

Trabajo Fin de Máster

MODELADO HIDRÁULICO DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE AL CANTÓN ALAUSÍ, PROVINCIA DE CHIMBORAZO – ECUADOR. DIAGNOSIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL Y PROPUESTA DE MEJORAS.

Intensificación: *HIDRÁULICA URBANA*

Autor:

JOSÉ ENRIQUE LLANGARÍ DAQUILEMA

Tutor:

DRA. MARÍA PILAR CONEJOS FUERTES

Cotutor:

DR. MIGUEL ÁNGEL JIMÉNEZ BELLO

FEBRERO, 2019



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Resumen del Trabajo de Fin de Máster**Datos del proyecto**

Título del TFM en español: MODELADO HIDRÁULICO DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE AL CANTÓN ALAUSÍ, PROVINCIA DE CHIMBORAZO – ECUADOR. DIAGNOSIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL Y PROPUESTA DE MEJORAS.

Título del TFM en inglés: HYDRAULIC MODELING OF THE POTABLE WATER SUPPLY NETWORK OF THE CANTON ALAUSÍ PROVINCE OF CHIMBORAZO – ECUADOR. DIAGNOSIS OF THE CURRENT SITUATION AND PROPOSAL OF IMPROVEMENTS.

Título del TFM en Valenciano: MODELATGE HIDRÀULIC DE LA XARXA D'ABASTIMENT D'AIGUA POTABLE AL CANTÓN ALAUSÍ, PROVÍNCIA DE CHIMBORAZO-ECUADOR. DIAGNOSI DE LA SITUACIÓ ACTUAL I PROPOSTA DE MILLORES.

Alumno: José Enrique Llangarí Daquilema.

Tutor: Dra. María Pilar Conejos Fuertes

Cotutor: Dr. Miguel Ángel Jiménez Bello.

Fecha de Lectura: Febrero, 2019

Resumen

Las redes de distribución de agua potable son las estructuras y sistemas de obras de ingeniería, necesarias para el abastecimiento del agua en zonas rurales y urbanas, de ahí la importancia de que estos sistemas tengan una buena operación. En la actualidad existen métodos que nos dan la posibilidad de representar su funcionamiento (Modelos matemáticos).

En el presente trabajo se propone realizar un modelo matemático de la red de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Alausí (Ecuador), con el cual se puedan realizar simulaciones de funcionamiento en varios escenarios, con lo que nos permitirá analizar, localizar, evaluar e identificar anomalías y derivar criterios técnicos del estado de funcionamiento actual de la red. Basados en los resultados obtenidos de la simulación se propone un plan de actuaciones que están encaminadas a mejorar y garantizar el funcionamiento adecuado del sistema de distribución garantizando la continuidad, cantidad y calidad del servicio, así como el control de las sobrepresiones lo cual permitirá la reducción del volumen fugado.

Alausí para el abastecimiento de agua cuenta con 5 fuentes. Realiza una captación media mensual de 35 l/s a 40 l/s. El agua es transportada por medio de tubería desde las fuentes hasta las plantas de tratamiento, cuenta con dos, una convencional con capacidad para tratar 40 l/s y, otra compacta para tratar 30 l/s.

La red de distribución está constituida por tres redes independientes una denominada principal conformada por tubería de policloruro de vinilo (PVC) y asbestocemento con una longitud de 25095.14 m. La Red 1 y 2, con tubería de PVC, con una longitud de 2542.20 m y 1448.23 m, respectivamente.

Cuenta con 6 tanques de almacenamiento distribuidos a diferentes cotas, para abastecer de forma independiente a los diferentes sectores en los que se ha configurado la red. La capacidad de almacenamiento total es de 1600 m³.

El sistema de Alausí da servicio a una población de 10210 habitantes, según el último censo realizado en el 2010 por el INEC, distribuidos en 1929 acometidas más 7 de uso especial que corresponde a unidades educativas y al hospital general.

Para la realización del modelo matemático de la red de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Alausí, se utilizó el programa computacional EPANET 2.0, es un programa desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA) (<https://www.epa.gov>). Como herramientas de apoyo se utilizó el programa ArcMap 10.2.2, desarrollado por el Instituto de Investigación de Sistemas Ambientales (ESRI) con sede en Redlands, California, que a la vez servirá para la creación de una base de datos, que en el futuro facilite la actualización del modelo.

Se contó con la colaboración del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Alausí por medio de su departamento de agua potable y alcantarillado en la transferencia de la información, datos, planos y demás documentación que aporten para la realización de este trabajo.

En este modelo la simplificación de la red fue mínima, la asignación de las cotas en los nudos, diámetros, longitudes y rugosidades de las tuberías se realizó, relacionando las tablas de atributos de los diferentes shape con el INP de Epanet. De acuerdo al caudal inyectado y facturado se determinó un rendimiento volumétrico global del sistema de 68.10%. Los

caudales que se consideró para cargar en el modelo fueron, el caudal registrado (volumen facturado) y el caudal incontrolado, de este incontrolado, el 50% se asumió como incontrolado consumido y el 50% como fugas.

La asignación del caudal registrado se realizó en base al número de abonados, determinando una demanda unitaria. La demanda de cada nudo es el producto de la demanda unitaria por el número de abonas asignado a ese nudo. Por otro lado la asignación del caudal incontrolado consumido se realizó espacialmente de manera equitativa en todos los nudos.

Para la distribución del caudal fugado se consideró que las fugas varían espacialmente y temporalmente según el rango de presiones. Epanet permite realizar esta representación por medio de un emisor. En este trabajo el exponente emisor se asumió un valor de 0.8, de acuerdo al análisis que se realizó en la bibliografía, y el coeficiente emisor resultó de las iteraciones realizadas, basadas en la teoría de Germanopoulos (1985), (Conejos. 2015), la cual indica que las fugas se distribuyen uniformemente a lