas del problema para analizar la respuesta y plantear la solución; y algoritmos determinísticos. Estos últimos han demostrado ser una herramienta muy efectiva para resolver problemas imprecisos de decisión, debido a la facilidad de diseño e implementación y además porque logran llegar a la solución de manera sencilla y rápida. (Valderrama, 2004).

2.7.1. Algoritmos Determinísticos

2.7.1.1. Algoritmo greedy

Los algoritmos tipo greedy son los más ambiciosos de todo el grupo de algoritmos determinísticos. Son generalmente utilizados en problemas de optimización, tomando decisiones a partir de información básica sin importar lo que suceda en el futuro.

Se tienen muchas formas de resolver un problema de optimización. Para construir la solución del problema, se tiene un conjunto de candidatos (las tuberías de la red de distribución) con los cuales se inicia la búsqueda de cual de los candidatos que hacen que el proceso sea óptimo.

Para resolver el problema, se tiene un conjunto de candidatos que constituyen el espacio

solución, entre los cuales se encuentran aquellos que optimizan el proceso (minimizan ó maximiza si es el caso). El algoritmo tipo greedy se desarrolla paso a paso. Al inicio se tiene dos conjuntos uno de candidatos considerados escogidos y el de candidatos considerados no escogidos, los cuales se encuentran vacíos. En cada paso se adiciona el mejor de los candidatos al primer conjunto y se van encontrando aquellos que no solucionan de manera óptima el problema, los cuales pasan al segundo conjunto.

El proceso de identificación del candidato que debe considerarse y escogerse involucra la implementación de tres funciones. La primera, función de selección no objetiva, debe revisar si el candidato considerado es solución del problema, sin importar la optimización del mismo. La segunda, función de factibilidad, revisa si la escogencia del candidato considerado es factible o no, aún sin tener en cuenta la optimización. La tercera es una función de selección objetiva, la cual indica si el candidato que se está analizando, a partir del conjunto de candidatos restantes no considerados, optimiza el proceso de solución. Esta última función es la que encamina el proceso de búsqueda de solución óptima al problema, al mismo tiempo encuentra aquellos candidatos que nunca serán solución óptima los cuales no son considerados nuevamente en el proceso.

Al final se tiene un conjunto de candidatos que conforman la solución del problema y otro conjunto de candidatos no solución, entre los cuales se encuentra los que han sido considerados, pero no optimizan el proceso, y los que nunca han sido considerados.(Valderrama, 2004)

2.8. Descripción del Algoritmo determinístico

2.8.1. Objetivo del Algoritmo Determinístico

Como se describió anteriormente, los problemas más frecuentes presentes en redes de distribución de agua potable están relacionados con el estado de presión de servicio en los nodos de consumo.

El nivel de pérdidas de energía y la presencia de fugas en el sistema hacen que se deba afectar de alguna manera el estado de presiones para hacer una entrega óptima del servicio. Al

uniformizar el estado de presión en toda la red, se está aumentando el grado de confiabilidad de la misma.

punto de vista hidráulico, debido a que se maximiza la conservación de energía. Si a esto se le adiciona la disminución de la cabeza de entrada, con el fin de disminuir el nivel de presión en la red, no sólo se uniformiza el estado de presión, sino que se minimiza el rango de presiones en cada uno de los nodos y se acerca a la presión mínima establecida por normatividad.

La uniformización del estado de presiones de servicio y la disminución del rango de presiones se logra a partir de un análisis de conservación de energía de la red, como se verá más adelante. Por lo tanto, el principal objetivo del desarrollo del algoritmo determinístico es el de encontrar la solución óptima a este problema, maximizando el grado de conservación de energía, encontrándose de esta manera la uniformidad del estado de presiones en toda la red, al mismo tiempo de minimizar el rango entre el cual se encuentran las presiones en los nodos de consumo de la red.

2.8.2. Estructura del Algoritmo

El algoritmo determinístico debe encontrar la solución óptima al proceso de uniformización del estado de presiones en los nodos de consumo. El espacio solución corresponde a las tuberías que conforman el sistema, a partir del cual se escogen las que logren cumplir de manera óptima con el objetivo mencionado. Esta selección se basa en la modificación de la tubería escogida. Sin embargo, cada tubería está caracterizada por cuatro parámetros (diámetro, material, longitud y el coeficiente de pérdidas menores), por lo tanto se debe escoger cual de éstos es el que debe modificarse en el proceso de selección de tubería. A partir de la Ecuación anterior, se encuentra que las pérdidas por fricción son directamente proporcionales al diámetro de la tubería elevado a la quinta potencia para un caudal determinado, Ecuación 2.8.1:

$$f = d^5 g \frac{hf}{8lQ^2} \quad (2.8.1)$$

Igualmente, el régimen de flujo depende del diámetro de la tubería, lo cual se observa en el número de Reynolds .

Para el cálculo del factor de fricción, Ecuación 2.8.1, se encuentra que éste depende del material de la tubería, Sin embargo, de manera individual no permite analizar el efecto hidráulico que ejerce sobre la fricción. Por lo tanto se debe relacionar con el diámetro de la misma, debido a que dos tuberías del mismo material pero con diámetros muy diferentes no van a tener el mismo efecto de resistencia sobre el fluido, la que tenga el diámetro más pequeño es la que mayor efecto sobre las pérdidas va a generar bajo las mismas condiciones de caudal y cabeza disponible.

De esta manera se concluye que el parámetro que se debe modificar en la tubería es el diámetro, ya que la longitud es una característica fija del sistema, la rugosidad relativa es función del mismo diámetro y el coeficiente de pérdidas menores ($\sum K_m$). Este último es un parámetro que relaciona la pérdida de energía ocasionada por los accesorios utilizados para la construcción de la tubería ó por la implementación de una válvula para controlar el estado de presión.

2.8.3. Funciones utilizadas dentro del algoritmo determinístico

2.8.3.1. Función de selección no objetiva

La función de selección no objetiva, como su nombre lo indica, escoge dentro del conjunto de candidatos considerados, aquellos que han cumplido con la optimización del proceso y aquellos que no han sido considerados con anterioridad, a la tubería que maximice el Índice de Resiliencia de una configuración de sistema a otra, es decir a la tubería que al aumentar su diámetro al siguiente comercial genere el mayor Ir de todas las modificaciones. Esto no tiene en cuenta el nivel de uniformidad de presiones y el rango de presiones encontrado con la modificación considerada.

2.8.3.2. Función de factibilidad

Por razones técnicas y normativas, se han establecido reglas para el diseño de redes de distribución. La función de factibilidad es una función de castigo, la cual verifica que el aumento del diámetro en la tubería escogida en cada una de las configuraciones encontradas no supere el diámetro máximo establecido por la norma técnica de diseño. Sin embargo esta función no tiene en cuenta la optimización del proceso.

2.8.3.3. Función de selección objetiva

El objetivo que se busca con el procedimiento es el de uniformizar el estado de presiones en toda la red de distribución, al mismo tiempo de minimizar el rango de presiones respecto a la presión mínima requerida en los nodos de consumo (H_j^*). Esto se logra maximizando el Índice de Resiliencia, es decir al buscar que la energía disipada por el sistema sea igual a la energía disponible para disipar. Las tuberías escogidas deben garantizar lo siguiente en cada una de las configuraciones encontradas:

1. $lr(k+l) - lr(k) > O$;
2. $CU(k+l) - CU(k) > O$;
3. $DESV(k) - DESV(k+l) > O$;

Representando los sub índices k y $k+1$, las configuraciones anterior y siguiente respectivamente, encontradas durante el desarrollo del proceso.

2.9. Gestión de presiones

El agua que se suministra a los usuarios dentro de un sistema de abastecimiento de agua no suele coincidir con la consumida por los mismos, debido a que se producen pérdidas en el sistema. Como se ha explicado, la Asociación Internacional del agua (IWA), entre otras asociaciones, establece un balance anual de agua suministrada que se conoce extensamente, con el fin de gestionar dichas pérdidas (Lambert, 2003). El agua no contabilizada (non-revenue water (NRW)) se corresponde con aquella que no genera beneficios económicos a los gestores del agua. Se obtiene de restar al volumen de entrada al sistema, el consumo autorizado que se factura. Además, coincide con la suma del consumo autorizado no facturado del agua y las pérdidas de agua. Estas pérdidas de agua se pueden clasificar en aparentes, resultantes de consumos no autorizados y de errores de medición, y en reales, producidas por fugas y reboses. (Martínez Codina, 2015)

1. Control activo de fugas: consiste en la gestión y procesos llevados a cabo para detectar y reparar las fugas, a través de equipos especializados, que no se detectan a simple vista ni que han sido alertadas. Como se ha explicado previamente, forma parte de las políticas de control activo de fugas. Se trata de un modelo de control de fugas

(Puust et al., 2010), diferente al llevado a cabo por un control pasivo de fugas que detecta las fugas por avisos de los usuarios o por el personal de la empresa gestora cuando aparece agua en la superficie (Misunas et al, 2005). La detección de la fuga en un control activo de fugas supone la localización del área donde se ha producido y del punto exacto donde tiene lugar (Pilcher, 2003). Para determinar las zonas donde hay posibilidad de fugas es común el empleo de métodos basados en el balance de agua, los cuales comparan el agua suministrada con la consumida (medida y no medida) y no consumida (robos, fugas, etc.), dentro de un área determinada (Wang et al., 2001) (Misiunas, 2003). También se pueden emplear registradores acústicos para determinar dichas zonas (Pilcher, 2003). Una vez que se restringe el área a analizar, se localiza la fuga normalmente a través de métodos acústicos, que parten del estudio de la señal acústica emitida por la fuga y cuya instrumentación ha ido evolucionando a lo largo del tiempo (Wang et al., 2001) (Pilcher, 2003) (Puust et al. , 2010). También se puede utilizar el radar penetrante de tierra que localiza las fugas al detectar los vacíos o anomalías que se generan en el terreno por la fuga, o los trazadores de gases ya que se reconocen dichos gases cuando se escapan a través de las fugas (Pilcher, 2003), (Puust et al. , 2010). Además, existen métodos hidráulicos que parten de las características hidráulicas de los fluidos para localizar y en algunos casos para cuantificar las fugas. Estos últimos métodos observan las caídas de presión producidas por las fugas, estudian el comportamiento de los transitorios de presión que se amortiguan y reflejan cuando se encuentran con una fuga, etc., pero tienen menor auge comercial. Asimismo, se pueden detectar las fugas a través de los métodos de análisis de detección de fugas, expuestos en el apartado de factores de deterioro, y que analizan cuándo los valores esperados de una determinada variable hidráulica, resultantes de dichos métodos, difieren de los valores reales medidos. (Martínez Codina, 2015)

2. Gestión de la infraestructura: lleva consigo la selección, la instalación, el mantenimiento, la renovación, la sustitución (Lamben, 2003) y la reparación de las tuberías. La rehabilitación se refiere al mantenimiento, la reparación, la renovación y la sustitución (Rostum, 2000). Se debe renovar o reemplazar una tubería cuando una simple reparación no es suficiente para conseguir que pueda ejercer sus funciones adecuadamente. En el caso de que la reparación requiera del corte de la tubería se emplean los denominados acoplamientos, uniones o manguitos, mientras que si no se necesita, se

usan abrazaderas (Cepero Rubio et al., 2009) La renovación de la tubería se puede llevar a cabo a través de técnicas estructurales, que mejoran considerablemente su resistencia, o mediante métodos no estructurales, como la inclusión de mortero de cemento o resina epoxy, en donde se considera que la tubería tiene la misma resistencia que antes de su rehabilitación. En cambio, la sustitución conlleva la construcción de una nueva tubería, que puede realizarse mediante el cavado de una zanja o con las últimas tecnologías conocidas como tecnologías sin zanja (Rostum, 2000). Por tanto, las gestoras deben de analizar la situación y tomar medidas para gestionar eficazmente la red de distribución y, para ello, se pueden ayudar de planes estratégicos de inversión y rehabilitación.

3. Rapidez y calidad en las reparaciones el tiempo que se tarda en reparar una rotura en la red de distribución de agua influye directamente en las pérdidas de agua que se producen en el sistema, y está relacionado con los recursos financieros disponibles por la entidad gestora y con su organización, más que con cuestiones técnicas (Palau et al., 2012). El reparar rápidamente una avería o rotura implica un ahorro económico para las compañías gestoras del agua y la minimización de los problemas que se pueden causar a los usuarios (Pilcher, 2003). Por ello, conviene que las entidades que gestionan las redes de distribución de agua se marquen unos objetivos en cuanto a rapidez y calidad de las reparaciones, los cuales se deben de revisar cada cierto tiempo.
4. Gestión de presiones: para conocer si se puede implantar una gestión de presiones hay que realizar una serie de trabajos previos que consisten en identificar zonas de implantación y puntos de instalación o actuación, realizar un análisis de la demanda, tomar medidas de campo de caudal y presión (en cabecera, donde la presión es media y en puntos críticos), determinar el beneficio potencial mediante modelos, así como su coste de determinación, y elegir métodos de control seguros y modelar dicho control para obtener los resultados deseados. Además, se tienen que conocer los requisitos de mantenimiento y de monitorización posteriores a la implantación del sistema de gestión de presiones. (Martínez Codina, 2015)

Los métodos más conocidos para disminuir las pérdidas de agua basándose en la gestión de presiones la reducción de presiones, que es el control más habitual, el mantenimiento de la presión, la prevención y/o alivio de los aumentos repentinos de presión y el establecimiento de un control por alturas (Thomton, 2003). Existen estrategias de rehabilitación que establecen las operaciones que se deben de llevar a calXJ el tiempo en las redes de distribución de agua, como las reparaciones de determinadas tuberías, renovaciones, sustituciones, etc. (Engelhardt et al., 2000). Estas estrategias permiten que las redes de distribución de agua se operen de manera eficiente, y hacen que la gestión resulte más rentable Para establecer estas estrategias se han desarrollado modelos de decisión que ayudan a las gestoras a la toma de decisiones.(Martínez Codina, 2015)

2.10. Influencia de la presión en el fallo de tuberías

Uno de los síntomas del deterioro de las redes de distribución de agua son las frecuentes roturas de tubería. Las gestoras del agua tratan de evitarlas en la medida de lo posible debido a los elevados costos económicos, sociales y medioambientales asociados a ellas. Se ha demostrado antes que la implantación de una gestión de presiones puede reducir la probabilidad de roturas. En los últimos 20 años se han ido desarrollado una serie de métodos para conocer cómo las roturas de tubería están influenciadas por las presiones en las redes de distribución de agua (Thorton & Lamben, 2005). Estudios llevados a cabo en los años 90 llevaron a decir que la frecuencia de las roturas podía estar influenciada por los cambios que se produjeran en la presión de una manera exponencial (Pearson et al. , 2005). El índice que establecía esta expresión es el coeficiente N2, el cual da lugar a la siguiente expresión:

$$\frac{B_1}{B_0} = \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^2 \quad (2.10.1)$$

Donde:

[B_1]: Frecuencia de roturas después de la reducción de presiones

[B_0]: Frecuencia de roturas antes de reducción de presiones .

[P_1]: presión después de la reducción de presiones .

[P_0]: presión antes de reducción de presiones

Como se puede observar en la anterior expresión, la gestión de presiones consiste en este caso en la reducción de la presión máxima que se aporta al sistema. En Pearson et al (2005) se muestran los resultados del coeficiente N_2 a partir de estudios realizados en Australia, Reino Unido e Italia que varían entre 0.5 y 6.5. En Australia se registran los menores valores, entre 0.5 y 1.5 para determinadas áreas, pero entre 4.9 y 6.3 en servicios y tuberías principales. En Reino Unido, el coeficiente N_2 anotado era de 3 y en Italia de 6.5. Como se puede apreciar en los datos anteriores, el valor de N_2 es diferente en función de los lugares en que se realice el estudio. Cuando se amplió el estudio a 50 casos, N_2 variaba entre 0.2 y 8.5 en tuberías y en acometidas entre 0.2 y 1.2. Esta variación se asoció en primer lugar a factores como el material, la instalación y las condiciones del terreno (Pearson et al, 2005). Por que el rango de variación de N_2 se incrementaba. En Thomson et al (2007) se incluye diciendo que el índice N_2 no representa correctamente la predicción de las roturas en función de la presión debido a que valores elevados de N_2 se registran cuando la reducción de la presión no es muy significativa, mientras que los valores más bajos se corresponden cuando la disminución de presiones es elevada. Además, se puede observar que el intervalo de variación del coeficiente N_2 no es despreciable. En el año 2006 se presentó por primera vez el coeficiente **A** como un nuevo modelo de predicción causal de roturas (Thomson & Lamben, 2007). Este coeficiente muestra influencia de la gestión de presiones sobre las roturas a través de la expresión mostrada en Lambet et al. (2011):

$$\% \text{ de reducción de roturas} = \mathbf{A} \% \text{ de reducción de Presión máxima}$$

El coeficiente **A** en el estudio mostrado varía entre cero y tres y tiene una media de 1.4 (Lamben & Thomson, 2011). Análisis posteriores realizados en 60 PMZs de Australia y 180 en Brasil, confirmaron los resultados encontrados, por lo que se puede afirmar que la reducción de las presiones está relacionada con la disminución de las roturas. Además, se puede observar que al tratarse el coeficiente **A** de valores iguales o superiores a cero, la reducción de presiones no supone al menos la aparición de nuevas roturas, sino que mayoría de las veces las disminuye. En el mismo año 2006, para comprender la relación entre las presiones y las roturas se representó un modelo que en el eje x se representa el nivel de presiones y en el eje y los fallos producidos (Figura 2.6). Se trata de un modelo en principio para sistemas abastecidos gravedad que cuenta con tuberías recién instaladas, pero que dispone de un coeficiente de seguridad para poder operar con transitorios (Thomson & Lamben, 2007) y (Lambet & Thomson, 2011).

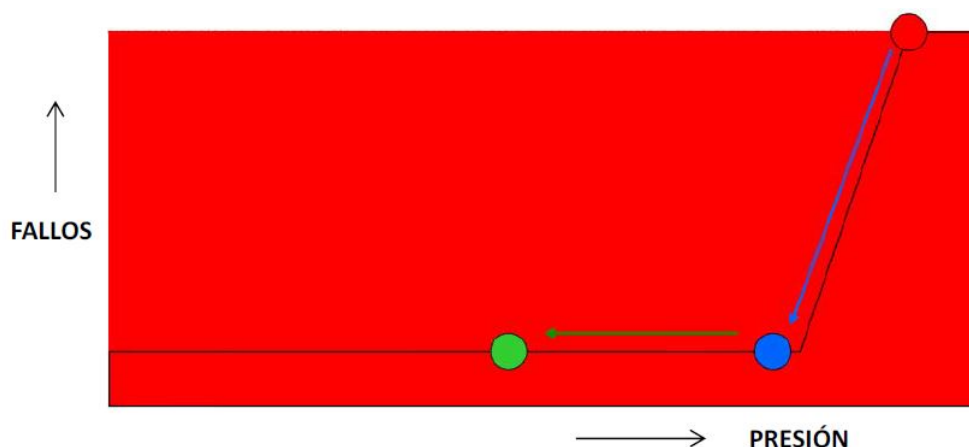


Figura 2.6: Modelo de un sistema en gravedad con tuberías nuevas. Los puntos de colores representan distintas situaciones.)

Fuente: Traducido: Thornton & Lamben 2007.

Con dicho modelo presentado en la Figura 2.6 se quiere explicar que cuando la presión del agua alcanza un determinado valor, los fallos en el sistema aumentan considerablemente. Este valor límite de la presión se reduce con los años debido a la intervención de otros factores de deterioro (corrosión, tráfico, movimiento de tierras, etc.) (Figura 2.7). También se trató de demostrar con el modelo de la Figura 2.6 que el porcentaje de reducción de las roturas, tras la implantación de un sistema de gestión de presiones, puede ser distinto según la situación en la que se encuentre el sistema. En la Figura 2.6 se muestran tres momentos diferentes representados con tres circunferencias coloreadas con la intención de explicar que el resultado de una implantación de un plan de presiones, con la consecuente reducción de la presión, depende de la situación actual de la red de distribución. De esta forma, si en el momento de la instalación de la gestión de presiones, la red se ubica en el círculo de color rojo, la reducción de la presión llevará a una disminución considerable de las roturas, pasando al momento representado con el círculo azul. En cambio, si se encuentra en el círculo azul y se reduce la presión, pasará a la situación representada por el círculo verde, no cambiando el número de roturas pero alargándose la vida útil de las tuberías. (Martínez Codina, 2015)

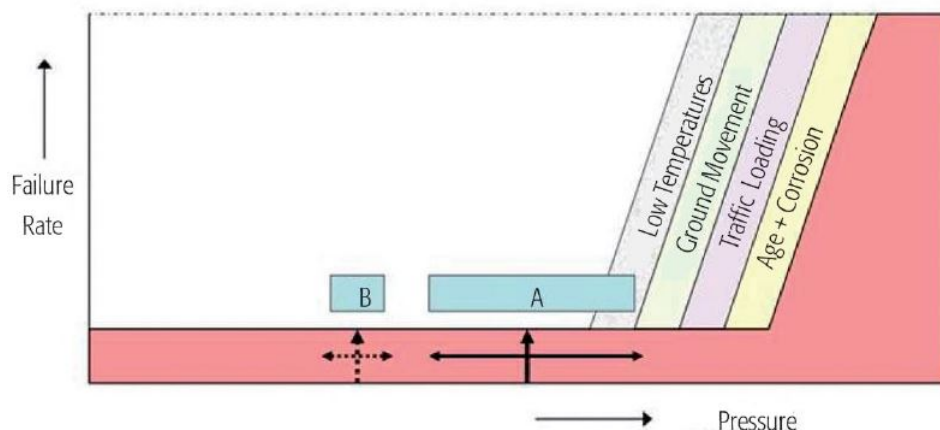


Figura 2.7: Modelo que muestra la reducción del umbral de la presión que da lugar al incremento del número de roturas debido a factores de deterioro

Fuente: Traducido: Thornton & Lamben 2006.

Por tanto, se quiere demostrar, que una reducción de presiones no lleva asociada directamente una disminución del número de roturas, sino que está relacionada con el estado en que se encuentre la red, siendo nula esta reducción de roturas si la presión registrada no es lo suficientemente elevada. Sin embargo, en Lambert (2011) se menciona que el anterior modelo presentado necesita ser revisado porque hay que tener en cuenta las variaciones estacionales y anuales de las frecuencias de las roturas. También se comenta que los resultados de una gestión de presiones pueden ser diferentes según el material que esté instalado en la red. En Thornton (2007) se explica que si se controlan las largas variaciones que pueda tener la presión y los transitorios, la reducción de las roturas es significativa e inmediata. De esta manera, no sólo se habla de una gestión de presiones en la que se reduce la presión máxima, sino que se menciona el problema que puede causar las variaciones de la presión. También, Lambert & Fantozzi (2010) afirman que para evitar cambios en la presión, las gestoras del agua optan por sistemas abastecidos continuamente en lugar de intermitentemente, por lo que se persigue evitar variaciones importantes en la presión.

En un siguiente paso, Lambert & Fantozzi (2010) se refieren al límite inferior de fallos, representado en la Figura 2.6 con una línea horizontal, con el término de nivel de referencia del índice de frecuencia de roturas (Lambert & Fantozzi, 2010). Este índice se corresponde con el ratio que divide la frecuencia de roturas antes de la gestión de presiones entre el nivel base de frecuencia, e identifica zonas en las que se espera que la reducción de frecuencia de roturas sea importante tras la implantación de una gestión de presiones.

2.11. Validación del modelo hidráulico

Si bien a través del proceso de calibración se logra reproducir adecuadamente las mediciones de presión y caudal encontradas en campo, es necesario realizar un análisis posterior a través del cual se garantice que la configuración de la red obtenida no sea una respuesta local que sólo represente adecuadamente un grupo de mediciones. Para lograr esto en el modelo del distrito en estudio se utilizaron las mediciones obtenidas durante los regímenes de presión medio y bajo para validar los resultados de la calibración, realizada con las mediciones del régimen de presión alto. Los resultados encontrados en esta fase fueron satisfactorios lo cual da plena confianza en el empleo del modelo hidráulico en cualquier labor. (Arce, 2015)



3 MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Enfoque

El modelo de enfoque de nuestro proyecto de tesis es descriptiva y aplicativa, ya que constará de un enfoque netamente cuantitativo. En la cual presentamos un enfoque deductivo porque este proyecto, en primera instancia, se seleccionan variables de estudio y luego hacer el proceso con la metodología planteada para alcanzar un determinado objetivo para las cuales se establecen hipótesis para finalmente contrastarlas mediante una hipótesis estadística en base a los resultados obtenidos.

3.2. Alcances

Para llegar a los objetivos deseados es necesario implementar un método determinístico que nos permitirá encontrar las líneas de tubería en las que se debe priorizar la rehabilitación con el fin de uniformizar el estado de Presión de Servicio, en vista de las fallas que se generan en una red de agua potable, tales como las roturas de tuberías para el cual hacemos una gestión de las presiones, pero que también nos servirá como una metodología de rehabilitación para lograr la óptima operación en los sistema de agua potable y la vez alargar la vida útil de servio de la red en deterioro y finalmente establecer como un marco de referencia.

3.3. Diseño de investigación

El diseño de la investigación es el plan o estrategia que se desarrolla para obtener información que se requiere en una investigación. La investigación no experimental son estudios que se realizan sin la manipulación deliberada de variables y en lo que solo se observan fenómenos en su ambiente natural para luego analizarlos (Carrasco,2005).

Dentro del marco de este proyecto y dada las características del mismo, bajo la forma descriptiva y aplicativa donde se indagan la incidencia de las modalidades, categorías y niveles de una o más variables. Siendo una **investigación descriptiva y aplicativa**, el tipo de diseño aplicado es no experimental , que se muestra en las técnicas, instrumentos y operacionalización de las variables que tienen relación con los problemas y objetivos planteados.

3.4. Población y muestra

La población de estudio, esta constituido por el área de cobertura que se ha establecido como la zona de influencia que viene hacer la red de distribución de agua en el sector Miraflores (M2 y M3) en el distrito de San Juan Bautita de nuestra ciudad de Huamanga.

La red de distribución de agua potable conformada por tubos de asbesto de cemento y PVC. Los más antiguos, que tienen alrededor de 30 años, son los de asbesto de cemento y los semi nuevos, de aproximadamente 20 años, de PVC. En menor proporción existen tramos de PVC que han sido instalados recientemente (10 años), en total la red en estudio tiene 8.863 Km. de longitud.

En este trabajo se utilizó un muestreo no probabilístico Intencional, ya que en función a lo que se quiere medir se ha establecido como muestra el sistema de distribución de agua del Sector Miraflores del Distrito de San Juan.

En las muestras no probabilísticas, la elección de los elementos no depende de la probabilidad, sino de causas relacionadas con las características del investigador o del que hace la muestra. Aquí el procedimiento no es mecánico, ni con base en fórmulas de probabilidad, sino que depende del proceso de toma de decisiones de una persona o grupo de personas.

El muestreo Intencional, es aquel donde los elementos muestrales son escogidos en base a criterios o juicios preestablecidos por el investigador, el procedimiento más utilizado es el muestreo no probabilístico, denominado opinático o intencional, consistente en que el inves-

El investigador selecciona la muestra que supone sea la más representativa, utilizando un criterio subjetivo y en función de la investigación que se vaya a realizar. Este tipo de muestreo se caracteriza por un esfuerzo deliberado de obtener muestras “representativas” mediante la inclusión en la muestra de grupos supuestamente típicos.

3.5. Hipótesis de la investigación

3.5.1. Hipótesis general

Al establecer un marco de referencia para la rehabilitación de redes de abastecimiento de agua a través de la determinación de diámetros óptimos de las tuberías, se podrá lograr una óptima operación y la habilidad del sistema para enfrentar eventuales fallas en el mismo.

3.5.2. Hipótesis específicas

- 1) El análisis del área de cobertura de las redes en estudio realizado con la metodología de rehabilitación que permitirá uniformizar el estado de presiones en las redes existentes con el fin de demostrar la efectividad del procedimiento.
- 2) Al desarrollar el algoritmo determinista permitirá encontrar líneas de tubería en las que se debe priorizar la rehabilitación con el fin de uniformizar el estado de presiones, siguiendo unos criterios predeterminados en el soporte de decisión.
- 3) Al maximizar el Índice de Resiliencia del sistema de distribución de agua potable, se podrá lograr uniformizar el Estado de Presiones.

3.6. Variables e indicadores

3.6.1. Variables

Una variable es un factor, evento, situación o fenómeno que representa cierto interés dentro de la investigación y del cual se precisa conocer su intensidad o categoría. Se conoce como variable porque el factor estudiado puede obtener distintos valores, es decir, varía entre una observación y otra. Existen básicamente dos variables que participan de todo proceso de

investigación: Independientes, dependientes.

Variables Dependientes. Son aquellas que dependen de la acción (intensidad o característica) de la variable independiente. Las variables dependientes para la presente tesis son, Análisis y evaluación del estado de presiones con los diámetros óptimos.

Variables Independientes. Aquellas que se consideran las causas. Se identifica siempre una variable cuya magnitud o característica se relaciona con otra a la cual afecta. Las variables independientes objeto de estudio en la tesis son las **Presión interna, diámetro, longitud, Fallo de tuberías, Rehabilitan de tubería principal.** obtenidas de un análisis de sector de redes de agua.

3.6.2. Indicadores

Al referirnos a los conceptos indicamos que estos no son observables directamente. Por lo tanto, se deben buscar procedimientos que permitan la medición indirecta mediante manifestaciones externas, empíricas y observables. Tales manifestaciones o expresiones reciben el nombre de indicadores.

Indicador asociada a la variable Dependiente. Índice de resiliencia (I_r), Estado uniforme de presiones (C_u), Desviación estándar (m).

Indicador asociada a la variable Independiente. Pérdida de agua por longitud ($m^3/\text{km}/\text{año}$), Rehabilitan de tubería ($\%/año$), Fallo de tuberías principales $n/100\text{km}/año$, Variación del diámetro (mm) .

La Tabla siguiente muestra en resumen, la relación entre las variables e indicadores identificados en la presente investigación.

	Variables	Indicadores	Medición
Dependiente	Evaluación del Estado de Presiones	Índice de resiliencia	Ir
		Uniformidad de presiones	Cu
		Desviación estándar	m
Independientes	Longitud de tubería	Pérdida de agua por longitud de tubería	m ³ /km/año
	Rehabilitación de tubería	Rehabilitación de tubería	%/año
	Fallo de tuberías	Fallo de tubería principal	n°/100km/año
	Diámetro	Variación de diámetro	mm

Figura 3.1: Variables e Indicadores del estudio

3.7. Técnicas e instrumentos

Técnica documental. Se realizó la revisión de literatura sobre metodologías para establecer un marco de referencia para la reabilitación de redes de abastecimiento de agua a través de la modificación de los diámetros óptimos desde el punto de vista hidráulico de la tuberías con el fin de Uniformizar el estado de presiones, mediante un método determinístico para lograr la optima operación de las redes de agua potable. Se realizó la revisión de información existente sobre el historial de roturas con las que cuenta la entidad encargada de la gestión de agua potable.

Uso de softwares . para el proceso del modelización se usaron el WaterCAD V8i, el matlab, Google Earth, AutoCAD 2018, Civil3D 2018 y el Excel 2016. El proceso de confección del modelo de la red comienza con la etapa de recopilación de información. En esta etapa se llevó a cabo la recopilación de la información física de todos los elementos que forman parte del modelo matemático de la red. En el caso de tuberías, la información recopilada más relevante a efectos de modelización hidráulica fue: su trazado, diámetro interno, longitud, material y su conectividad. En el caso de los nudos, la información fundamental hacía referencia a su cota y para el caso de las demandas en los nodos se calcula previo proceso en argis 10.3 a partir del polígono conformado por el "Área de influencia" con la cual debe de generar áreas para cada nodo mediante el polígono de Thiessen y para el caso de las demandas en los nodos se calcula previo proceso en argis 10.3 a partir del polígono conformado por el "Área de influencia" con la cual debe de generar áreas para cada nodo mediante el polígono de Thiessen.

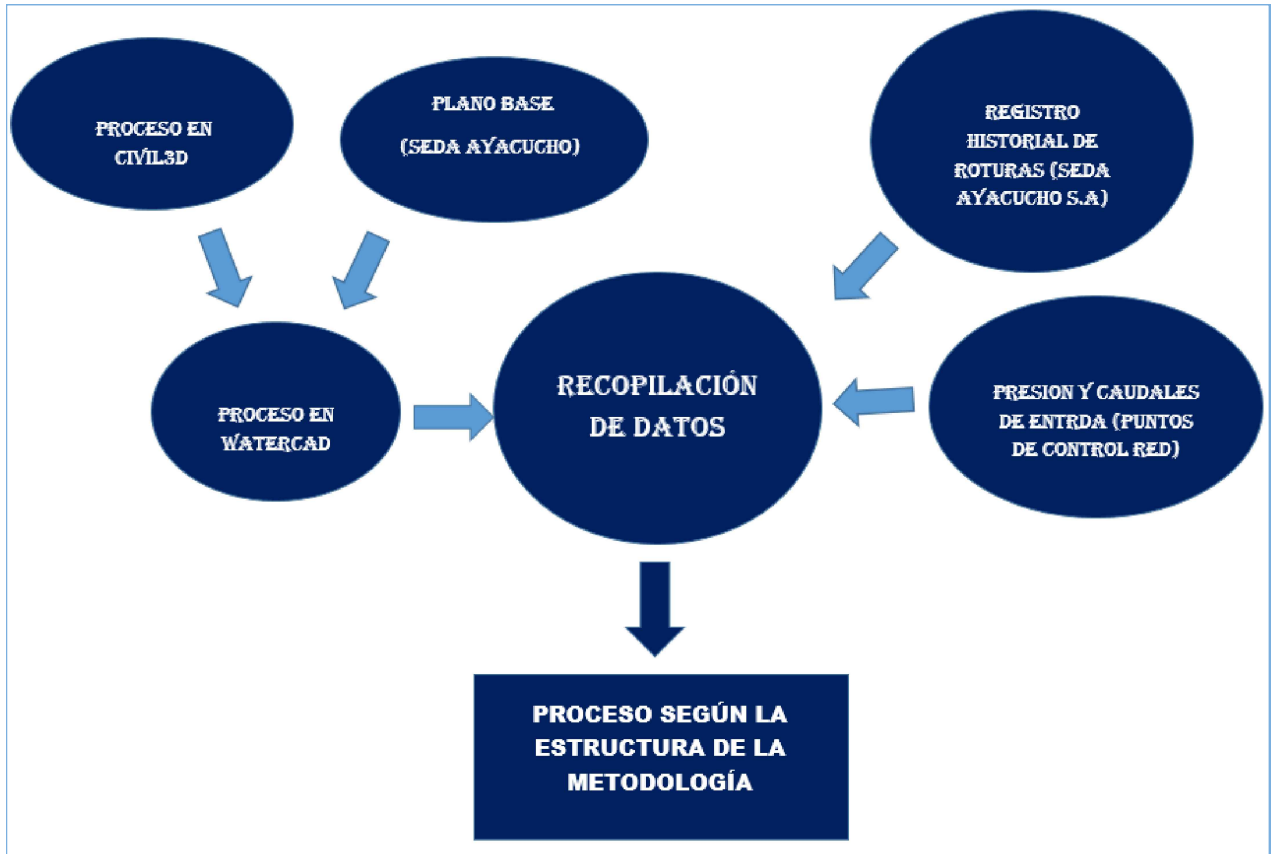


Figura 3.2: Esquema de recopilación de datos

3.8. Técnicas para el procesamiento de la información

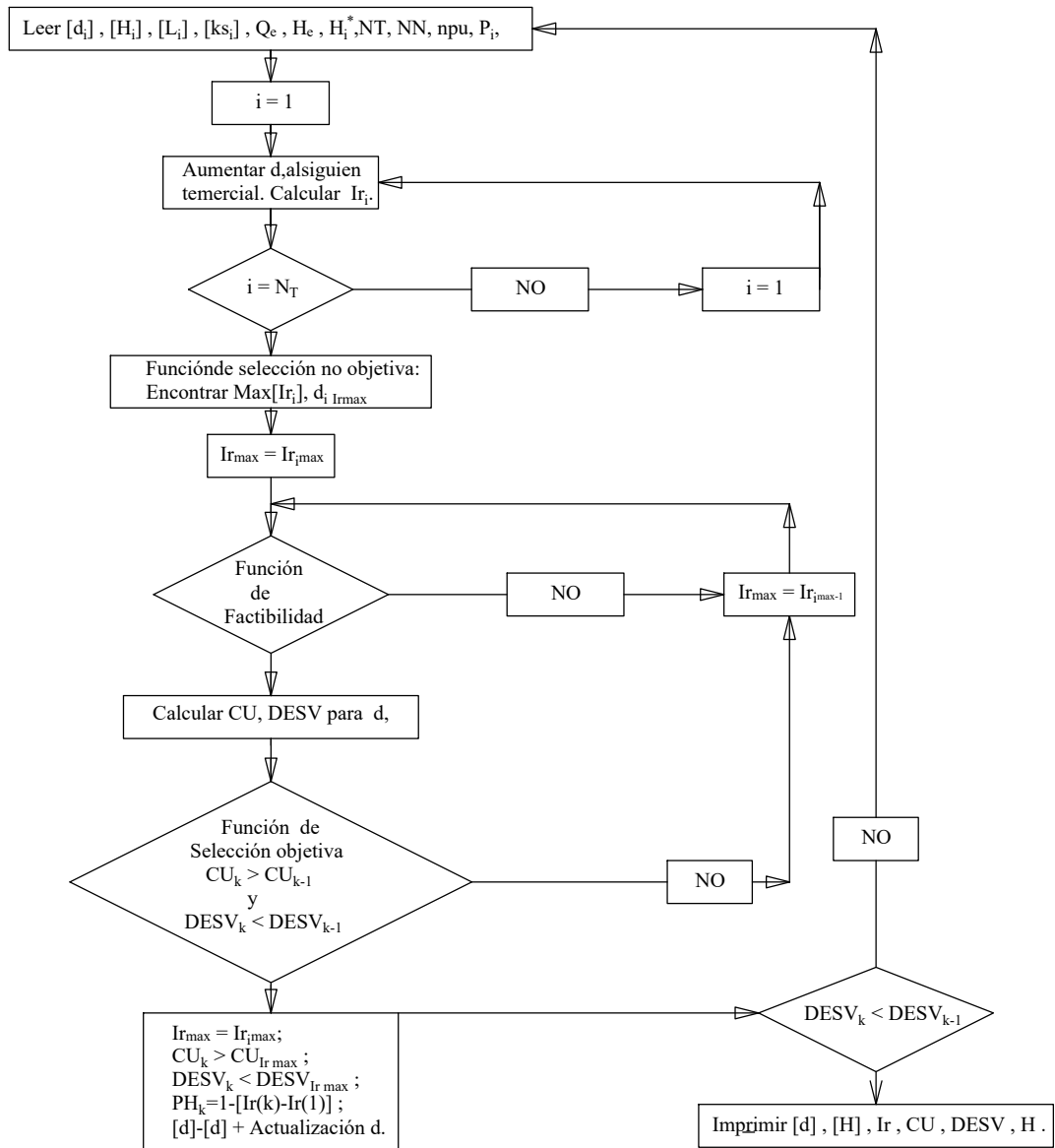
Los pasos que se deben seguir para el proceso de uniformización de presiones:

1. Aumentar el diámetro de la primera tubería y calcular el Índice de Resiliencia, Ecuación 2.6.8, con ese cambio.
 - Este primer Ir corresponde al primer valor de este vector, luego se vuelve a dejar el diámetro de la tubería modificada como estaba inicialmente y se continua con la siguiente hasta realizar esto mismo con todas las tuberías.
2. Luego de reconocer cada una de las características del sistema de distribución se calcula el vector de Índice de Resiliencia de la siguiente manera:

3. Encontrar la tubería que al modificarse corresponde al máximo Ir. Función de selección no objetiva.
4. Verificar que el diámetro de la tubería encontrada en el paso anterior no supere el diámetro máximo permitido en el sistema establecido por normatividad. Función de factibilidad.
5. Calcular el Coeficiente de Uniformidad y la Desviación, Ecuación 2.6.9 y Ecuación 2.6.10 respectivamente, correspondientes al Índice de Resiliencia encontrado.
6. Verificar que se esté maximizando la uniformidad y el Índice de Resiliencia, al mismo tiempo de minimizar la desviación con la selección realizada en los pasos anteriores, optimización del proceso. Función de selección objetiva.
7. Al encontrar la modificación en la tubería que optimiza el proceso, se debe actualizar la configuración de la red de distribución con este cambio para luego reiniciar el proceso a partir de la nueva configuración de tuberías encontrada.
8. Al encontrar la modificación en la tubería que optimiza el proceso, se debe actualizar la configuración de la red de distribución con este cambio para luego reiniciar el proceso a partir de la nueva configuración de tuberías encontrada.
9. En la optimización del proceso, función de selección objetiva de la tubería, se pueden encontrar tuberías que no logran este comportamiento, estas tuberías no deben ser tenidas en cuenta al analizar configuraciones futuras encontradas.

La estructura del soporte de decisión es el algoritmo determinístico definido en la Figura 3.3.

Figura 3.3: Estructura del algoritmo determinístico



Fuente: Revista de Ingeniería. (Valderrama, 2004)

3.9. Desarrollo de la tesis

3.9.1. Área de estudio

Ubicación: La red de agua de la zona de Miraflores que pertenece al Distrito San Juan Bautista es uno de los dieciséis distritos que conforman la Provincia de Huamanga, ubicada en el Departamento de Ayacucho, perteneciente a la Región Ayacucho, que geográficamente se encuentra enmarcada entre los 13°10'19" Latitud Sur y 74°12'23" Longitud Oeste, sobre una altitud promedio de los 2,758 m.s.n.m y coordenadas 8543,691.12 N, 585954.31 E, (zona UTM 18L).

La red de abastecimiento en estudio se encuentra en el distrito de San Juan Bautista gestionada por la compañía de Aguas SEDA AYACUCHO S.A., específicamente los sub sectores M2 y M3 localizadas en Canan Alto, Puericultorio, Aprovisa, Evangelicos y el Cementerio General, partes que forman las zonas de Miraflores.

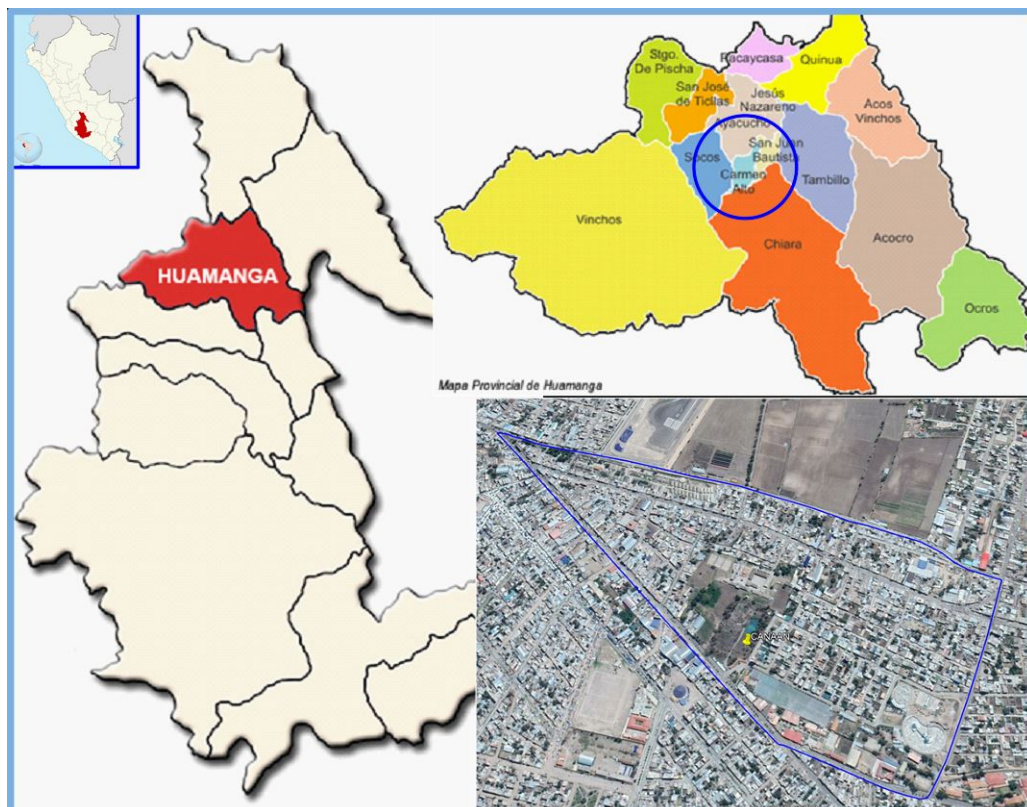


Figura 3.4: Ubicación de la red (Sector M2 Y M3) .

Fuente: Elaboración propia.

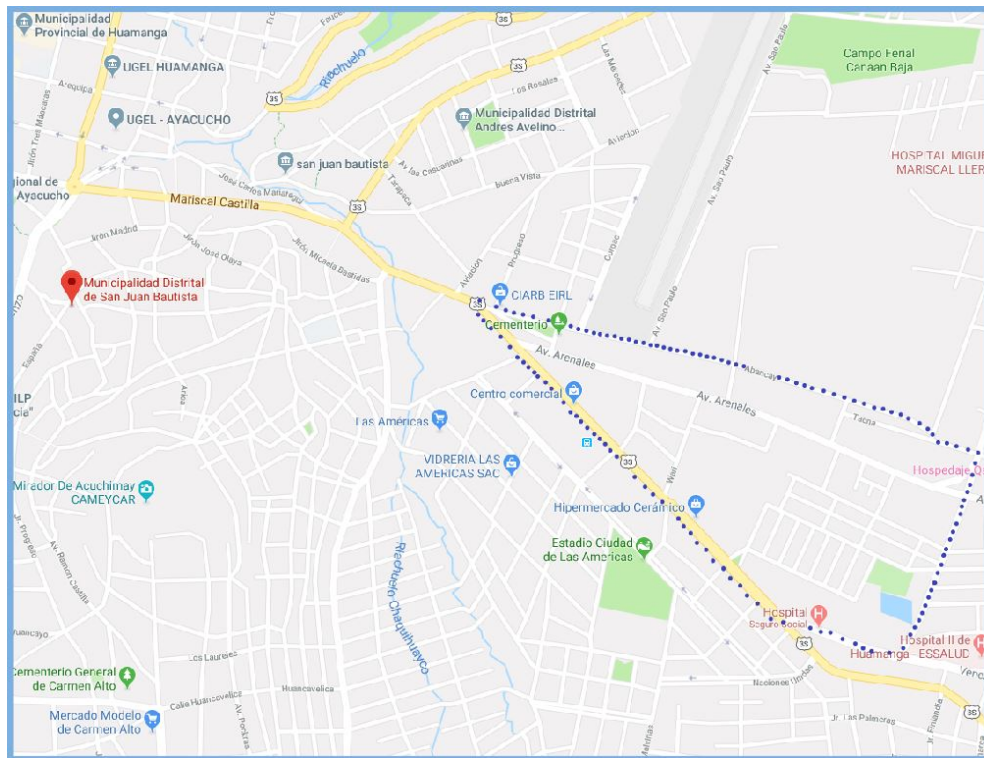


Figura 3.5: Localización Distrital.

Fuente: Google maps.

3.9.2. Características de la zona de estudio

Al analizar de forma general la sectorización existente en la red se podría decir que se han aplicado ciertos criterios, como son: la topografía del terreno, la localización e influencia del depósito de cabecera y la estación de bombeo, existencia de calles y avenidas, así como la geometría de la red. Adicionalmente, de forma clara, se han considerado aspectos como el número de acometidas, el número de abonados, las demandas y la longitud de la red. Es importante destacar que no siempre los criterios de sectorización se basan en motivos puramente hidráulicos, algunos criterios suelen basarse en razones meramente económicas, como es la inversión de capital. Una red de abastecimiento que se encuentre sectorizada de forma inadecuada puede acarrear problemas de abastecimiento y de calidad del agua, es por ello que la sectorización final es específica para las condiciones hidráulicas y de calidad de cada sistema por separado. Es importante tener esto en consideración, ya que sectorizar una red significa realizar una fuerte inversión, por lo que no se trata únicamente de instalar válvulas y caudalímetros en determinados puntos del sistema, sino que muchas veces es necesario reforzar ciertos tramos de tubería para garantizar la presión de servicio a los usuarios. Por otra parte, es recomendable que cada uno de los sectores de la red esté preparado para sobre-

llevar averías en los puntos de suministro, es decir se debe contar con entradas alternativas (que en condiciones de funcionamiento normal se encuentran cerradas), para alimentar al sector perjudicado, manteniendo así la garantía de suministro. El sub sector en estudio se encuentra abastecida por una red que cuenta con aproximadamente 8.863 Km de tubería distribuidos entre dos (2) tipos de materiales distintos. Esta longitud de red corresponde a un total de 2090 tuberías. En la Tabla 3.1 se muestran tanto la repartición del número de tuberías existentes como los metros de tubería correspondientes a cada tipo de material y el porcentaje que estos representan. Adicionalmente en la Figura 3.6 se observa este porcentaje representado de forma gráfica.

Tabla 3.1: Distribución porcentual de las longitudes de tubería de acuerdo al tipo de material en la red de Miraflores.

Tipo	Materiales	Número de tuberías	Longitud de tubería (m)	Porcentaje
1	Asbesto Cemento	405	2427.88	23.236
2	PVC.	1073	6435.22	76.764

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.6: Distribución porcentual de las longitudes de tubería de acuerdo al tipo de material



Fuente: Elaboración propia.

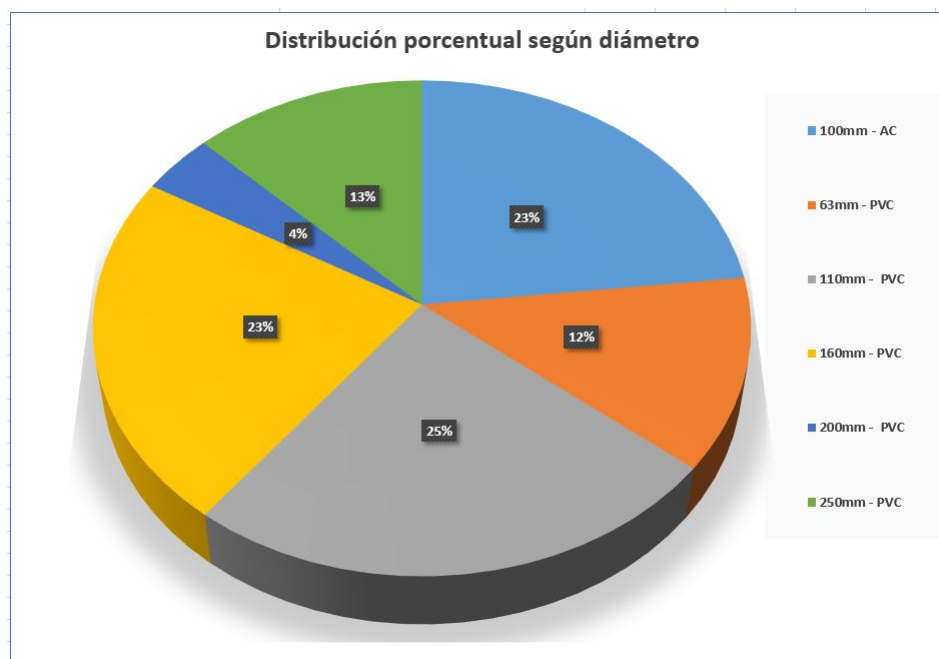
Se observa que se tiene una mayor cantidad de tuberías de PVC y Asbesto Cemento en ese respectivo orden dentro de la red de abastecimiento, estando más del 23% de la longitud total de la red conformada por tuberías de Asbesto Cemento, mientras que 77% de la misma está compuesta por tuberías de PVC. Por otra parte en la Tabla 3.2 y la Figura 3.7 se muestra el número de tuberías con sus diámetros respectivos y la longitud de red correspondiente de acuerdo al emplazamiento que poseen los activos de la red, así como su representación porcentual gráfica correspondiente.

Tabla 3.2: Longitudes y número de tuberías de acuerdo al diámetro de los activos de la red en estudio.

Material	Diámetro	Número de tuberías	Longitud de tubería (m)	Porcentaje
AC	100mm	229	1827.88	23.24
PVC	63mm.	219	1310.89	12.55
PVC	110mm.	264	1581.416	24.71
PVC	160mm.	399	2396.97	22.94
PVC	200mm.	69	412.95	3.95
PVC	250mm.	220	1318.80	12.62

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.7: Distribución porcentual de las longitudes de tuberías de acuerdo al tipo de material.



Fuente: Elaboración propia.

3.9.3. Modelización de la red

El proceso de confección del modelo de la red de distribución de agua se empieza a partir de la información proporcionada por la entidad prestadora de servicios SEDA AYACUCHO

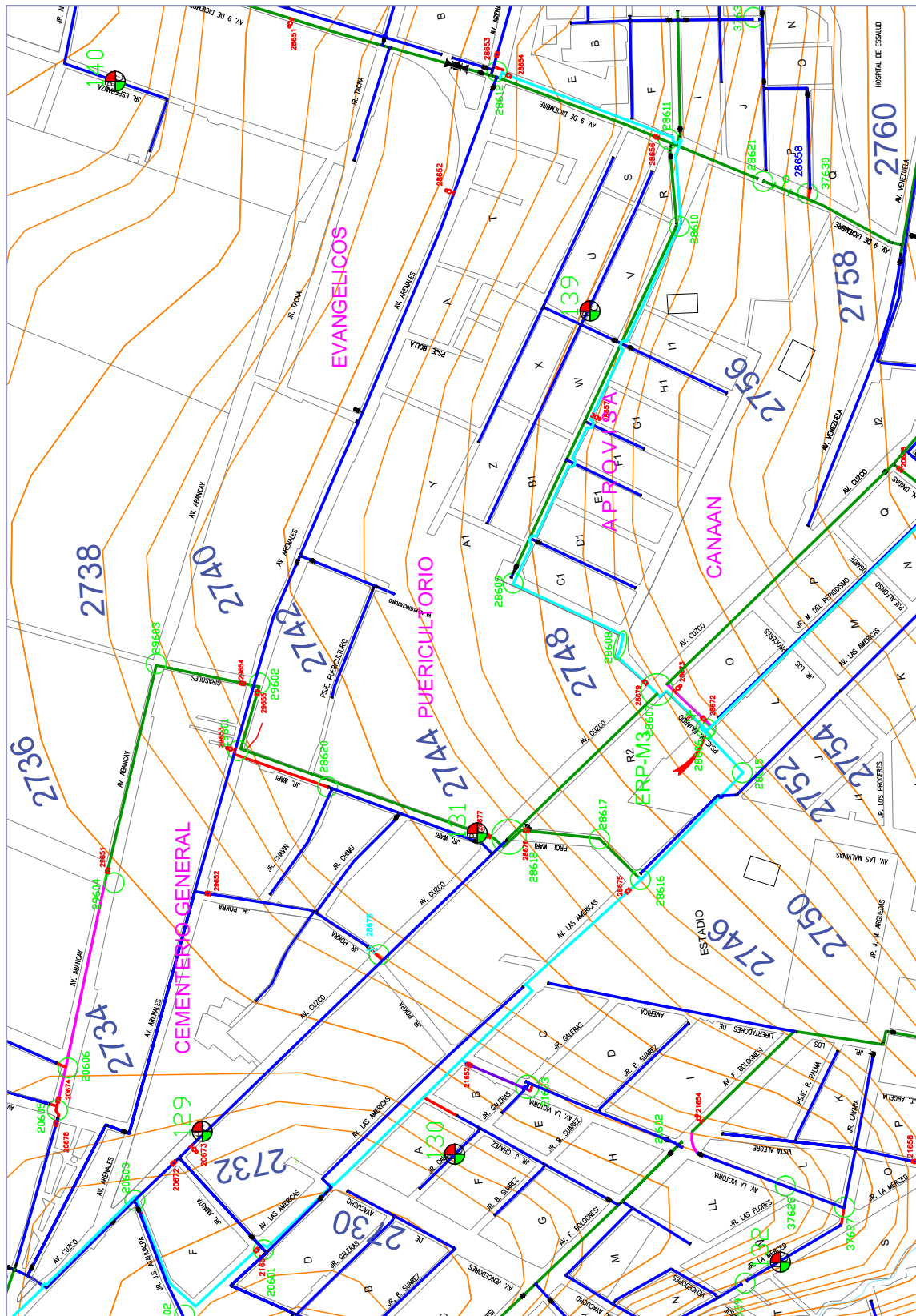
lo cual cuentan con un archivo existente en autocad llamada “plano base”. En esta etapa se llevó a cabo la recopilación de la información física de todos los elementos que forman parte del modelo matemático de la red. En el caso de tuberías, la información recopilada más relevante a efectos de modelización hidráulica fue: su trazado, diámetro interno, longitud, material y su conectividad.

Además fue necesario recoger toda la información posible acerca de los elementos de suministro de agua, tales como depósitos, pozos, así como de bombas, válvulas y otros elementos considerados importantes para la modelización dinámica de la red , lo se tiene que modelar dicho sistema en el Matlab y Watercad usando las herramientas adecuadas las configuraciones necesarias.

1. Para modelar la red usará como base el archivo de autocad llamado “plano base” en la que se encuentran plasmadas todas la características de red de agua potable .
2. Deberá de añadir en el programa las elevaciones a los nodos para lo cual usará las curvas de nivel existente en el archivo de autocad llamado “curvas de nivel ”. deberá realizar las configuraciones necesarias
3. Deberá de agregar las demandas a los nodos usando como dato u fuente externa existente en el archivo llamado “plano base” que se encuentra en la capa “Área influencia” con la cual debe de generar áreas para cada nodo mediante el polígono de Thiessen.
4. Finalmente procesará los datos debe de verificar las presiones en la red las presiones tienen que ser como **mínimo 10 mca** como **máximo 50 mca** en cada nodo.

3.9.4. Modelo de Elevación

Se deberá de añadir en el watercad las elevaciones a los nodos para lo cual usará las curvas de nivel existente de SEDA AYACUCHO S.A en el archivo de AutoCAD llamado “curvas de nivel ”. Deberá realizar las configuraciones necesarias para que a través de sus herramientas de este programa se implemente.



Fuente: SEDA AYACUCHO S.A.

3.9.5. Demanda de caudal en los nodos

Deberá de agregar las demandas a los nodos previo proceso en argis 10.3 a partir del polígono conformado por el "Área de influencia" con la cual debe de generar áreas para cada nodo mediante el polígono de Thiessen.

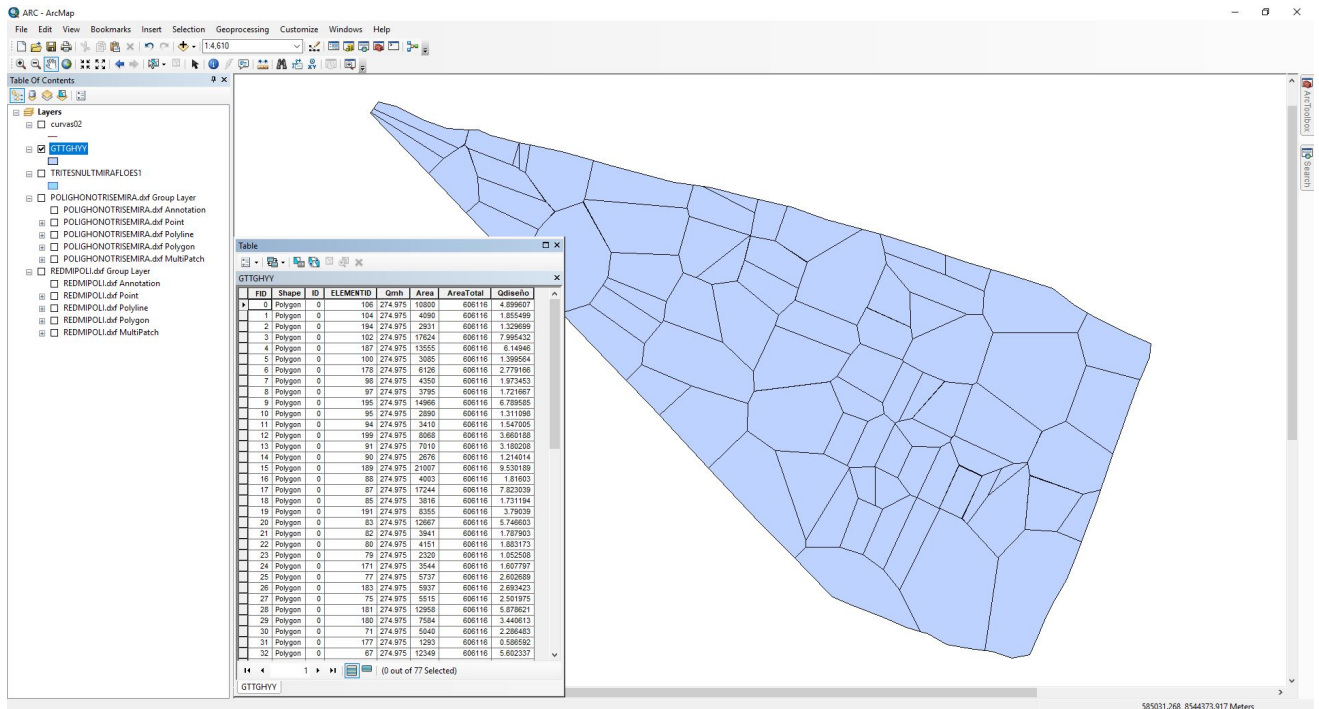


Figura 3.9: Generación del polígono Thiessen con ArcGIS 10.3.

Fuente: Elaboración propia.

3.9.6. Definición de los datos para la modelización

El proceso de confección del modelo de una red de distribución de agua comienza con la etapa de recopilación de información. En esta etapa se llevó a cabo la recopilación de la información física de todos los elementos que forman parte del modelo matemático de la red. En el caso de tuberías, la información recopilada más relevante a efectos de modelización hidráulica fue: su trazado, diámetro interno, longitud, material y su conectividad. En el caso de los nudos, la información fundamental hacía referencia a su cota y su demanda media a lo largo del periodo de estudio. Además fue necesario recoger toda la información posible acerca de los elementos de suministro de agua, tales como depósitos, válvulas y otros elementos considerados importantes para la modelización dinámica de la red.

PUNTOS DE CONTROL PRESION (mca)											
N°	Reservorio	Sector	Zona	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto
151	Miraflores	M2	Baja	47.94	49	52.84	48.96	46.72	50.18	42.43	47.63
160	Miraflores	M3	Media	43.22	51.02	52.38	48.25	44.78	48.52	45.14	45.85
190	Miraflores	M3	Alta	29.15	33.78	31.33	35.02	28.25	32.74	29.45	31.2
205	Acuchimay	A2	Media	38.51	35.58	45.51	36.12	26.21	38.46	32.42	41.26
216	Acuchimay	A2	Media	48.04	47.28	38.76	51.204	42.03	41.7	44.68	45.9

Figura 3.10: Tabla se presiones de los puntos indicados.

Fuente: Departamento operacional (SEDA AYACUCHO S.A).

Descripción	Código		D m m	Ma teri al	C H& W	Long. (m)	Horizonte 2010			Horizonte 2020			Energía Disponi b
	De	A					Qmax x d.	Veloc	Hf cons	Qmax d.	Veloc	Hf const	
			(mm)			(m)	(Lppd)	(L/seg)	(m)	(Lppd)	(L/seg)	(m)	(m)
Quicapata Acuchimay (línea de Conducción)	RA-A1	RA-D1	300	AC	130	400		1.94	4.59		2.58	7.81	110.36
			250	AC	130	1484	136.8	2.79	41.48 45.97	182.38	3.72	70.44 78.25	
Quicapata Libertadores 1000m3 (línea de Conducción)	RA-A1	RA-B1	250	AC	130	4181	47.93	0.98	16.75	66.65	1.36	30.82	29.63
Quicapata Libertadores 2000 m3 (línea de conducción)	RA-A1	RA-B2	400	PVC	140	5133	95.29	0.76	6.48	138.75	1.10	12.99	25.93
Quicapata Miraflores (línea de conducción)	RA-A1	RA-C1	250	AC	130	2428	209.2 5	4.26	148.6	340.70	6.94	366.2 0	68.82
Libertadores Río Seco (línea de impulsión)	RA-BO	RA-A2	150	PVC	130	700	17.9						Capac. Eq. Insufici ente.
Libertadores Alto Perú (línea de impulsión)	RA-BO	RA-A2	150	FD	130	550	16.3						Capac. Eq. Insufici ente
Libertadores Pueblo Libre (línea de impulsión)	RA-BO	RA-A2	100	AC	130	340	12.42	1.58	9.72	19.48	2.48	22.33	Capac. Eq. Insufici ente
Picota (línea de impulsión)	RA-BO	RA-P1	100	AC	130	174	6.96	0.89	1.70	11.78	1.50	4.50	Capac. Eq. Insufici ente

Figura 3.11: Líneas de conducción e impulsión . Huamanga.

Fuente: Plan Maestro Optimizado 2015 - 2044 (SEDA AYACUCHO S.A).

La red que a continuación mostraremos se procederá a procesar mediante la metodología planteada en la tesis, la cual pertenece a la sector de abastecimiento Miraflores (M2 Y M3) zona Canan Alto, Figura 3.16. La red mostrada esta compuesta por 86 nodos y 5 fuente de suministro.

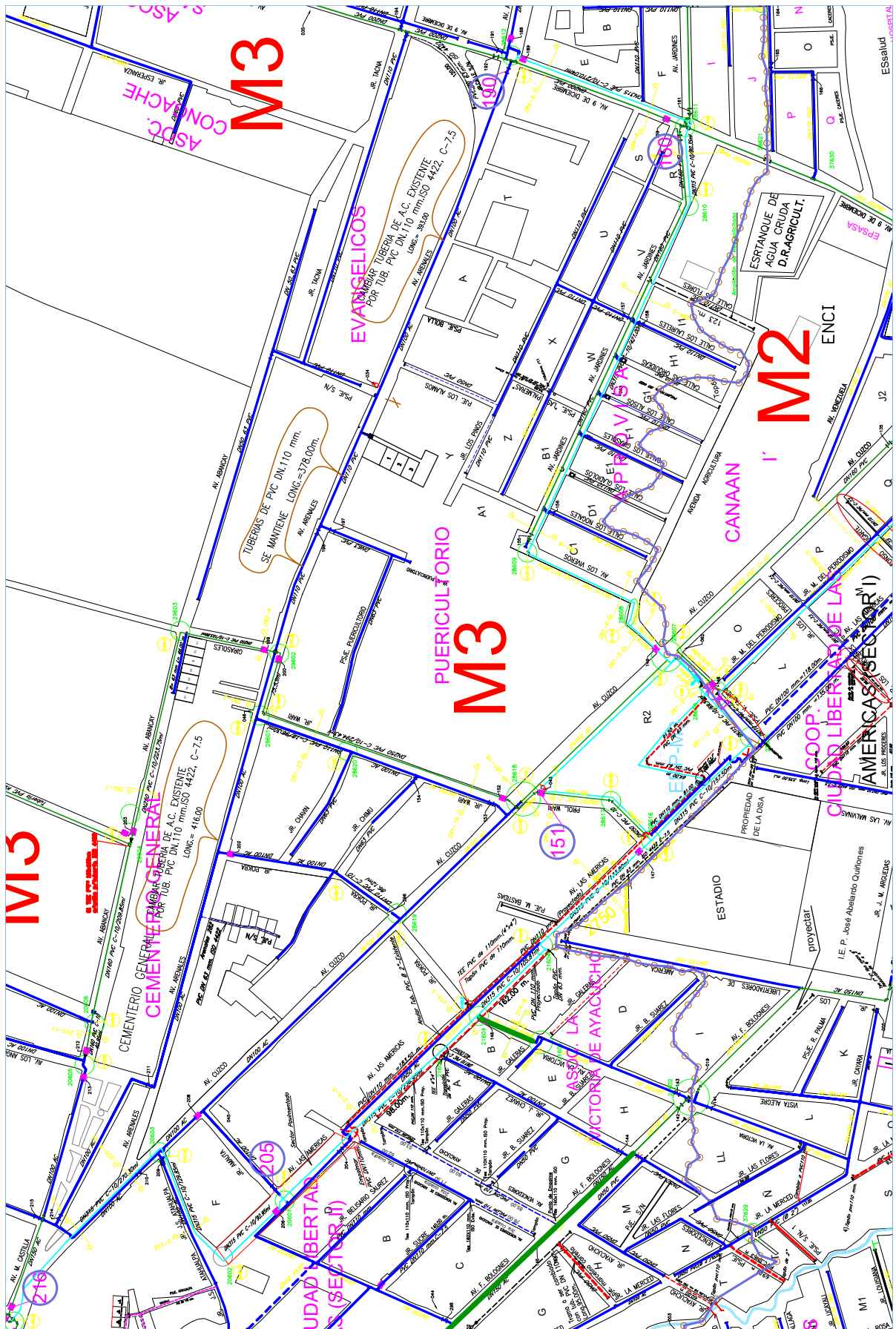


Figura 3.12: Plano principal de red agua potable(Base).

Fuente: SEDA AYACUCHO S.A.

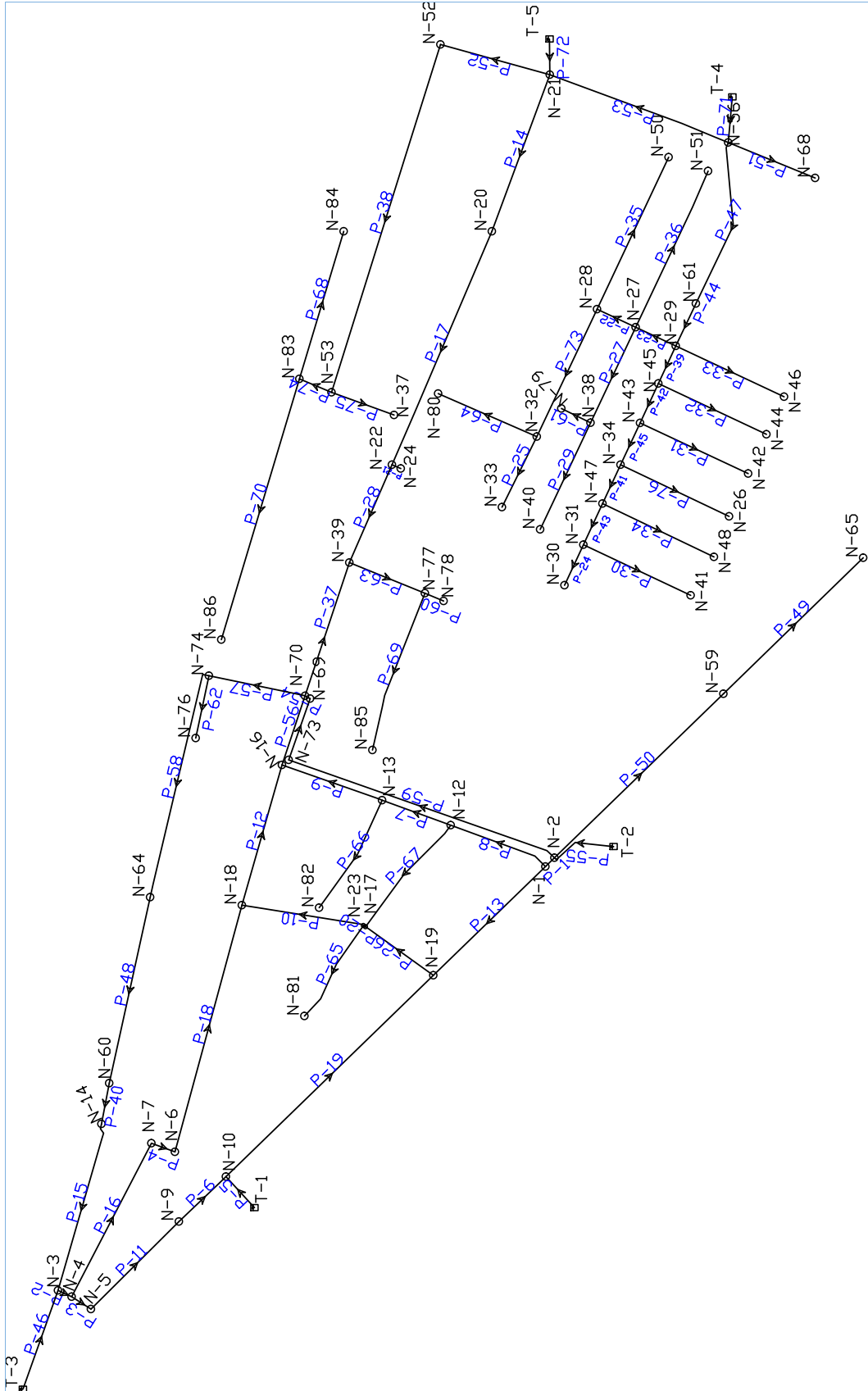


Figura 3.13: Configuración inicial de la red.

Fuente: Elaboración propia.

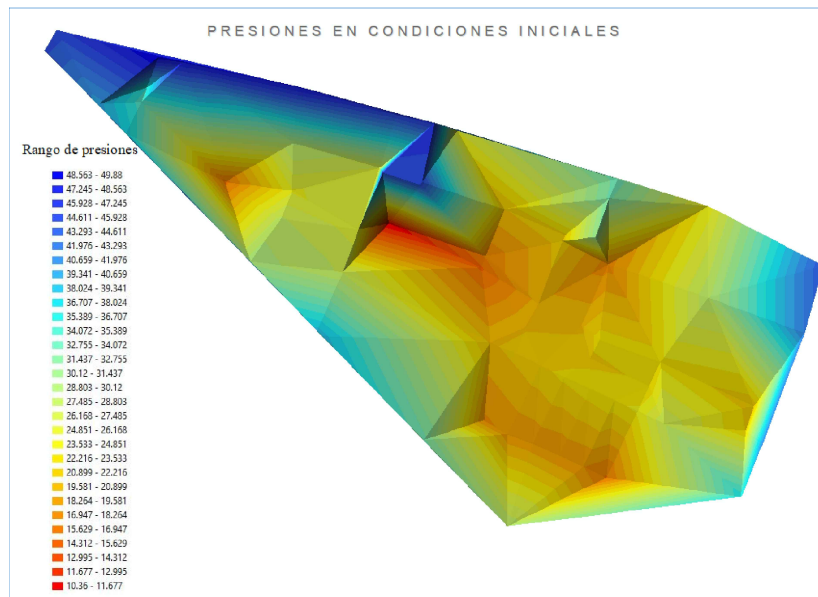


Figura 3.14: Plano inicial de Presiones de la red.

Fuente: Elaboración propia.

Características de la red, en la Tabla 3-2 los nodos de consumo y en la Tabla 3-3 las características de los tubos:

Tabla 3.3: Características de la red en estudio.

# Tanque	# Control	LGH(m)	X (m)	Y (m)	Z (m)
T-1	205	44.41	-353.36	301.51	8.12
T-2	151	68.28	20.85	-70.79	20.7
T-3	216	46.38	-541.41	541.53	2.1
T-4	160	65.87	797.74	-193.77	18.05
T-5	190	41.89	857.72	-4.29	10.77

Fuente: Elaboración propia.

La red esta compuesta por 1773 tubos, 86 nodos, con una longitud total de tubería de 8.863 kms y 5 fuente de suministro (Considerado fuentes de suministro aquellos puntos donde hay ingreso de caudal con una presión determinada en los puntos limites de la red en estudio según la información del plano base de la Entidad Prestadora). Finalmente se procesara los datos y se debe de verificar las presiones en la red tomando en cuenta las **NORMA OS.050**.

Tabla 3.4: Características de los nodos, ubicación y demanda.

ID	X (m)	Y (m)	Z (m)	Demand (L/s)
1	0.00	0.00	20.35	2.34
2	9.19	-9.46	20.70	6.18
3	-439.18	505.07	0.00	1.72
4	-445.69	490.99	0.21	1.37
5	-458.55	470.90	0.42	1.36
6	-295.51	383.85	7.41	2.77
7	-286.52	408.25	6.91	2.18
9	-367.67	379.91	5.52	2.82
10	-321.20	330.97	8.12	3.05
12	42.88	97.98	18.08	7.67
13	68.92	169.13	15.83	3.65
14	-266.62	460.04	6.16	1.58
16	105.31	272.94	12.89	3.45
17	-60.94	188.47	14.91	1.48
18	-39.85	314.50	11.61	6.3
19	-112.64	116.07	16.10	4
20	658.36	55.30	11.57	11.27
21	820.63	-4.71	10.77	5.6
22	416.54	158.97	12.82	2.29
23	-62.24	186.47	14.94	2.5
24	412.63	149.76	13.13	2.6
26	363.07	-190.47	23.46	1.88
27	559.05	-93.69	17.09	1.79
28	577.79	-53.69	14.70	5.75
29	539.58	-135.23	19.65	1.73
30	291.58	-19.79	20.77	7.82
31	333.68	-39.39	20.48	1.82
32	445.54	8.83	15.72	1.21
33	372.47	44.90	16.09	3.18
34	416.42	-77.90	19.57	1.55
37	468.12	156.75	11.73	1.97
38	459.98	-46.88	17.39	1.4
39	315.13	203.18	13.35	8
40	349.44	5.34	18.36	1.86
41	281.19	-150.66	23.43	4.9
42	407.28	-210.26	23.95	2.54
43	459.84	-98.11	19.45	1.76
44	448.05	-229.24	24.43	3.04
45	500.62	-117.09	19.59	2.05
46	487.02	-247.37	24.71	13.52
47	376.26	-59.20	20.00	1.99
48	321.02	-174.84	23.27	2.91
50	735.27	-127.70	15.77	5.92

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 3.5: Continuación de la tabla anterior.

ID	X (m)	Y (m)	Z (m)	Demand (L/s)
51	720.89	-168.67	17.22	3.04
52	852.04	108.77	8.04	4.34
53	491.47	221.55	9.85	3.88
56	750.46	-189.63	18.05	1.5
59	179.24	-184.51	25.42	8.06
60	-224.32	452.09	7.34	4.42
61	583.49	-156.15	19.54	0.98
64	-31.62	409.69	9.01	4.56
65	320.07	-329.45	29.68	6.98
68	713.58	-279.77	23.03	11.18
69	174.18	243.84	13.41	2.38
70	176.88	249.11	13.27	2.55
73	110.72	265.99	13.02	1.61
74	197.81	348.69	11.65	1.51
76	133.27	362.48	11.60	2.78
77	283.25	124.81	15.49	3.44
78	275.40	105.52	16.23	5.88
79	474.90	-16.72	15.82	2.69
80	490.24	111.12	12.35	6.15
81	-154.86	249.70	12.17	9.53
82	-42.52	234.52	13.70	3.79
83	505.48	254.85	8.87	1.33
84	658.35	209.03	7.55	6.79
85	120.76	179.28	15.40	5.12
86	235.31	335.84	11.47	3.66

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 3.6: Características de los tubos de la red

ID	NODO1	NODO2	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	Ks(m)	Km
1	1	2	160	13.18	0.0015	0
2	3	4	100	15.52	0.0014	0
3	4	5	100	23.86	0.0014	0
4	6	7	100	26.01	0.0014	0
5	10	1	100	43.61	0.0014	0
6	9	10	100	67.49	0.0014	0
7	12	13	100	75.76	0.0014	0
9	1	12	100	108.22	0.0014	0
10	13	16	100	110	0.0014	0
12	17	18	100	127.98	0.0015	1
13	5	9	100	128.6	0.0014	0
14	18	16	100	150.99	0.0014	0
16	19	1	100	161.75	0.0014	0
17	20	21	100	173.01	0.0014	0
18	3	14	100	180.41	0.0014	1
19	7	4	100	179.38	0.0014	0
20	22	20	100	263.11	0.0014	0
21	18	6	100	264.9	0.0014	0
22	10	19	100	299.46	0.0014	0
23	23	17	110	2.39	0.0015	0
24	22	24	110	10	0.0015	0
26	27	28	110	44.17	0.0015	0
27	29	27	110	45.88	0.0015	0
28	30	31	110	46.45	0.0015	0
29	32	33	110	81.49	0.0015	0
30	19	23	110	86.58	0.0015	0
31	38	27	110	109.57	0.0015	0
32	39	22	110	110.63	0.0015	0
33	40	38	110	122.25	0.0015	0
34	41	31	110	123.03	0.0015	0
37	42	43	110	123.85	0.0015	0
38	44	45	110	123.85	0.0015	0
39	46	29	110	123.85	0.0015	0
40	47	48	110	128.15	0.0015	0
41	28	50	110	174	0.0015	0
42	27	51	110	178.39	0.0015	0
43	16	39	110	221.12	0.0015	0
44	52	53	110	377.8	0.0015	0
45	45	29	160	42.98	0.0015	0
46	60	14	160	43.04	0.0015	1
47	47	34	160	44.3	0.0015	0
48	43	45	160	44.97	0.0015	0
50	31	47	160	46.96	0.0015	0
51	29	61	160	48.64	0.0015	0
52	34	43	160	47.9	0.0015	0

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 3.7: Continuación de la tabla anterior

ID	NODO1	NODO2	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)	Ks(m)	Km
53	3	3	150	108.54	0.0014	0
56	61	56	160	176.51	0.0015	0
59	64	60	160	197.31	0.0015	0
60	59	65	160	202.09	0.0015	0
61	2	59	160	244.05	0.0015	0
64	68	56	200	97.39	0.0015	0
65	21	52	200	117.74	0.0015	0
68	56	21	200	197.81	0.0015	1
69	69	70	250	5.93	0.0015	0
70	2	2	250	69.32	0.0015	0
73	69	73	250	67.22	0.0015	0
74	74	70	250	101.76	0.0015	1
76	74	64	250	243.75	0.0015	0
77	2	73	250	294.48	0.0015	1
78	77	78	63	20.82	0.0015	0
79	38	79	63	33.65	0.0015	0
80	76	74	63	66.00	0.0015	0
81	39	77	110	84.61	0.0015	0
82	32	80	63	111.62	0.0015	0
83	81	17	63	112.96	0.0015	0
84	13	82	63	129.84	0.0015	0
85	23	12	63	137.79	0.0015	0
86	83	84	63	159.59	0.0015	0
87	77	85	63	171.84	0.0015	0
88	86	83	63	282.05	0.0015	0
89	56	4	160	47.46	0.0015	0
90	21	5	100	37.09	0.0014	0
91	28	32	110	146.28	0.0015	0
92	83	53	110	36.13	0.0015	0
93	53	37	110	68.88	0.0015	0
94	34	26	110	124.57	0.0015	0

(Fuente: Elaboración propia)

Figura 3.15: Función de selección no objetiva.

1. FUNCIÓN DE SELECCIÓN NO OBJETIVA

INDICE DE RESILIENCIA						
Fórmula empleada	$I_r = \frac{\sum_{j=1}^{nn} Q_j * H_j - \sum_{j=1}^{nn} Q_j * H_j^*}{[\sum_{e=1}^{nr} Q_e * H_e - \sum_{i=1}^{npu} P_i] - \sum_{j=1}^{nn} Q_j * H_j^*}$					
Donde:						
Q_j	Los caudales de demandada en cada uno de los nodos.					
H_j	Presión en cada uno de los nodos.					
H*_J	Nivel de presión mínima establecido por normatividad					
Q_e	Caudal de entrada en cada uno de las fuentes.					
H_e	Presión de entrada en cada uno de las fuentes de suministro.					
P_i	Potencia suministrada por la bomba cada bomba, si es el caso.					
PROCESO DE CÁLCULO MAXIMIZACIÓN Y RESTRICCIÓN						
Obtención del I_r para el tramo P-1						
		<i>I_r (k + 1)</i>		<i>I_r (k)</i>	ERROR	CONDICIÓN
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D1	0.71242		0.71122	0.0012	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D2	0.71122		0.70301	0.00821	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D3	0.70301		0.70278	0.00023	OK
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D4	0.70278		0.7042	-0.00142	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D5	0.7042		0.70604	-0.00184	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D6	0.70604		0.70955	-0.00351	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D7	0.70955		0.71367	-0.00412	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D8	0.71367		0.79147	-0.0778	Cambio de D
Obtención del I_r para el tramo P-2						
		<i>I_r (k + 1)</i>		<i>I_r (k)</i>	ERROR	CONDICIÓN
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D1	0.88935		0.88722	0.00213	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D2	0.88722		0.882	0.00522	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D3	0.882		0.87882	0.00318	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D4	0.87882		0.87758	0.00124	OK
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D5	0.87758		0.87992	-0.00234	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D6	0.87992		0.88343	-0.00351	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D7	0.88343		0.88865	-0.00522	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D8	0.88865		0.89653	-0.00788	Cambio de D
Obtención del I_r para el tramo P-3						
		<i>I_r (k + 1)</i>		<i>I_r (k)</i>	ERROR	CONDICIÓN
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D1	0.87642		0.8722	0.00422	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D2	0.8722		0.8709	0.00131	OK
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D3	0.87089		0.8687	0.00223	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D4	0.86866		0.8711	-0.00242	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D5	0.8711		0.8744	-0.00334	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D6	0.87442		0.8779	-0.00351	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D7	0.87793		0.8828	-0.00482	Cambio de D
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D8	0.88275		0.8890	-0.00625	Cambio de D

Figura 3.16: Función de selección no objetiva.

Obtención del I_r para el tramo P-4							
		$I_r(k+1)$		$I_r(k)$	ERROR	CONDICIÓN	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D1		0.89254		0.8872	0.00532	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D2		0.88722		0.8829	0.00431	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D3		0.88291		0.8817	0.00123	OK	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D4		0.88168		0.8841	-0.00242	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D5		0.8841		0.8874	-0.00334	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D6		0.88744		0.8917	-0.00421	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D7		0.89165		0.8972	-0.00552	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D8		0.89717		0.9040	-0.00685	Cambio de D	

Obtención del I_r para el tramo P-5							
		$I_r(k+1)$		$I_r(k)$	ERROR	CONDICIÓN	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D1		0.80444		0.7972	0.00722	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D2		0.79722		0.7959	0.00131	OK	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D3		0.79591		0.7917	0.00423	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D4		0.79168		0.7951	-0.00342	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D5		0.7951		0.8004	-0.00534	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D6		0.80044		0.8070	-0.00651	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D7		0.80695		0.8148	-0.00782	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D8		0.81477		0.8237	-0.00895	Cambio de D	

Obtención del I_r para el tramo P-6							
		$I_r(k+1)$		$I_r(k)$	ERROR	CONDICIÓN	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D1		0.96134		0.9572	0.00412	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D2		0.95722		0.9549	0.00231	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D3		0.95491		0.9537	0.00123	OK	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D4		0.95368		0.9561	-0.00242	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D5		0.9561		0.9616	-0.00554	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D6		0.96164		0.9679	-0.00621	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D7		0.96785		0.9757	-0.00782	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D8		0.97567		0.9842	-0.00855	Cambio de D	

Obtención del I_r para el tramo P-7							
		$I_r(k+1)$		$I_r(k)$	ERROR	CONDICIÓN	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D1		0.92034		0.9172	0.00312	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D2		0.91722		0.9159	0.00131	OK	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D3		0.91591		0.9127	0.00323	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D4		0.91268		0.9161	-0.00342	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D5		0.9161		0.9204	-0.00434	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D6		0.92044		0.9250	-0.00451	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D7		0.92495		0.9308	-0.00582	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D8		0.93077		0.9369	-0.00615	Cambio de D	

Obtención del I_r para el tramo P-8							
		$I_r(k+1)$		$I_r(k)$	ERROR	CONDICIÓN	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D1		0.89153		0.8872	0.00431	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D2		0.88722		0.8859	0.00131	OK	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D3		0.88591		0.8834	0.00253	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D4		0.88338		0.8862	-0.00282	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D5		0.8862		0.8897	-0.00354	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D6		0.88974		0.8943	-0.00451	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D7		0.89425		0.9001	-0.00582	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO D8		0.90007		0.9076	-0.00755	Cambio de D	

Figura 3.17: Función de selección no objetiva.

Obtención del I_r para el tramo P-9							
		$I_r(k+1)$		$I_r(k)$	ERROR	CONDICIÓN	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D1	0.92234		0.9172	0.00512	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D2	0.91722		0.9139	0.00331	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D3	0.91391		0.9127	0.00123	OK	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D4	0.91268		0.9151	-0.00242	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D5	0.9151		0.9184	-0.00334	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D6	0.91844		0.9220	-0.00351	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D7	0.92195		0.9268	-0.00482	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D8	0.92677		0.9330	-0.00621	Cambio de D	

Obtención del I_r para el tramo P-10							
		$I_r(k+1)$		$I_r(k)$	ERROR	CONDICIÓN	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D1	0.91144		0.9072	0.00422	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D2	0.90722		0.9059	0.00131	OK	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D3	0.90591		0.9037	0.00223	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D4	0.90368		0.9061	-0.00242	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D5	0.9061		0.9094	-0.00334	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D6	0.90944		0.9130	-0.00351	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D7	0.91295		0.9178	-0.00482	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D8	0.91777		0.9248	-0.00705	Cambio de D	

Obtención del I_r para el tramo P-11							
		$I_r(k+1)$		$I_r(k)$	ERROR	CONDICIÓN	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D1	0.91234		0.9072	0.00512	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D2	0.90722		0.9026	0.00461	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D3	0.90261		0.9014	0.00123	OK	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D4	0.90138		0.9035	-0.00212	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D5	0.9035		0.9070	-0.00354	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D6	0.90704		0.9108	-0.00371	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D7	0.91075		0.9155	-0.00472	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D8	0.91547		0.9216	-0.00615	Cambio de D	

Obtención del I_r para el tramo P-12							
		$I_r(k+1)$		$I_r(k)$	ERROR	CONDICIÓN	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D1	0.79044		0.7872	0.00322	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D2	0.78722		0.7859	0.00131	OK	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D3	0.78591		0.7817	0.00423	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D4	0.78168		0.7861	-0.00442	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D5	0.7861		0.7906	-0.00454	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D6	0.79064		0.7953	-0.00461	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D7	0.79525		0.8001	-0.00482	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D8	0.80007		0.8056	-0.00551	Cambio de D	

Obtención del I_r para el tramo P-13							
		$I_r(k+1)$		$I_r(k)$	ERROR	CONDICIÓN	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D1	0.89024		0.8872	0.00302	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D2	0.88722		0.8845	0.00271	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D3	0.88451		0.8832	0.00130	OK	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D4	0.88321		0.8866	-0.00342	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D5	0.8866		0.8906	-0.00394	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D6	0.89057		0.8949	-0.00431	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D7	0.89488		0.8994	-0.00452	Cambio de D	
OPCIÓN DE DIÁMETRO	D8	0.8994		0.9047	-0.00531	Cambio de D	

Figura 3.18: Función de selección no objetiva.

PROCESO DE CALCULO Y VERIFICACIÓN					
Valores del Ir según diámetros determinados $Ir(\max)$					
Nº CAMBIOS	$Ir_{(K+1)}$		$Ir_{(K)}$	Margen (ϵ)	Observacion de ϵ
1	0.7801		0.7756	0.0045	Aceptable
2	0.7840		0.7801	0.0039	Aceptable
3	0.7894		0.7840	0.0054	Aceptable
4	0.7942		0.7894	0.0048	Aceptable
5	0.7993		0.7942	0.0051	Aceptable
6	0.8036		0.7993	0.0043	Aceptable
7	0.8083		0.8036	0.0047	Aceptable
8	0.8130		0.8083	0.0047	Aceptable
9	0.8170		0.8130	0.0040	Aceptable
10	0.8226		0.8170	0.0056	Aceptable
11	0.8274		0.8226	0.0048	Aceptable
12	0.8321		0.8274	0.0047	Aceptable
13	0.8365		0.8321	0.0044	Aceptable
14	0.8411		0.8365	0.0046	Aceptable
15	0.8461		0.8411	0.0050	Aceptable
16	0.8505		0.8461	0.0044	Aceptable
17	0.8555		0.8505	0.0050	Aceptable
18	0.8601		0.8555	0.0046	Aceptable
19	0.8650		0.8601	0.0049	Aceptable
20	0.8693		0.8650	0.0043	Aceptable
21	0.8743		0.8693	0.0050	Aceptable
22	0.8790		0.8743	0.0047	Aceptable
23	0.9495		0.8790	0.0705	Aceptable
24	0.9542		0.9495	0.0047	Aceptable
25	0.9594		0.9542	0.0052	Aceptable
26	0.9636		0.9594	0.0042	Aceptable
27	0.9687		0.9636	0.0051	Aceptable
28	0.9735		0.9687	0.0048	Aceptable
29	0.9782		0.9735	0.0047	Aceptable
30	0.9825		0.9782	0.0043	Aceptable
31	0.9876		0.9825	0.0051	Aceptable

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.19: Función de factibilidad.

2. FUNCIÓN DE FACTIBILIDAD						
NTP ISO 4422 : 2003						
Tubos de PVC - U para sistemas de abastecimiento de agua potable						
C-5 / S-20 (5 kg/cm² - 5 bares - 75 lb/pulg²)						
CÓDIGO	DIÁMETRO NOMINAL (mm)	DIÁMETRO EXTERIOR (mm)	ESPESOR PARED (mm)	DIÁMETRO INTERIOR (mm)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO (kg)
TUB134	63	63,00	1,60	59,80	6,00	2,77
TUB135	75	75,00	1,90	71,20	6,00	3,92
TUB137	90	90,00	2,20	85,60	6,00	5,47
TUB138	110	110,00	2,70	104,60	6,00	8,20
TUB139	140	140,00	3,50	133,00	6,00	13,56
TUB140	160	160,00	4,00	152,00	6,00	17,74
TUB141	200	200,00	4,90	190,20	6,00	27,26
TUB142	250	250,00	6,20	237,60	6,00	43,11
TUB143	315	315,00	7,70	299,60	6,00	67,59
TUB559	355	355,00	8,70	337,60	6,00	86,20
TUB445	400	400,00	9,80	380,40	6,00	109,58
PROCESO DE RESTRICCIÓN						
#TUBOS	TUBOS	%LONGITUD	DIAMETRO FINAL	DIAMETRO PERMITIDO	CONDICIÓN	
1	T_2	15.52	0.160	0.400	OK	
2	T_3	23.86	0.160	0.400	OK	
3	T_4	26.01	0.140	0.400	OK	
4	T_6	67.49	0.140	0.400	OK	
5	T_7	75.76	0.140	0.400	OK	
6	T_8	108.22	0.140	0.400	OK	
7	T_9	110	0.140	0.400	OK	
8	T_10	127.98	0.110	0.400	OK	
9	T_11	128.6	0.140	0.400	OK	
10	T_12	150.99	0.140	0.400	OK	
11	T_13	161.75	0.140	0.400	OK	
12	T_14	173.01	0.140	0.400	OK	
13	T_15	180.41	0.200	0.400	OK	
14	T_16	179.38	0.140	0.400	OK	
15	T_17	263.11	0.160	0.400	OK	
16	T_18	264.9	0.140	0.400	OK	
17	T_19	299.46	0.140	0.400	OK	
18	T_20	2.39	0.110	0.400	OK	
19	T_21	10	0.075	0.400	OK	
20	T_22	44.17	0.140	0.400	OK	
21	T_23	45.88	0.140	0.400	OK	
22	T_40	43.04	0.200	0.400	OK	
23	T_44	48.64	1.200	0.400	OK	
24	T_47	176.51	0.200	0.400	OK	
25	T_48	197.31	0.200	0.400	OK	
26	T_62	66	0.075	0.400	OK	
27	T_64	111.62	0.110	0.400	OK	
28	T_67	137.79	0.110	0.400	OK	
29	T_69	171.84	0.090	0.400	OK	
30	T_28	110.63	0.140	0.400	OK	
31	T_37	221.12	0.140	0.400	OK	

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.20: Función de selección objetiva.

3. FUNCIÓN DE SELECCIÓN OBJETIVA

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD					
DESVIACIÓN ESTÁNDAR					
Fórmulas empleadas :		$CU = \frac{\sum_{j=1}^{nn} P_j}{nn * \max\{P_j\}}$			
		$DESV = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{nn} (P_j - \bar{P})^2}{nn - 1}}$			
Donde:					
P_j	Presión en cada uno de los nodos.				
nn	Número de nodos de consumo en el sistema.				
\bar{P}	Promedio de presión generado en la red				
max{P_j}	Presión máxima generada en la red.				
PROCESO DE CÁLCULO Y VERIFICACIÓN					
Coefficiente de Uniformidad para un Ir(max)					
N° CAMBIOS	CU_(K)		CU_(K+1)	ERROR (ε)	MARGEN DE ξ
1	0.7276		0.7359	0.00830	No Aceptable
2	0.7359		0.7443	0.00840	No Aceptable
3	0.7443		0.7526	0.00830	No Aceptable
4	0.7526		0.761	0.00840	No Aceptable
5	0.761		0.7693	0.00830	No Aceptable
6	0.7693		0.7777	0.00840	No Aceptable
7	0.7777		0.786	0.00830	No Aceptable
8	0.786		0.7944	0.00840	No Aceptable
9	0.7944		0.8767	0.08230	No Aceptable
10	0.8767		0.8779	0.00120	No Aceptable
11	0.8779		0.8791	0.00120	No Aceptable
12	0.8791		0.8803	0.00120	No Aceptable
13	0.8803		0.8815	0.00120	No Aceptable
14	0.8815		0.8828	0.00130	No Aceptable
15	0.8828		0.884	0.00120	No Aceptable
16	0.884		0.8852	0.00120	No Aceptable
17	0.8852		0.8864	0.00120	No Aceptable
18	0.8864		0.8876	0.00120	No Aceptable
19	0.8876		0.8888	0.00120	No Aceptable
20	0.8888		0.8901	0.00130	No Aceptable
21	0.8901		0.8913	0.00120	No Aceptable
22	0.8913		0.8925	0.00120	No Aceptable
23	0.8925		0.8933	0.00080	No Aceptable
24	0.8933		0.8949	0.00160	No Aceptable
25	0.8949		0.8961	0.00120	No Aceptable
26	0.8961		0.8974	0.00130	Aceptable
27	0.8974		0.8986	0.00120	Aceptable
28	0.8986		0.8998	0.00120	Aceptable
29	0.8998		0.9010	0.00120	Aceptable
30	0.9010		0.9022	0.00120	Aceptable
31	0.9022		0.9034	0.00120	Aceptable

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.21: Función de selección objetiva

PROCESO DE CALCULO Y VERIFICACIÓN					
Desviación estándar para un $l_r(\max)$					
Nº CAMBIOS	$DES\bar{V}_{(K+1)}$		$DES\bar{V}_{(K)}$	ERROR (ϵ)	MARGEN DE ϵ
1	3.0476		3.0923	0.04470	No Aceptable
2	3.0033		3.0476	0.04430	No Aceptable
3	2.9581		3.0033	0.04520	No Aceptable
4	2.9100		2.9581	0.04810	No Aceptable
5	2.8692		2.9100	0.04080	No Aceptable
6	2.8243		2.8692	0.04490	No Aceptable
7	2.7800		2.8243	0.04430	No Aceptable
8	2.7352		2.7800	0.04480	No Aceptable
9	2.6930		2.7352	0.04220	No Aceptable
10	2.6461		2.6930	0.04690	No Aceptable
11	2.6016		2.6461	0.04452	No Aceptable
12	2.5570		2.6016	0.04458	No Aceptable
13	2.5121		2.5570	0.04490	No Aceptable
14	2.4620		2.5121	0.05010	No Aceptable
15	2.4232		2.4620	0.03880	No Aceptable
16	2.3784		2.4232	0.04480	No Aceptable
17	2.3340		2.3784	0.04440	No Aceptable
18	2.2893		2.3340	0.04470	No Aceptable
19	2.2450		2.2893	0.04430	No Aceptable
20	2.2005		2.2450	0.04450	No Aceptable
21	2.1552		2.2005	0.04530	No Aceptable
22	2.1113		2.1552	0.04390	No Aceptable
23	2.0664		2.1113	0.04490	No Aceptable
24	2.0221		2.0664	0.04430	No Aceptable
25	1.9773		2.0221	0.04480	No Aceptable
26	1.9329		1.9773	0.04440	Aceptable
27	1.8883		1.9329	0.04460	Aceptable
28	1.8437		1.8883	0.04460	Aceptable
29	1.7991		1.8437	0.04460	Aceptable
30	1.7545		1.7991	0.04460	Aceptable
31	1.7099		1.7545	0.04460	Aceptable

Fuente: Elaboración propia.

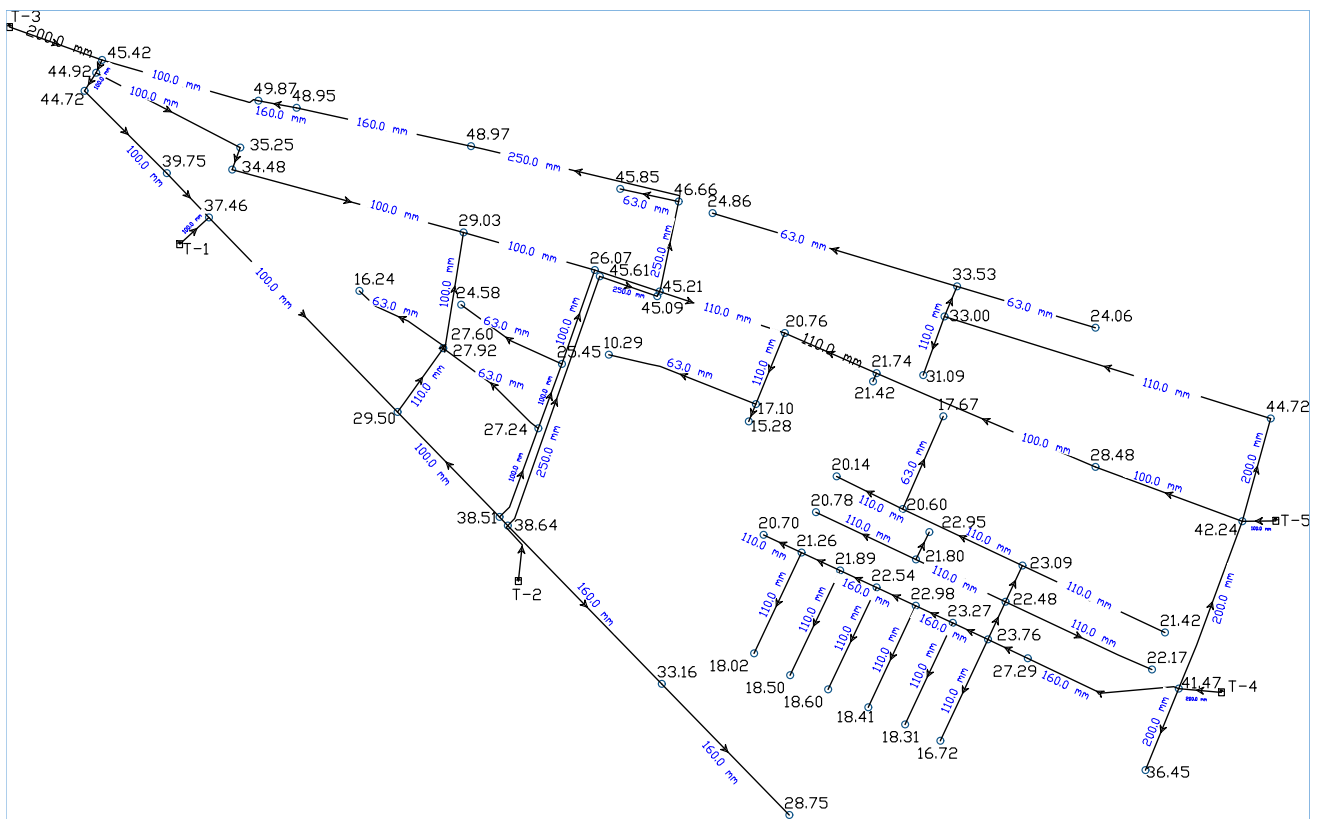


Figura 3.22: Presiones con la Configuración inicial de la red.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.8: Resultados obtenidos con la aplicación de la metodología

#CAMBIOS	I_r	CU	DESV(m)	Tiempo de viaje(seg)	Volumen(m ³)	H_e
0	0.7756	0.7276	3.0923	715.6215	122.4582	36.4460

(Fuente: Elaboración propia)

La evolución del proceso de uniformización de la red se muestra en la Tabla 3.9, en la cual se puede observar el número de cambios realizados en la configuración de la red, la modificación realizada en el diámetro en la correspondiente tubería y el porcentaje de longitud cambiada durante el desarrollo del proceso.

Tabla 3.9: Evolución del proceso de uniformización de presiones. Tubos encontrados y los respectivos cambios en los diámetros

#CAMBIOS	#TUBOS	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
	TUBOS	T_23	T_40	T_44	T_47	T_48	T_62	T_64	T_67	T_69	T_28	T_37
	%LONGITUD	45.88	43.04	48.64	176.51	197.31	66.00	111.62	137.79	171.84	110.63	221.12
1	0.18											
2	0.44											
3	0.74											
4	1.50											
5	2.35											
6	3.58											
7	4.82											
8	6.26											
9	7.71											
10	9.41											
11	11.24											
12	13.19											
13	15.23											
14	17.25											
15	20.22											
16	23.21											
17	26.59											
18	26.61											
19	26.73											
20	27.23											
21	27.74	0.140										
22	28.23	0.140	0.200									
23	28.78	0.140	0.200	0.200								
24	30.77	0.140	0.200	0.200	0.200							
25	33.00	0.140	0.200	0.200	0.200	0.200						
26	33.74	0.140	0.200	0.200	0.200	0.200	0.075					
27	35.00	0.140	0.200	0.200	0.200	0.200	0.075	0.075				
28	36.55	0.140	0.200	0.200	0.200	0.200	0.075	0.075	0.110			
29	38.49	0.140	0.200	0.200	0.200	0.200	0.075	0.110	0.110	0.090		
30	39.74	0.140	0.200	0.200	0.200	0.200	0.075	0.110	0.110	0.090	0.140	
31	42.24	0.140	0.200	1.200	0.200	0.200	0.075	0.110	0.110	0.090	0.140	0.140

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 3.10: Continuación de la tabla anterior

#CAMBIOS	#TUBOS	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	TUBOS	T_13	T_14	T_15	T_16	T_17	T_18	T_19	T_20	T_21	T_22
	%LONGITUD	161.75	173.01	180.41	179.38	263.11	264.9	299.46	2.39	10	44.17
1	0.18										
2	0.44										
3	0.74										
4	1.50										
5	2.35										
6	3.58										
7	4.82										
8	6.26										
9	7.71										
10	9.41										
11	11.24	0.110									
12	13.19	0.140	0.110								
13	15.23	0.140	0.140	0.160							
14	17.25	0.140	0.140	0.160	0.110						
15	20.22	0.140	0.140	0.160	0.110	0.140					
16	23.21	0.140	0.140	0.160	0.110	0.140	0.110				
17	26.59	0.140	0.140	0.160	0.110	0.140	0.140	0.110			
18	26.61	0.140	0.140	0.160	0.110	0.140	0.140	0.140	0.110		
19	26.73	0.140	0.140	0.160	0.110	0.140	0.140	0.140	0.110	0.075	
20	27.23	0.140	0.140	0.160	0.110	0.140	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
21	27.74	0.140	0.140	0.160	0.110	0.140	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
22	28.23	0.140	0.140	0.160	0.110	0.140	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
23	28.78	0.140	0.140	0.160	0.110	0.140	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
24	30.77	0.140	0.140	0.200	0.110	0.140	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
25	33.00	0.140	0.140	0.200	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
26	33.74	0.140	0.140	0.200	0.140	0.160	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
27	35.00	0.140	0.140	0.200	0.140	0.160	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
28	36.55	0.140	0.140	0.200	0.140	0.160	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
29	38.49	0.140	0.140	0.200	0.140	0.160	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
30	39.74	0.140	0.140	0.200	0.140	0.160	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140
31	42.24	0.140	0.140	0.200	0.140	0.160	0.140	0.140	0.110	0.075	0.140

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 3.11: Continuación de la tabla anterior

#CAMBIOS	#TUBOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	TUBOS	T_2	T_3	T_4	T_6	T_7	T_8	T_9	T_10	T_11	T_12
	%LONGITUD	15.52	23.86	26.01	67.49	75.76	108.22	110	127.98	128.6	150.99
1	0.175	0.110									
2	0.444	0.110	0.110								
3	0.738	0.110	0.110	0.110							
4	1.499	0.110	0.110	0.110	0.110						
5	2.354	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110					
6	3.575	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110				
7	4.816	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110			
8	6.260	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110		
9	7.711	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	
10	9.415	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110
11	11.240	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110
12	13.192	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
13	15.227	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
14	17.251	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
15	20.220	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
16	23.208	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
17	26.587	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
18	26.614	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
19	26.727	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
20	27.225	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
21	27.743	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
22	28.229	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
23	28.777	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
24	30.769	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
25	32.995	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
26	33.740	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
27	34.999	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
28	36.554	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
29	38.493	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
30	39.741	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140
31	42.236	0.160	0.160	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.110	0.140	0.140

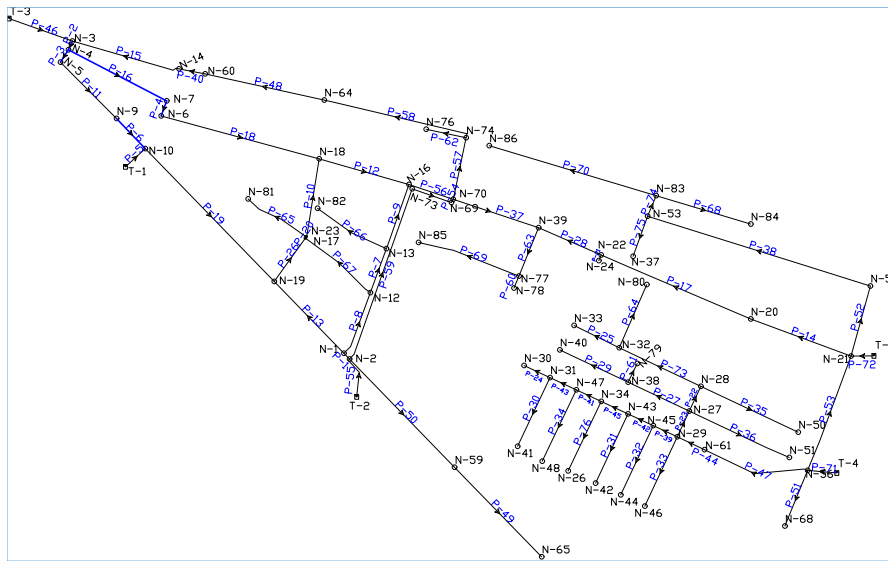
(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 3.12: Resultados obtenidos luego de 4 cambios realizados en la red

#CAMBIOS	I_r	CU	DESV(m)	T. de viaje(seg)	Vol.(m3)	H_e	Costo(\$/)
4	0.7944	0.7610	2.9140	392.9051	126.1320	34.1840	9,677.91

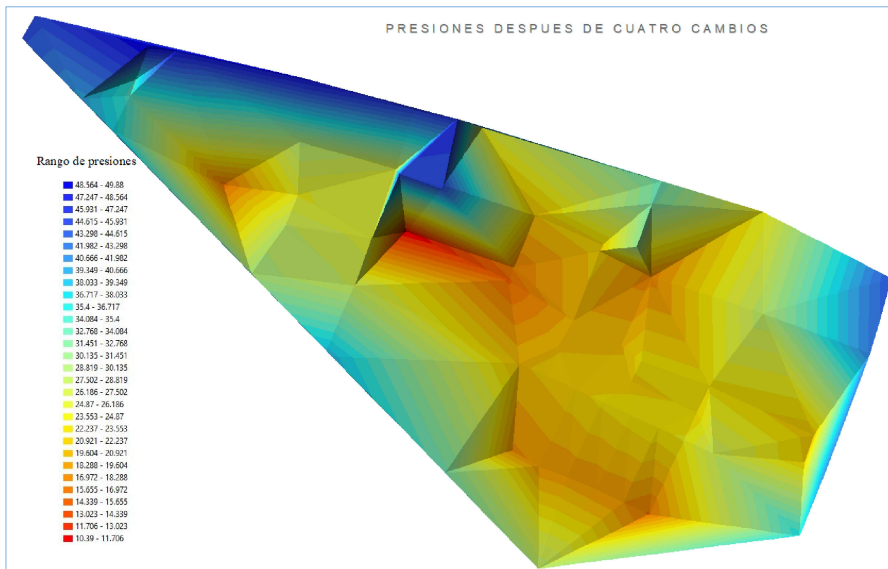
(Fuente: Elaboración propia)

Figura 3.23: Ubicación de los tubos encontrados luego de 4 cambios realizados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.24: Plano de Presiones luego de los 4 cambios realizados en la red



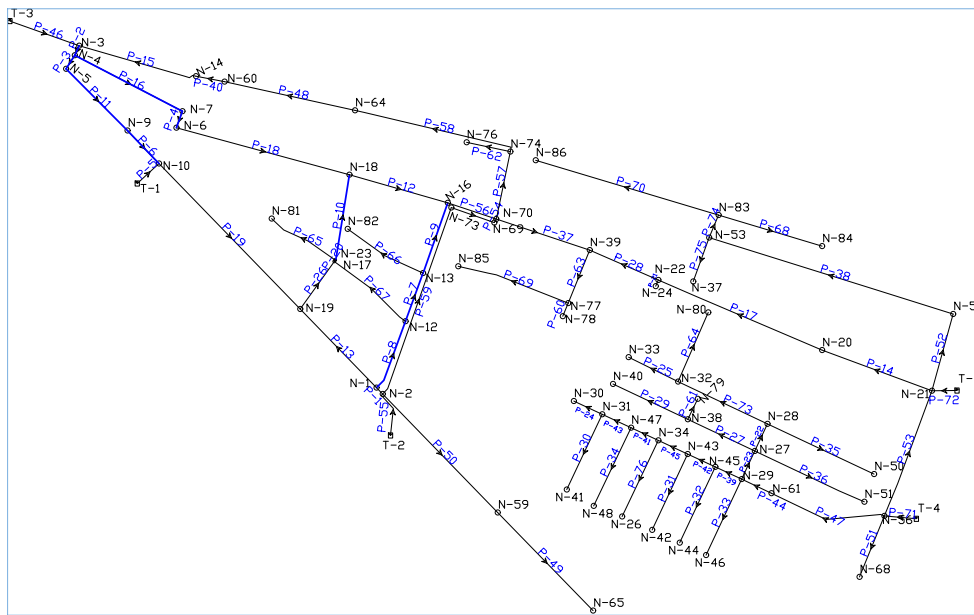
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.13: Resultados obtenidos luego de 9 cambios realizados en la red

#CAMBIOS	I_r	CU	DESV(m)	T. de viaje(seg)	Vol.(m3)	H_e	Costo(S/)
9	0.8180	0.8767	2.6910	321.1080	129.0880	30.9700	57,197.72

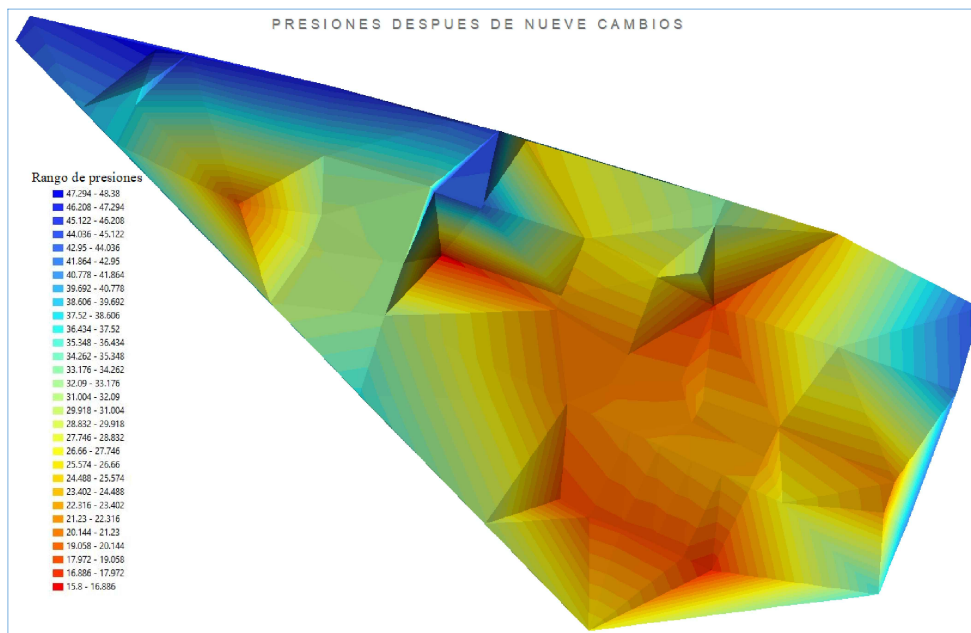
(Fuente: Elaboración propia)

Figura 3.25: Ubicación de los tubos encontrados luego de 9 cambios realizados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.26: Plano de Presiones luego de los 9 cambios realizados en la red



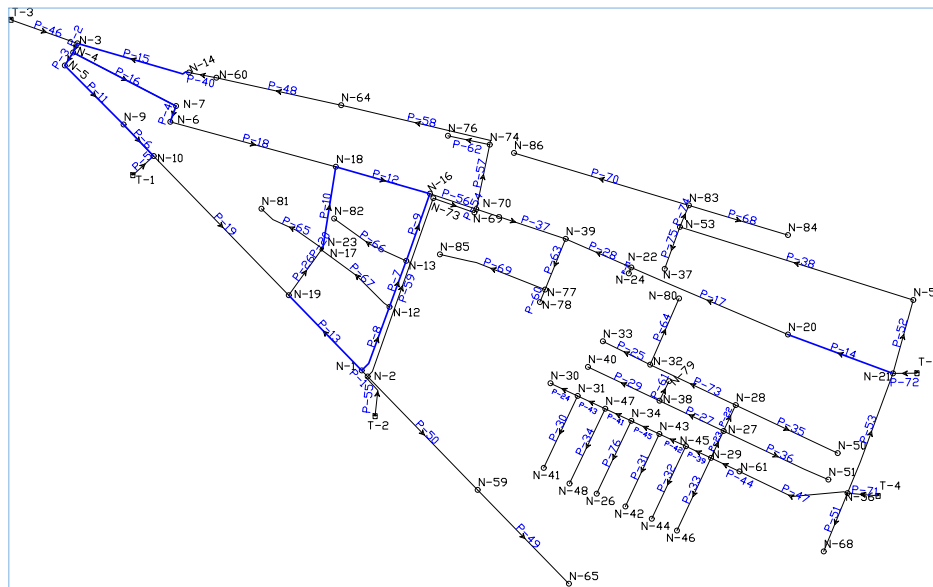
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.14: Resultados obtenidos luego de 14 cambios realizados en la red

#CAMBIOS	I_r	CU	DESV(m)	T. de viaje(seg)	Vol.(m3)	H_e	Costo(S/)
14	0.8415	0.8828	2.4680	347.4272	138.3540	30.4720	151,024.19

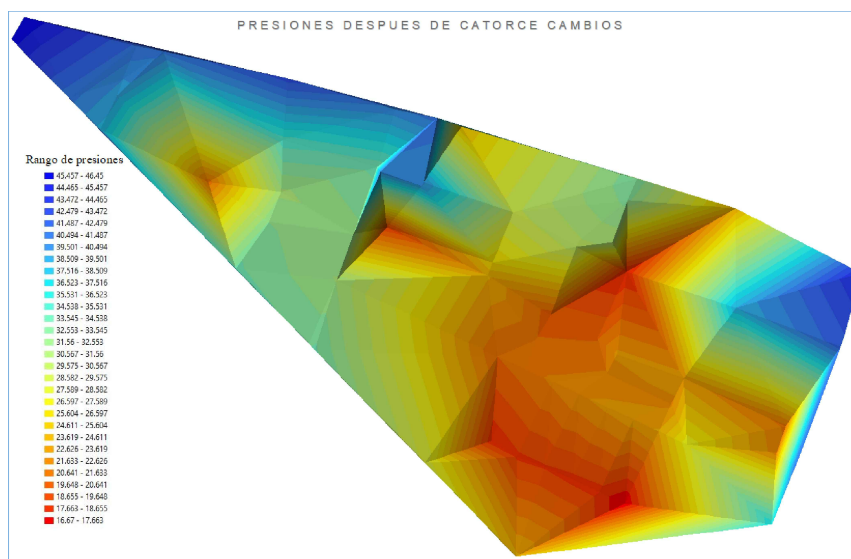
(Fuente: Elaboración propia)

Figura 3.27: Ubicación de los tubos encontrados luego de 14 cambios realizados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.28: Plano de Presiones luego de los 14 cambios realizados en la red



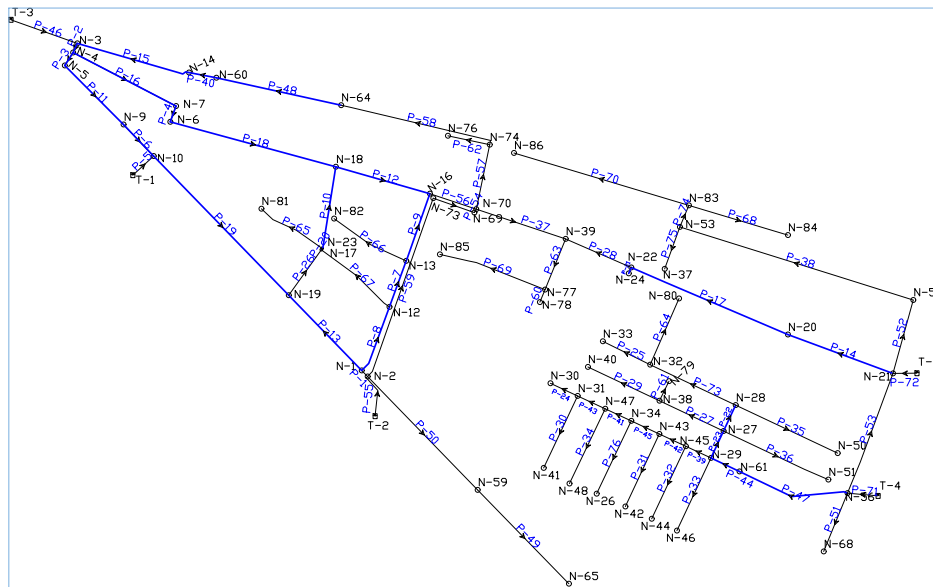
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.15: Resultados obtenidos luego de 25 cambios realizados en la red

#CAMBIOS	I_r	CU	DESV(m)	T. de viaje(seg)	Vol.(m ³)	H_e	Costo(S/)
25	0.9594	0.8961	1.9775	825.9542	150.3410	25.8420	313,453.84

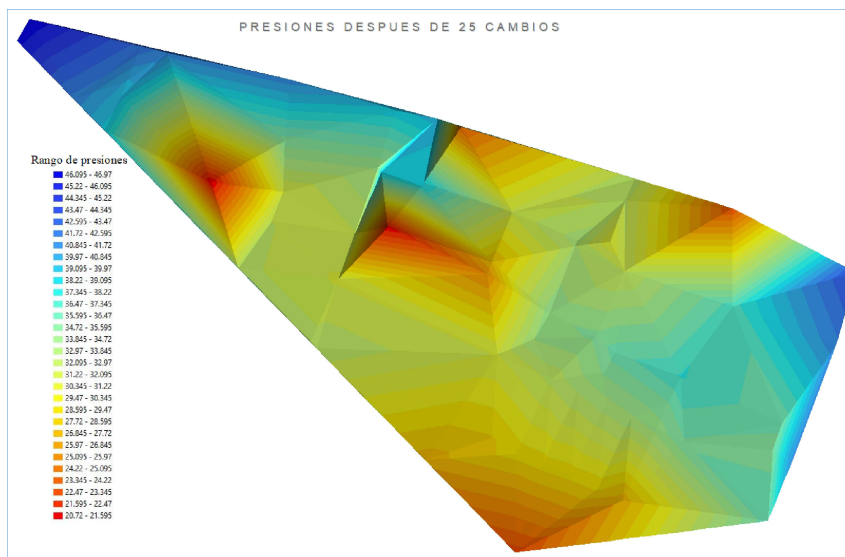
(Fuente: Elaboración propia)

Figura 3.29: Ubicación de los tubos encontrados luego de 25 cambios realizados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.30: Plano de Presiones luego de los 25 cambios realizados en la red



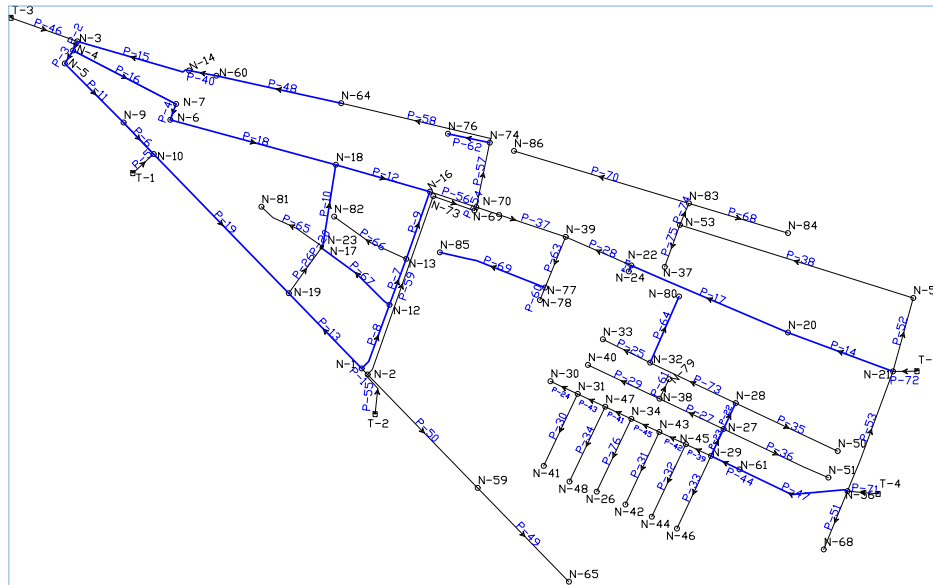
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.16: Resultados obtenidos luego de 30 cambios realizados en la red

#CAMBIOS	I_r	CU	DESV(m)	T. de viaje(seg)	Vol.(m ³)	H_e	Costo(S/)
30	0.9825	0.9022	1.7545	841.1123	152.5770	25.1840	355,827.76

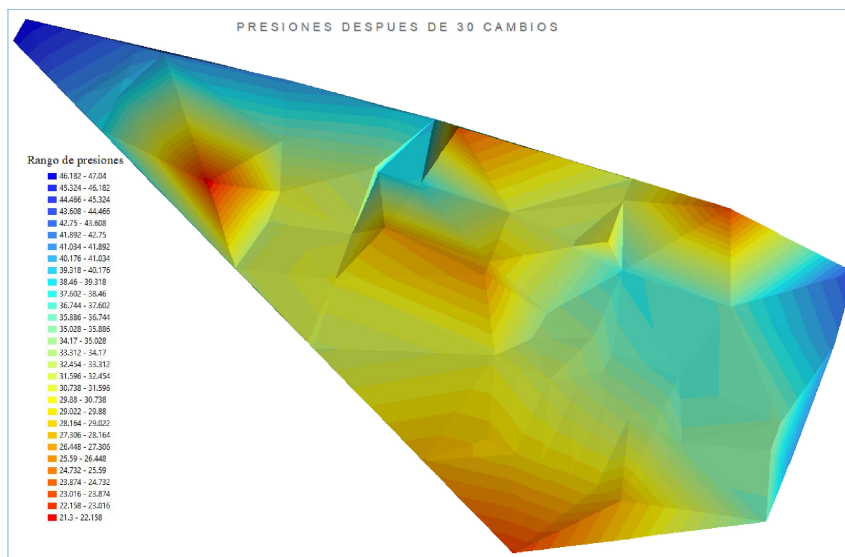
(Fuente: Elaboración propia)

Figura 3.31: Ubicación de los tubos encontrados luego de 30 cambios realizados



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.32: Plano de Presiones luego de los 30 cambios realizados en la red



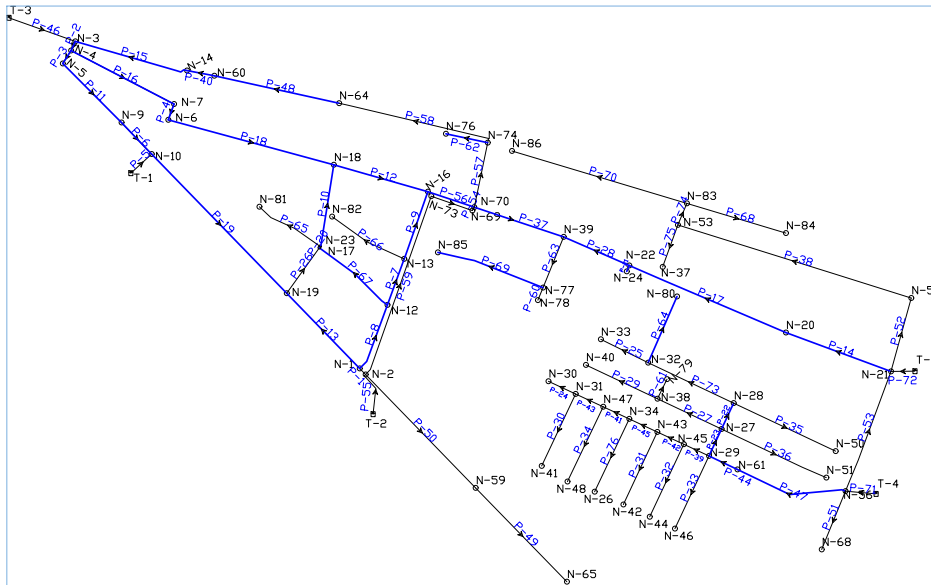
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.17: Resultados obtenidos luego de 31 cambios realizados en la red

#CAMBIOS	I_r	CU	DESV(m)	T. de viaje(seg)	Vol.(m3)	H_e	Costo(S/)
31	0.9876	0.9034	1.7099	844.2254	152.9650	25.0460	378,074.56

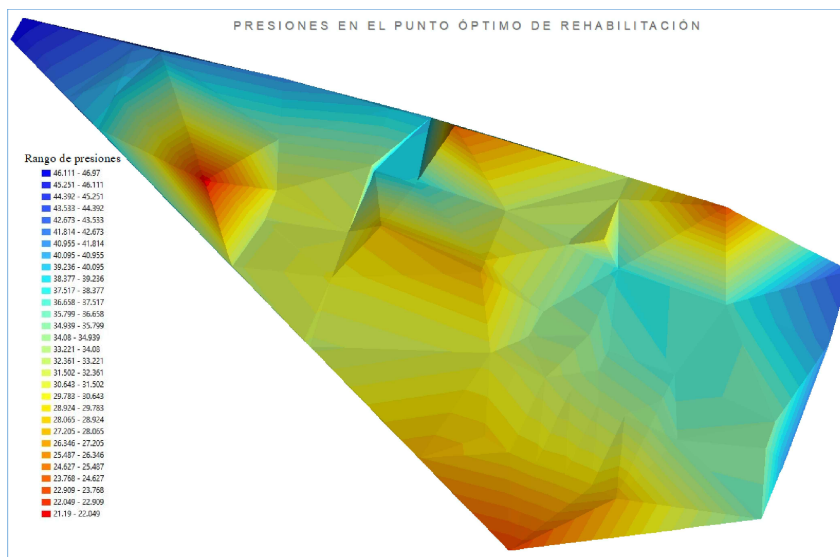
(Fuente: Elaboración propia)

Figura 3.33: Ubicación de los tubos encontrados luego de 31 cambios realizados



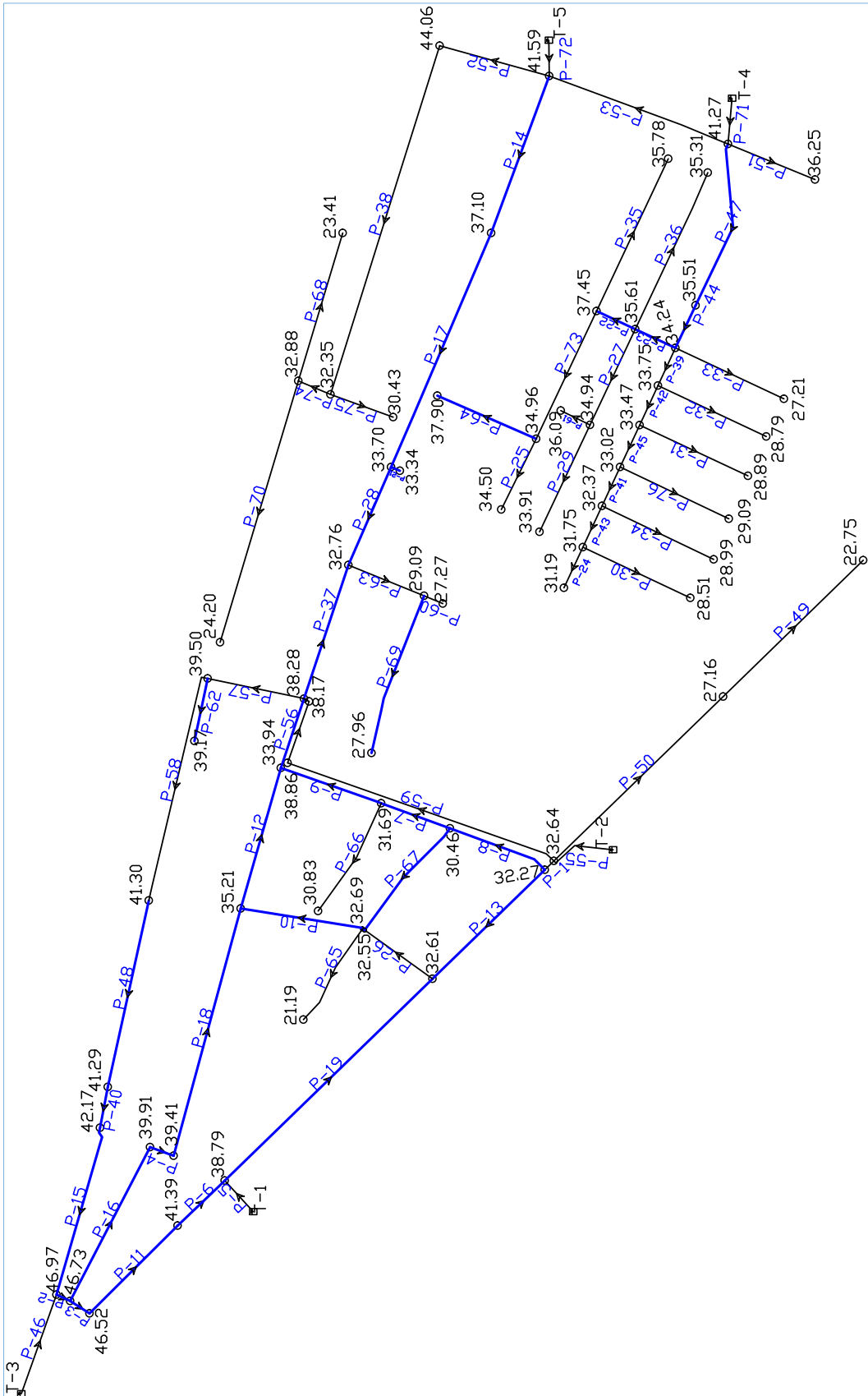
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.34: Plano de Presiones luego de los 31 cambios realizados en la red



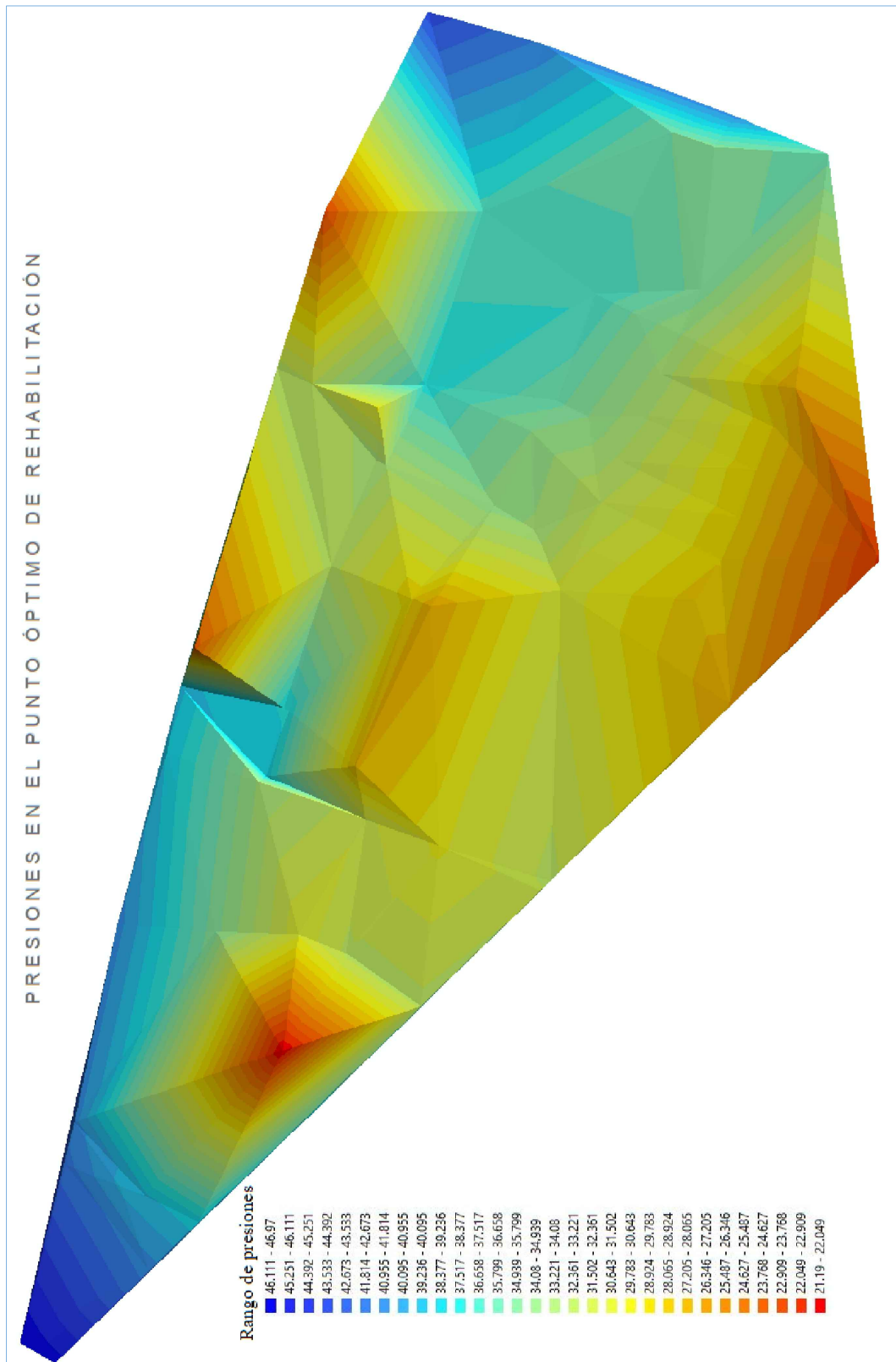
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.35: Ubicación de los tubos encontrados en el punto óptimo de rehabilitación



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.36: Plano de Presiones en el punto óptimo de rehabilitación



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.18: Resultados obtenidos con la aplicación de la metodología.

Camb.	I_r	PH	CU	DESV(m)	T. viaje(seg)	Vol.(m ³)	H_e	Costo(s/)
0	0.7756		0.7276	3.0923	715.6215	122.4582	36.4460	0.0000
1	0.7803		0.7359	3.0477	723.7798	124.6938	35.3260	1,809.43
2	0.7850	0.99058	0.7443	3.0032	640.3263	124.9860	35.3100	4,591.21
3	0.7897	0.9906	0.7526	2.9586	592.5602	125.3050	35.3080	7,623.64
4	0.7944	0.9859	0.7610	2.9140	392.9051	126.1320	34.1840	9,677.91
5	0.7991	0.9812	0.7693	2.8694	382.2859	127.0600	32.8280	18,510.56
6	0.8038	0.9765	0.7777	2.8248	378.2725	127.8600	32.5600	21,567.95
7	0.8085	0.9717	0.7860	2.7802	349.2094	129.7340	31.4400	34,392.55
8	0.8132	0.9670	0.7944	2.7356	353.3337	129.9450	31.3020	44,259.32
9	0.8180	0.9623	0.8767	2.6910	321.1080	129.0880	30.9700	57,197.72
10	0.8227	0.9576	0.8779	2.6464	324.9488	130.2270	30.7720	72,388.77
11	0.8274	0.9529	0.8791	2.6018	381.1603	131.4460	30.6620	88,662.38
12	0.8321	0.9482	0.8803	2.5572	333.7197	132.7510	30.6380	106,068.85
13	0.8368	0.9435	0.8815	2.5126	366.2111	137.0020	30.6380	132,976.83
14	0.8415	0.9388	0.8828	2.4680	347.4272	138.3540	30.4720	151,024.19
15	0.8462	0.9341	0.8840	2.4234	350.4602	140.3380	30.4400	177,495.59
16	0.8509	0.9294	0.8852	2.3788	350.4490	142.3350	30.4380	204,147.08
17	0.8558	0.9245	0.8864	2.3342	482.6918	144.5930	30.4280	234,275.65
18	0.8604	0.9199	0.8876	2.2896	451.8615	144.5970	30.4260	234,459.91
19	0.8652	0.9151	0.8888	2.2450	820.8530	144.5460	30.4260	234,965.07
20	0.8698	0.9105	0.8901	2.2005	821.1134	144.8060	30.3840	239,409.00
21	0.8745	0.9058	0.8913	2.1559	822.5461	145.0770	29.7420	244,024.97
22	0.8792	0.9011	0.8925	2.1113	822.5930	145.5630	28.1240	250,444.35
23	0.9498	0.8304	0.8933	2.0667	825.1954	146.1140	26.1540	257,698.95
24	0.9545	0.8257	0.8949	2.0221	825.5461	148.1100	25.8420	284,025.25
25	0.9594	0.8209	0.8961	1.9775	825.9542	150.3410	25.8420	313,453.84
26	0.9636	0.8167	0.8974	1.9329	826.2549	150.4270	25.8420	316,787.95
27	0.9687	0.8116	0.8986	1.8883	831.5291	151.1400	25.4840	325,393.42
28	0.9735	0.8068	0.8998	1.8437	835.4251	152.0200	25.2640	336,016.50
29	0.9782	0.8021	0.9010	1.7991	838.1421	152.2430	25.1840	344,697.32
30	0.9825	0.7978	0.9022	1.7545	841.1123	152.5770	25.1840	355,827.76
31	0.9876	0.7927	0.9034	1.7099	844.2254	152.9650	25.0460	378,074.56

(Fuente: Elaboración propia)

El costo individual de rehabilitación de una tubería se logra a partir de la relación encontrada por [Gutiérrez 2002], Ecuación 3.9.1:

$$C_i = 807.895 * l_i * d_i^{1.1038} \quad (3.9.1)$$

Donde l_i y d_i (longitud y el diámetro de la tubería respectivamente) están dados en metros. El costo resultante está dado en soles . De esta manera, el costo total de rehabilitación está dado por la función de costo (rehabilitación), Ecuación 3.9.2:

$$C_R = 807.895 * \sum_{i=1}^{N_{T_{opt}}} l_i * \pi_i * X^{1.1038} \quad (3.9.2)$$

siendo n_i la función i-ésima proyección, dado que X es un vector con los $N_{T_{opt}}$ diámetros de la red, $\pi_i(X)$ será el diámetro del i-ésimo tubo de la red cuya longitud es l_i . La secuencia del proceso de optimización con el fin de uniformizar el estado de presiones en la red se muestra siguiendo el número de cambios realizados sobre la misma, en cada paso se muestran las tuberías encontradas y cambiadas. Los correspondientes diámetros cambiados se muestran en la Tabla

Gráficamente se puede observar el comportamiento de los índices utilizados para analizar la red comparando cada uno con el costo de rehabilitación.



Figura 3.37: Relación entre el Costo de rehabilitación con el Índice de Resiliencia y el Perjuicio hidráulico.

Fuente: Elaboración propia.

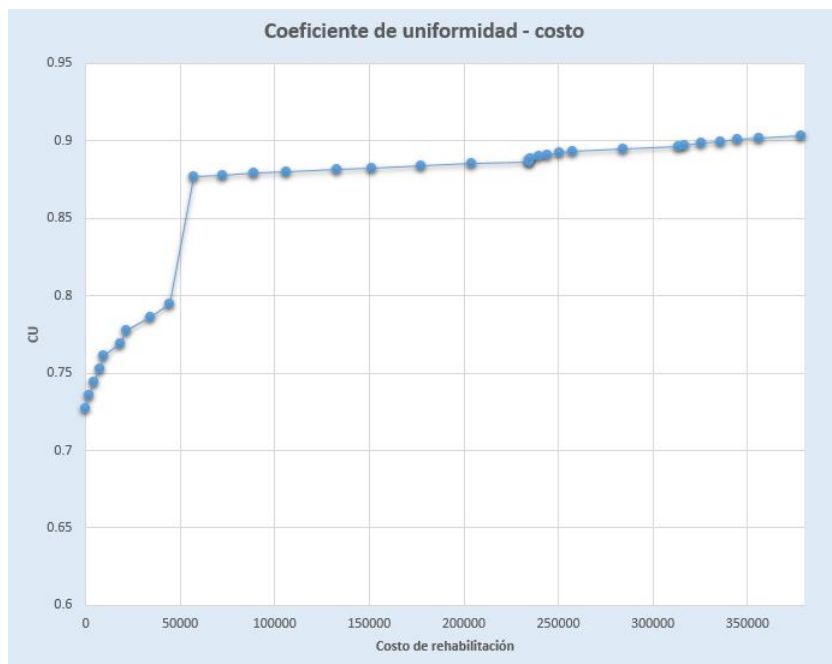


Figura 3.38: Relación entre el Costo de rehabilitación con el Coeficiente de Uniformidad.

Fuente: Elaboración propia.

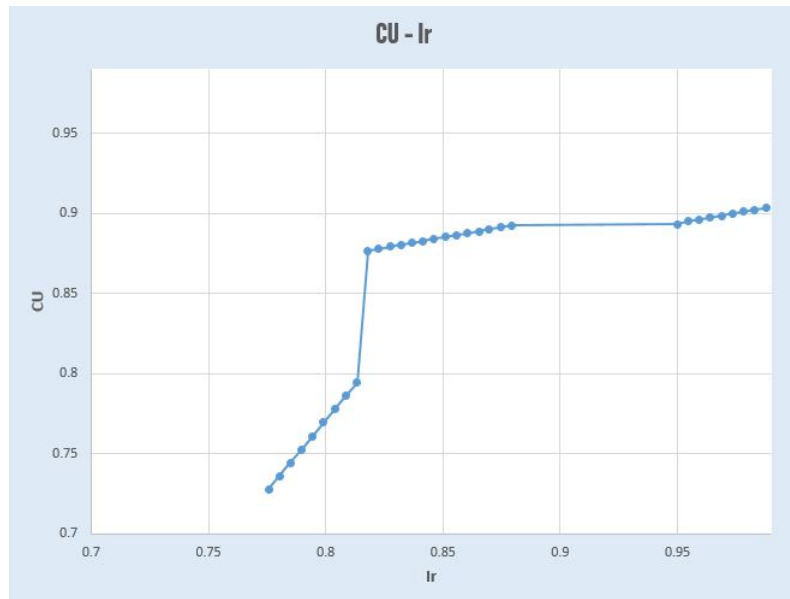


Figura 3.39: Relación entre el Coeficiente de Uniformidad y el Índice de Resiliencia.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 3.40: Relación entre la presión de entrada y el número de tuberías cambiadas.

Fuente: Elaboración propia.



4 RESULTADOS

4.1. Contrastación de hipótesis

Prueba de hipótesis. Si se implementa un método determinístico en la red en estudio, se podrá lograr una óptima operación y la habilidad del sistema para enfrentar eventuales fallas en el mismo.

Paso 1 .- Redacción de la hipótesis estadística

$[H_0]$ = Hipótesis nula..

$[H_1]$ = Hipótesis alterna (Hipótesis de la investigación).

$[C_0]$ = Óptima operación en las redes de distribución de agua antes de implementar un método determinístico.

$[C_1]$ = Óptima operación en las redes de distribución de agua después de implementar un método determinístico.

$H_0 \rightarrow C_0 = C_1$ No hay diferencia significativa entre los estados de la presión en las redes de distribución de agua antes y después de implementar un método determinístico, por lo tanto no hay mejora en la distribución de agua.

$H_0 \Rightarrow C_0 \neq C_1$ Existe una diferencia significativa entre los estados de la presión en las redes de distribución de agua antes y después de implementar un método determinístico, por lo

tanto, hay mejora en la distribución de agua.

Paso 2 .- Definir el porcentaje de error que estamos dispuestos a aceptar

Para nuestro caso estamos considerando un nivel $\alpha = 0.05 = 5\%$ (margen de error aceptado en el estudio).

Paso 3.- Prueba T para muestras relacionadas

Resumen de procesamiento de casos						
	Casos					
	Válido		Perdidos		Total	
	N	Porcentaje	N	Porcentaje	N	Porcentaje
DiferenciaQiQf	68	100,0%	0	0,0%	68	100,0%

Descriptivos				
		Estadístico	Error estándar	
DiferenciaQiQf	Media	-5,1522	,90881	
	95% de intervalo de confianza para la media	Límite inferior	-6,9662	
		Límite superior	-3,3382	
	Media recortada al 5%	-5,2017		
	Mediana	-6,1300		
	Varianza	56,164		
	Desviación estándar	7,49425		
	Mínimo	-20,22		
	Máximo	7,71		
	Rango	27,93		
	Rango intercuartil	11,14		
	Asimetría	,295	,291	
	Curtosis	-1,034	,574	

Pruebas de normalidad						
	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
DiferenciaQiQf	,188	68	,000	,930	68	,001

a. Corrección de significación de Lilliefors

Figura 4.1: Nota: La significancia de la diferencia relacionada después de implementar un método determinístico.

Fuente: Elaboración propia.

Paso 4.- Decisión estadística

Criterios de decisión:

Si $P\text{-valor} \leq \alpha$ se rechaza H_0 y se acepta H_1 .

Si $P\text{-valor} > \alpha$ se rechaza H_1 y se acepta H_0 .

En nuestro caso (Tabla 4.1):

El P-valor = 0.000 es menor a $\alpha = 0.05$ con lo que se demuestra que existe una diferencia significativa entre los estados de la presión en las redes de distribución de agua, antes y después de la implementación de un método determinístico.

Paso 5.- Conclusión La hipótesis de investigación planteada en el estudio ha sido validada con la prueba de hipótesis ya que el nivel de significancia (0.000) es menor al margen de error aceptado (0.05), por lo que se rechaza H_0 (Hipótesis nula) y se acepta H_1 (Hipótesis alterna). En consecuencia se podrá lograr una óptima operación y la habilidad del sistema para enfrentar eventuales fallas, a partir de la determinación de diámetros óptimos de la tuberías con el fin de Uniformizar el estado de presiones.

4.2. Análisis e interpretación

A continuación se presenta los principales resultados de la aplicación de la metodología en la red de distribución de agua de la zona en estudio, considerando el escenario de porcentajes de cambios y su respectivo análisis de costos.

Después de la aplicación de la metodología que se ha planteado en la presente tesis se tiene como resultado un grupo de tuberías que han sido modificados en sus diámetros, para lograr maximizar la uniformidad de presiones en la red. Cada modificación en el diámetro de la tubería escogida corresponde a aumentarlo al siguiente comercial, siguiendo un rango de diámetros comerciales definido previamente por el usuario, a partir del diámetro actual que tenga la tubería. Para escoger la tubería en la cual se debe realizar la modificación, se tienen todas las tuberías de la red y las posibles modificaciones en los diámetros de las mismas (espacio solución), entre los cuales se encuentran aquellas tuberías que maximizan la uniformidad de presiones (optimizan el proceso) al realizar la modificación en el diámetro respectiva.

Al inicio se tienen dos conjuntos, uno de tuberías escogidas con las modificaciones consideradas en los diámetros, y el de tuberías no escogidas con las posibles modificaciones consideradas, los cuales se encuentran vacíos. En cada paso se adiciona la tubería, con la respectiva modificación, que maximice la uniformidad de presiones al primer conjunto y se van encontrando aquellas que no solucionan de manera óptima el problema, las cuales pasan al segundo conjunto. El proceso de identificación de la tubería que debe escogerse y la respectiva modificación considerada en su diámetro, involucra la implementación de tres fun-

ciones: la función de selección no objetiva, la función de factibilidad, y la función de selección objetiva. Con lo cual mostramos a la tabla:

El costo individual de rehabilitación de una tubería se logra a partir de la relación encontrada por [Gutiérrez 2002], Ecuación 4.2.1:

$$C_i = 807.895 * l_i * d_i^{1.1038} \quad (4.2.1)$$

Donde l_i y d_i (longitud y el diámetro de la tubería respectivamente) están dados en metros. El costo resultante está dado en soles. De esta manera, el costo total de rehabilitación está dado por la función de costo (rehabilitación), Ecuación 4.2.2:

$$C_R = 807.895 * \sum_{i=1}^{N_{Top}} l_i * \pi_i * X^{1.1038} \quad (4.2.2)$$

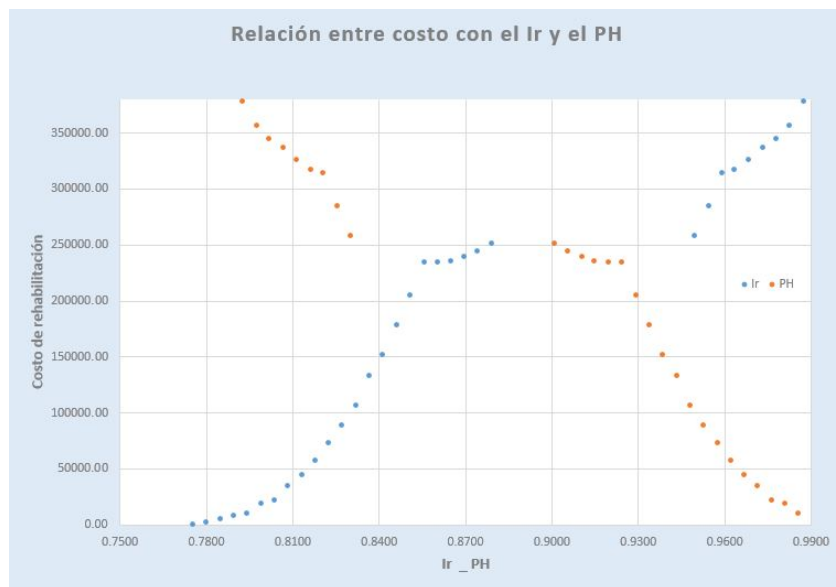


Figura 4.2: Relación entre el Costo de rehabilitación con el Índice de Resiliencia y el Perjuicio hidráulico.

Fuente: Elaboración propia.

El proceso de maximización del Índice de Resiliencia y el efecto sobre el Coeficiente de Uniformidad se puede observar en la Figura anterior. El punto óptimo de rehabilitación corresponde a realizar 31 modificaciones en los diámetros de las tuberías de la red. El Índice de Resiliencia tiene un comportamiento casi asintótico respecto a la rehabilitación de la red de distribución en el sector analizado. El valor teórico del Índice de Resiliencia puede variar entre 0 y 1. Sin embargo, para sistemas reales de distribución, este valor nunca llega a ser 1.

Tabla 4.1: Líneas expresas de tuberías encontradas luego de la aplicación del soporte de decisión a la red

Resultado de los cambios de diámetro				
TUBOS	NODOS		d(m)	L(m)
T_2	J-3	J-4	0.160	15.52
T_3	J-4	J-5	0.160	23.86
T_4	J-6	J-7	0.140	26.01
T_6	J-9	J-10	0.140	67.49
T_7	J-12	J-13	0.140	75.76
T_8	J-1	J-12	0.140	108.22
T_9	J-13	J-16	0.140	110.00
T_10	J-17	J-18	0.110	127.98
T_11	J-5	J-9	0.140	128.6
T_12	J-18	J-16	0.140	150.99
T_13	J-19	J-1	0.140	161.75
T_14	J-20	J-21	0.140	173.01
T_15	J-3	J-14	0.200	180.41
T_16	J-7	J-4	0.140	179.38
T_17	J-22	J-20	0.160	263.11
T_18	J-18	J-6	0.140	264.9
T_19	J-10	J-19	0.140	299.46
T_20	J-23	J-17	0.110	2.39
T_21	J-22	J-24	0.075	10.00
T_22	J-27	J-28	0.140	44.17
T_23	J-29	J-27	0.140	45.88
T_40	J-60	J-14	0.200	43.04
T_44	J-29	J-61	0.200	48.64
T_47	J-61	J-56	0.200	176.51
T_48	J-64	J-60	0.200	197.31
T_62	J-76	J-74	0.075	66.00
T_64	J-32	J-80	0.110	111.62
T_67	J-23	J-12	0.110	137.79
T_69	J-77	J-85	0.090	171.84
T_28	J-39	J-22	0.140	110.63
T_37	J-16	J-39	0.140	221.12
Longitud total a rehabilitar (m)				3743.39

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 4.2: Costos por diámetro cambiado y longitud

#CAMBIOS.	TUBOS	NUDOS	D(m)	L(m)	Costo(s/)	
0					0.0000	
1	T_2	J-3	J-4	0.160	15.52	1,809.43
2	T_3	J-4	J-5	0.160	23.86	4,591.21
3	T_4	J-6	J-7	0.140	26.01	7,623.64
4	T_6	J-9	J-10	0.140	67.49	9,677.91
5	T_7	J-12	J-13	0.140	75.76	18,510.56
6	T_8	J-1	J-12	0.140	108.22	21,567.95
7	T_9	J-13	J-16	0.140	110	34,392.55
8	T_10	J-17	J-18	0.110	127.98	44,259.32
9	T_11	J-5	J-9	0.140	128.6	57,197.72
10	T_12	J-18	J-16	0.140	150.99	72,388.77
11	T_13	J-19	J-1	0.140	161.75	88,662.38
12	T_14	J-20	J-21	0.140	173.01	106,068.85
13	T_15	J-3	J-14	0.200	180.41	132,976.83
14	T_16	J-7	J-4	0.140	179.38	151,024.19
15	T_17	J-22	J-20	0.160	263.11	177,495.59
16	T_18	J-18	J-6	0.140	264.9	204,147.08
17	T_19	J-10	J-19	0.140	299.46	234,275.65
18	T_20	J-23	J-17	0.110	2.39	234,459.91
19	T_21	J-22	J-24	0.075	10	234,965.07
20	T_22	J-27	J-28	0.140	44.17	239,409.00
21	T_23	J-29	J-27	0.140	45.88	244,024.97
22	T_40	J-60	J-14	0.200	43.04	250,444.35
23	T_44	J-29	J-61	1.200	48.64	257,698.95
24	T_47	J-61	J-56	0.200	176.51	284,025.25
25	T_48	J-64	J-60	0.200	197.31	313,453.84
26	T_62	J-76	J-74	0.075	66.00	316,787.95
27	T_64	J-32	J-80	0.110	111.62	325,393.42
28	T_67	J-23	J-12	0.110	137.79	336,016.50
29	T_69	J-77	J-85	0.090	171.84	344,697.32
30	T_28	J-39	J-22	0.140	110.63	355,827.76
31	T_37	J-16	J-39	0.140	221.12	378,074.56

(Fuente: Elaboración propia)

Influencia de las variables sobre el desarrollo del algoritmo. Las principales variables que influyen en el procesos uniformizar el estado de presiones son las presiones y caudales de entrada a la red correspondientes como fuentes de suministro, pero a su vez estos sistemas están en función de la energía disponible para disipar, incorporada en el Índice de Resiliencia. Debido a que a medida que se maximiza este índice, se logra uniformizar las presiones en los nodos de consumo (puntos terminales).

La Desviación Estándar del estado de presiones en los nodos de consumo de una red de distribución de agua potable va disminuyendo de manera lineal con el aumento del Índice de Resiliencia para el caso en concreto hay leves interrupciones en la linealidad. Por otra parte el Coeficiente de Uniformidad aumenta de forma lineal con el correspondiente aumento en el Índice de Resiliencia.

En la presente aplicación de la metodología para la red existente del Sector del sistema de distribución de agua de Zona Miraflores, se plasma y se comprueba la efectividad de la metodología aplicada, después de 31 cambios efectuados en los diámetros de tuberías conformantes en la red, el equivalente al 42.2% de la longitud total del sistema de tuberías, se logra disminuir la Desviación Estándar del estado de presiones en un 91.27%.

En general el procedimiento, se analizó de forma cualitativa el comportamiento del estado de presiones en los nodos y se encontró que la metodología logra uniformizar de forma parcial el estado de presiones. Después que la tubería considerada y escogida para ser modificada en la variable diámetro, luego de cambiar su configuración uniformiza cierto sub-sector de presiones en la red. Como lo hemos mostrado los cambios correspondientes en la tabla 4.1



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.3. Conclusiones

- Concluimos que para nuestra zona de estudio, se confirma la efectividad de la metodología con un total de 31 cambios de tuberías que representa un 42% de la longitud total del sistema de tuberías.
- Es claro que al buscar que la energía disipada por el sistema sea igual a la energía disponible por disipar, incorporada en el índice de resiliencia.
- La principal diferencia física de planos de presiones presentados, radica en la variación de valores de presión, respecto uno del otro antes y después de aplicar la metodología.
- Concluimos también que el índice de resiliencia en una medida combinada del efecto de la diferencia de potencias, disipada real y máxima disipada.

4.4. Recomendaciones

A continuación daremos algunas recomendaciones a fin de complementar la presente investigación.

- Las entidades de prestar el servicio agua, deben implementar programas de sectorización de sus redes toman en cuenta mas variables de lo habitual (presiones y topografía correspondientes) y aspectos de demanda futura que puedan presentarse en la red; ya que mediante la implantación de sectores es posible determinar el estado de la red y la eficiencia del mismo mediante indicadores técnicos.
- Implementar programas de control y disminución de pérdidas en todos los sectores que administra SEDA AYACUCHO S.A., con la finalidad de mejorar sus indicadores de agua no facturada.
- Se recomienda también que la rehabilitación de redes de distribución no solo debe centrarse en el estado de presiones de consumo en toda la red ya que el concepto de rehabilitación de redes de distribución es mucho mas amplio, el cual abarca todas las estaciones presentadas en el presente investigación.

4.5. Trabajos futuros

- Establecer una metodología de evaluación del estado de los componentes de una red de distribución de agua potable, así como determinar los mecanismos de análisis.
- Implantación de la gestión de presiones en los sectores de nuestra ciudad, que evite los rangos de los indicadores determinados que hacen incrementar la probabilidad de las roturas.

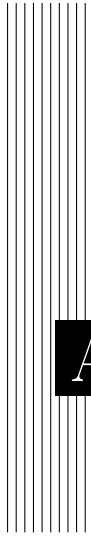


Referencias Bibliográficas

- Arce, S. X. M. (2015). Metodología para la calibración preliminar de modelos de redes de distribución de agua mediante la utilización conjunta de demandas y consumos dependientes de la presión.
- Ayala, H. J. B. (2013). *Confección de modelos de redes de distribución de agua desde un Sig y desarrollo de herramientas de apoyo a la toma de decisiones*. PhD thesis.
- Castañeda Galvis, L. F. (2015). Modelo de gestión para el mantenimiento de tuberías en redes de distribución de agua potable.
- Claro Crespo, D. (2016). *Estudio del sistema de abasto de agua en la UCLV*. PhD thesis, Universidad Central (Marta Abreu) de Las Villas. Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Hidráulica.
- Delgado Galván, X. V. (2011). *Aplicación del método de jerarquías analíticas (AHP) a la gestión de pérdidas de agua en redes de abastecimiento*. PhD thesis.
- Egea Góngora, P. A. (2013). *Optimización hidráulica de las redes de distribución de agua de riego dentro del sector 370 de la comunidad de usuarios de aguas de la Comarca de Níjar (Almería) mediante el programa informático EPANET*.
- García, R. P., . A. F. M. (1993). *Dimensionado óptimo de redes de distribución de agua ramificadas considerando los elementos de regulación*. Universidad Politécnica de Valencia.

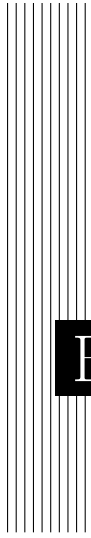
- Gutiérrez Bernaola, M. M. (2013). Dimensionamiento óptimo de redes abiertas ramificadas de distribución de agua, como función de la energía potencial disponible y usando técnicas de programación lineal.
- Guzman, ALONSO y Daniel, C. (2012). Programación óptima de la renovación de tuberías en un sistema de abastecimiento urbano: Análisis de los factores de influencia.
- Lara, O., . E. O. (2014). *Modelo Técnico Económico para la Toma de Decisiones de Renovación de Redes Secundarias de Agua Potable en la Zona Norte de Lima*. Tesis Pregrado.
- Martínez Codina, Á. (2015). *Metodología de análisis estadístico de roturas en redes de distribución de agua*. PhD thesis, Caminos.
- Martínez-Codina, Á., Saavedra, C., Cueto-Felgueroso, L., and Garrote, L. (2016). Influencia de la presión en roturas de tubería de redes de distribución. *Tecnología y ciencias del agua*, 7(4):25–39.
- Metola, D. R. (2011). Elaboración del modelo matemático de la red de agua potable de maspalomas (gran canaria) y estudio de sectorización de la misma.
- Morelos, R. A. and Hernández, J. R. Modelación hidráulica de la red de distribución de agua potable en una ciudad mexicana epanet.
- Ochoa, S., S. J. G. C. . a. P. (2010). *Diseño optimizado de redes de distribución de agua potable mediante la superficie óptima de gradiente hidráulico*. In Optimal water distribution network design through the hydraulic gradient surface). In: Proceedings of the XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- Paraa Toro, J. C. (2013). *Desarrollo de un conjunto de herramientas de soporte a la decisión y su implementación en un plan de gestión técnica para la renovación de redes de abastecimiento y saneamiento de agua*. Doctoral dissertation.
- Portillo Quispe, J. (2014). Modelo dinámico para la predicción del abastecimiento de agua potable, ciudad de ayacucho, 2010 al 2020.
- Rivas, D. J. M. (2017). Estudio de la probabilidad de rotura de tuberías en abastecimientos urbanos con la ayuda de modelos estadísticos e hidráulicos. estrategias de renovación de activos.

- Shamir, U., . H. C. D. (1979). To scheduling pipe replacement. *AWWA*.
- Shamir, U. and Howard, C. D. (1979). An analytic approach to scheduling pipe replacement. *Journal-American Water Works Association*, 71(5):248–258.
- Sánchez, H. S., . S. J. F. (2015). *Diseño optimizado de redes de distribución de agua potable mediante la superficie óptima de gradiente hidráulico*. Tecnología y Ciencias del Agua, 18(1), 105-118.
- Tavera, M. (2015). *Metodología para la gestión y planificación de un sistema de agua potable con suministro intermitente: Aplicacion a la ciudad de Tegucigalpa*. Doctoral dissertation.
- Thornton, J. and Lambert, A. (2005). Progress in practical prediction of pressure: leakage, pressure: burst frequency and pressure: consumption relationships. pages 12–14.
- Thornton, J. and Lambert, A. (2007). Pressure management extends infrastructure life and reduces unnecessary energy costs. In *IWA Conference'Water Loss*.
- Valderrama, J. G. S. (2004). Optimización de redes de acueducto con el fin de uniformizar el estado de presiones.
- Vidal, A. (2013). Algoritmos heurísticos en optimización. *Universidad de Santiago de Compostela, Facultad de Matemáticas Master en Técnicas Estadísticas*.



A ANEXO 01.

Variables del balance hídrico ,infraestructura y operacionales	
Variable [nomenclatura]: definición	Unidades
Caudal inyectado [Q1]: corresponde al volumen que en una determinada unidad de tiempo se inyecta en la red y que resulta conocido a través de las medidas aportadas por caudalímetros en el punto (o puntos) de origen de la distribución.	m3/día
Caudal registrado [Q2]: es la suma de todos los caudales medidos por los diferentes contadores de usuario instalados en la red. Se incluye aquí a los usuarios de todo tipo a los cuales se les realice medición de su consumo (residenciales, comerciales, industriales, oficiales, municipales, riego de parques, aseo de calles y aceras)	m3/día
Caudal incontrolado [Q3]: caudal sobre el cual no se tiene un referencia clara de su destino último, y que puede haberse fugado de la red antes de ser consumido o no	m3/día
Caudal incontrolado fugado [Q4]: caudal perdido a través de fugas de la red (en los tramos de ella que se ubican antes del contador del usuario)	m3/día
Caudal incontrolado consumido [Q5]: caudal del cual se tiene certeza de haber sido consumido, pero del cual no se tiene control (ya sea porque no se tiene un contador instalado o porque este no funciona adecuadamente)	m3/día
Caudal consumido incontrolado por errores de medición [Q6]: caudal del cual se tiene certeza de haber sido consumido, y del que se cuenta con una medición inadecuada	m3/día
Caudal consumido incontrolado por ausencia de contador [Q7]: caudal del cual se tiene certeza de haber sido consumido, pero del cual no se cuenta con medición pues no se tiene contador instalado	m3/día
Caudal consumido incontrolado por ausencia legal de contador [Q8]: caudal del cual se tiene certeza de haber sido consumido, pero del cual no se cuenta con medición, pues no se prevé (legalmente) tener un contador instalado	m3/día
Caudal consumido incontrolado por ausencia ilegal de contador [Q9]: caudal del cual se tiene certeza de haber sido consumido, pero del cual no se cuenta con medición, pues, aunque debería, no se tiene un contador instalado (acometida ilegalmente instalada)	m3/día
Caudalímetros del sistema [C1]: número de caudalímetros temporal o permanentemente instalados en el sistema de transmisión y distribución, tales como medidores de control del sistema, medición por distritos y cuantificación de agua	nº
Medidores de presión [P1]: número total de medidores de presión disponibles para monitorización temporal o permanente	nº
Válvulas principales [V1]: número total de toda clase de válvulas instaladas en las tuberías del sistema de transmisión y distribución (sin contabilizar las válvulas instaladas en las acometidas de servicio)	nº
Longitud promedio de acometida de servicio [L1]: longitud desde el punto de entrega al punto de medida	km
Rehabilitación de tuberías principales [L2]: longitud de tuberías de transmisión y distribución rehabilitadas (puestas en condición de operación) durante el periodo de evaluación (Además la longitud de tuberías principales rehabilitadas mediante otras técnicas)	km
Renovación de tuberías principales [L3]: longitud de tuberías principales renovadas (puestas en condición "como nuevas") mediante resina epóxica, mortero de cemento	km
Reemplazos de tuberías principales [L4]: longitud de tuberías principales reemplazadas durante el periodo de evaluación	km
Reemplazos de válvulas [V2]: número de válvulas principales reemplazadas durante el periodo de evaluación (sin incluir las válvulas instaladas en las acometidas de servicio)	nº
Rehabilitación de acometidas de servicio [A1]: número de acometidas de servicio reemplazadas o renovadas durante el periodo de evaluación	nº
Fallos en tuberías principales [L5]: número de fallos en tuberías principales, incluyendo fallos en válvulas y accesorios, durante el periodo de evaluación	nº
Presión promedio de operación [P2]: presión promedio de operación en los puntos de entrega cuando el sistema se encuentra presurizado	mca



B ANEXO 02.

Figura B.1: Reporte de rotura de tuberías en la Av. Abancay

EMPRESA : SEDA AYACUCHO		REPARACION DE RED MATRIZ DE AGUA POTABLE																									
AÑO : 2016		DIAMETRO DE TUBERIA (PULG.)		CLASE		TUBOS (M.L.)		ANILLOS (UN)		MATERIALES UTILIZADOS		UNIDADES		OTROS		LONGITUD (M.L.)		MOTIVO		DIA							
Nº	DIRECCION	75"	6"	4"	6"	8"	10"	12"	14"	16"	TPO	CLASE	TUBOS (M.L.)	ANILLOS (UN)	ABRAZAD. (UNID.)	PEGAMENTO	ASBESTO	CEMENTO	CORREDOZA	TRANSICION	DRESSER						
01	JR. LOS AMANTES N° 300 SAN JUAN BAUTISTA	1									PVC	7.5	1.5	1								TAPON PVC 4"	2	POR LA PRESION DE AGUA	2		
02	JR. CRISTO REY MZ. B. LOTE 08 ACHUIMAY	1									PVC	7.5	1.5										LUBRICANTE	1.5	POR LA PRESION DE AGUA	3	
03	ASOC. LOS LICENCIADOS MZ. A. LOTE 07	1									PVC	7.5											ABRD. DE 4"X1/2"+01 LLAV.		POR LA PRESION DE AGUA	3	
04	JR. GARCILAZO DE LA VEGA STACUADRA N° 584	1									PVC	7.5	2										ABRAZADERA DE 4" X 1/2"	4	POR LA PRESION DE AGUA	4	
05	ENTRADA DE PLANTA TOTORA	1									PVC	7.5	2										LUBRICANTE	2	POR PESO DEL VEHICULO	4	
06	AV. PEREZ DE CUELLAR MZ. B. LOTE 14	1									AC	7.5	4	4									LUBRICANTE	4	POR LA EXCAVACION DE ZANJA OBRA DE C	6	
07	URB. MARISCAL CAJERES MZ. L. LOTE 07	1									AC	7.5	4										ABRAZADERA DE 3" X 1/2"	7	POR DETERIORO DE LA ABRAZADERA	7	
08	URB. MARIA PARADO DE BELLIDO	1									PVC	7.5	4										ABRAZADERA DE 4" X 1/2"	9	POR EL DETERIORO DE LA ABRAZADERA	9	
09	JR. PROGRESO ENTRE AV. LOS ANGELES	1									AC	7.5	2										ABRAZADERA DE 4" X 1/2"	10	POR PRESION DE AGUA	10	
10	ASOC. LUIS ALBERTO SANCHEZ MZ. E. LOTE 10	1									PVC	7.5	2										ABRAZADERA DE 2" X 1/2"	11	POR PRESION DE AGUA	11	
11	AV. BRASIL ENTRADA YANAMILLA	1									PVC	7.5	1	3									LUBRICANTE	1	POR LA EXCAVACION ZANJA OBRA	13	
12	RENAL YANAMILLA YANAMILLA	1									PVC	7.5	1.5	4									LUBRICANTE	1.5	POR LA FISURA DE LA TUBERIA	13	
13	JR. LOS ALAMOS ENTRE JR. LOS PINOS LOS PINOS	1									PVC	7.5	7	8									ABRD. DE 4" X 1/2"+02 LLAV. CC	1	POR PRESION DE AGUA	15	
14	JR. ALMENDRA PACHACUTE	1									PVC	7.5	1	3									LUBRICANTE	1	POR LA EXCAVACION DE ZANJA OBRA DE C	17	
15	ASOC. LOS AMAUTAS MZ. E. LOTE 04	1									PVC	7.5	2										LUBRICANTE	2	POR LA EXCAVACION ZANJA USUARIO	17	
16	AA.HH. SANTA ROSA MZ. D. LOTE 09	1									PVC	7.5	2	3									LUBRICANTE	2	POR PRESION DE AGUA	17	
17	JR. HUANCASOLAR ULTIMO PASAJE	1									PVC	7.5	2										LUBRICANTE	2	POR PRESION DE AGUA	17	
18	AV. LAS AMERICAS MZ. D. LOTE 16	1									PVC	7.5	2	4									LUBRICANTE	2	POR LA FISURA DEL ANILLO	18	
19	ASOC. VILLA ESPERANZA MZ. A. 09 ARTESANOS	1									PVC	7.5	2	3									LUBRICANTE	2	POR LA EXCAVACION DE ZANJA USUARIO	18	
20	ASOC. NUEVA ESPERANZA MZ. C. LOTE 01	1									PVC	7.5	1	3									LUBRICANTE	1	POR LA EXCAVACION DE ZANJA USUARIO	19	
21	ASOC. TOTORA ENGRESO A PTAR	1									PVC	7.5	1.5	3									TAPON PVC DE 2"	1	POR PRESION DE AGUA	19	
22	ASOC. VILLA ESPERANZA	1									PVC	7.5	1.5	3									LUBRICANTE	1.5	POR PRESION DE AGUA	20	
23	AV. JOSE CARLOS MARIATEGUI STA CUADRA	1									AC	7.5	2	4									LUBRICANTE	2	POR PESO DEL VEHICULO	20	
24	ENTRADA DE PLANTA TOTORA	1									PVC	7.5	1	1									LUBRICANTE	1	POR PRESION DE AGUA	20	
25	JR. LIBERTAD CUADRA N° 978	1									AC	7.5	2	3									1	ABRAZ. DE 3"X 1/2" LLV. CO	2	POR PRESION DE AGUA	20
26	JR. HUAMANGA ATA CUADRA SANTA ELENA	1									PVC	7.5	3	3									LUBRICANTE	3	POR LA EXCAVACION DE ZANJA OBRA DE C	24	
27	AV. LIBERTADORES N° 1281 VISTA ALEGRE	1									PVC	7.5	2	3									LUBRICANTE	3	POR LA EXCAVACION DE ZANJA OBRA DE C	24	
28	AV. CORPAC ENTRE PASAJE MOLINOS	1									PVC	7.5	1	1									TAPON PVC 2"	1	POR PRESION DE AGUA	25	
29	PASAJE ALMENDRAS MZ. B. LOTE 10	1									PVC	7.5	3	9									01 TEE DE 3" F.F.*	3	POR PESO DEL VEHICULO DE LA OBRA PAV.	26	
30	ASOC. ARTESANOS MZ. D	1									PVC	7.5	2	4									LUBRICANTE	2	POR PESO DEL VEHICULO DE LA OBRA PAV.	27	
31	AV. LAS AMERICAS MZ. C. LOTE 11	1									PVC	7.5	2	3									LUBRICANTE	2	POR LA FISURA DE LA TUBERIA	27	
32	JR. PARIS N° 102 LOS OLIVOS	1									PVC	7.5	4	3									02 TEE DE 4"	1	POR EL CAMBIO DEL TEE	27	
33	ASOC. CHAQUIBAMBA MZ. B. LOTE 02 X AEROPUERTA	1									PVC	7.5	2	4									LUBRICANTE	2	POR PRESION DE AGUA	27	
34	ASOC. LOS ARTESANALES MZ. A. LOTE 03 PURACUTTI	1									PVC	7.5	2	4									LUBRICANTE	2	POR PRESION DE AGUA	27	
35	ASOC. SAN JOSE MZ. E. LOTE 03	1									AC	7.5	2	4									CINTA TIFLON	2	POR LA FISURA DE LA ABRAZADERA	27	
36	ASOC. LOS OLIVOS Y AV. SAN FRANCISCO	1									PVC	7.5	6	10									02 TEE DE 4"	6	PESO DEL VEHICULO	27	
37	AV. ABANCAY CEMENTERIO PUERTA 02	1									PVC	7.5	2	1									LUBRICANTE	2	POR PRESION DE AGUA	28	
38	ASOC. NUEVA ESPERANZA MZ. A ENTRE B	1									PVC	7.5	2	4									LUBRICANTE	2	POR PRESION DE AGUA	28	
39	JR. MANCO CAPAC POR CARMEN ALTO	1									PVC	7.5	1.5	4									LUBRICANTE	1.5	POR PRESION DE AGUA	28	
40	JR. NOGALES MZ. B. LOTE 04 ARTESANOS	1									PVC	7.5	3	4									LUBRICANTE	3	POR LA FISURA DE LA TUBERIA	28	
41	ASOCIATA HERMOZA	1									PVC	7.5	1.5	3									LUBRICANTE	1.5	POR EXCAVACION DE ZANJA OBRA CLARO	29	
42	JR. 12 DE DICIEMBRE ENTRE JR. CAHUIDE SAN JUAN B.	1									PVC	7.5	3	9									TEE 2"+CODO PVC 2"+RD 2	2	FUGA POR LOS EMPALMES	29	
43	JR. HUANTAY JR. VICTOR RAUL HAYA DE LA TORRE	1									PVC	7.5	1.5	3									LUBRICANTE	1.5	POR EXCAVACION DE ZANJA OBRA CLARO	31	
44	URB. EMADI MZ. E. LOTE 02	1									AC	7.5	1.5	3									LUBRICANTE	1.5	POR MAL AJUSTE DE UNION DRESSER	31	
	TOTAL	00	15	10	19	00	00	00	00	00	00	80	110	80	09	00	00	34	01	02					80		

C ANEXO 03.



Figura C.1: Vista de la sustitución de tuberías en un tramo de red agua potable.

Fuente: Elaboración propia.

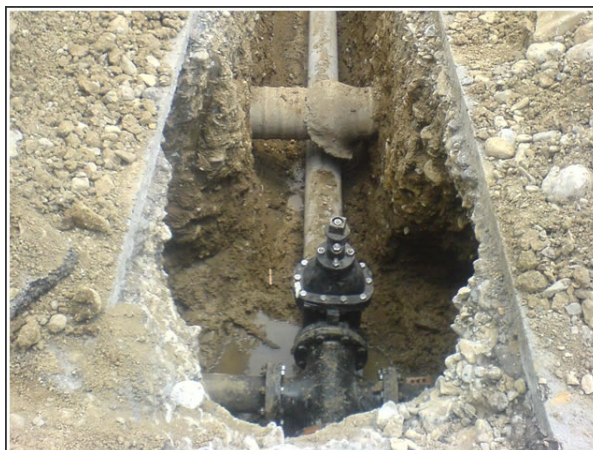


Figura C.2: Vista de una válvula reductora de presión .

Fuente: Elaboración propia.



Figura C.3: Excavaciones cercanas de líneas de tuberías de conducción de agua potable.

Fuente: Elaboración propia.



Figura C.4: Vista de un tramo de tubería de agua potable rehabilitada.

Fuente: Elaboración propia.



Figura C.5: vista de tuberías para su posterior sustitución.

Fuente: Elaboración propia.



Figura C.6: Vista de una valvula reductora de presion.

Fuente: Elaboración propia.



Figura C.7: Vista de una conexión domiciliaria .

Fuente: Elaboración propia.



Figura C.8: Sustitución de un tramo de tuberías de agua potable por antigüedad de instalación.

Fuente: Elaboración propia.



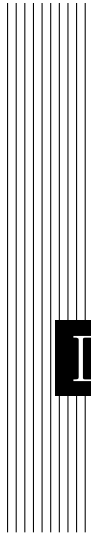
Figura C.9: Excavaciones que afectan las líneas de tubería de una red de agua potable.

Fuente: Elaboración propia.



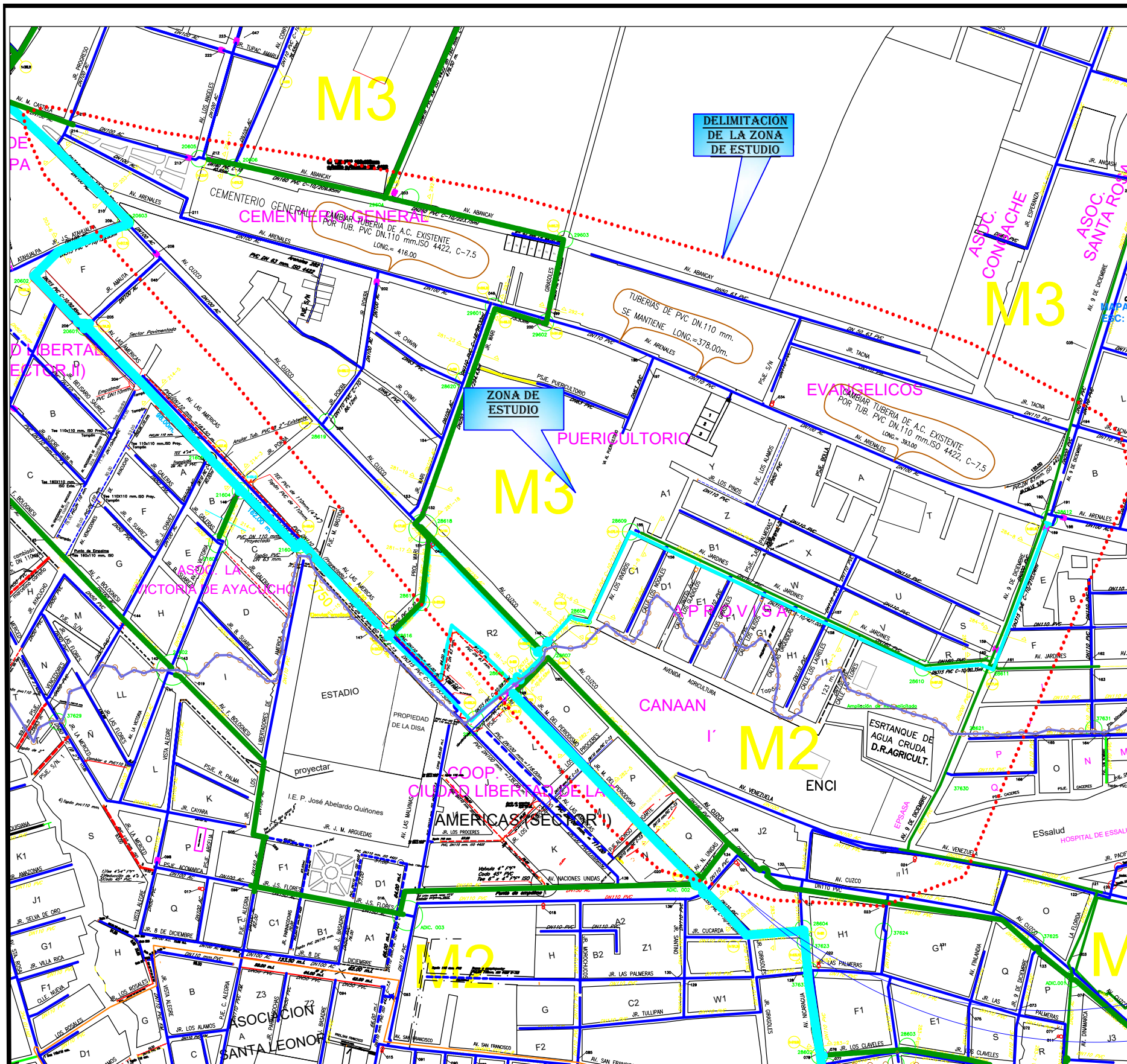
Figura C.10: Instantes donde ocurre una rotura de una tubería de agua potable.

Fuente: Elaboración propia.

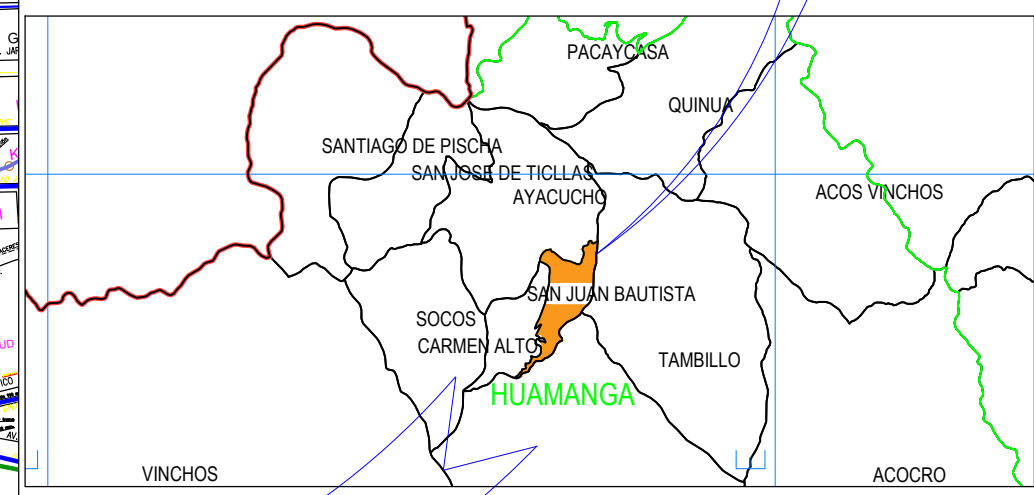
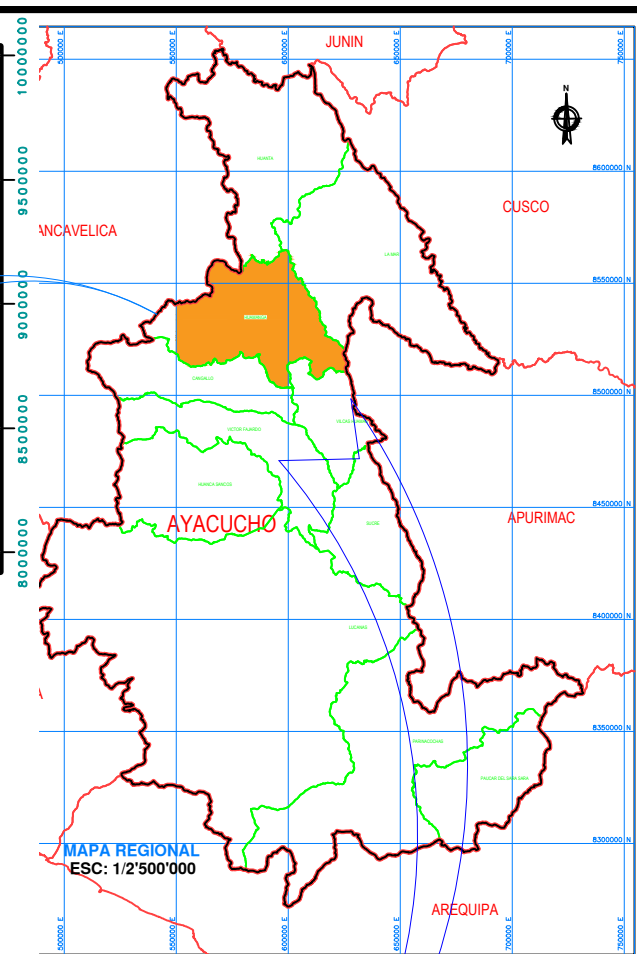
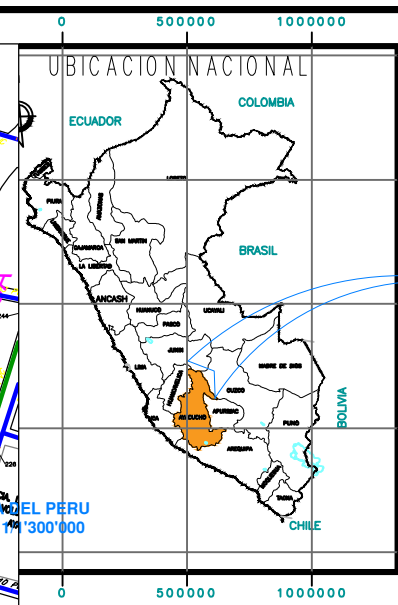


D ANEXO 04.

PLANO DE UBICACIÓN



MAPA DE LOCALIZACION
ESC: 1/4 5000



MAPA PROVINCIAL
ESC: 1/1'000'000



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

PROYECTO DE TESIS:
"DETERMINACIÓN DE LOS DIÁMETROS ÓPTIMOS DE TUBERÍAS CON EL FIN DE UNIFORMIZAR EL ESTADO DE PRESIONES. ZONA DE MIRAFLORES - CIUDAD DE AYACUCHO."

PLANO Nº:
01

REVISADO: UNSCH	ELABORADO: Luján MIRAFLORES
PROYECTO DE TESIS	DISTRICTO: SAN JUAN BAUTISTA
USUARIO: SEDA AYACUCHO S.A	PROVINCIA: HUAMANGA
FECHA: ENERO 2019	REGION: AYACUCHO
TÍTULO: PLANO UBICACION DE LA ZONA DE ESTUDIO	ESCALA: INDICADA
ELABORADO: U.M.Y	ESCALA: INDICADA

LAMINA Nº:
PU 01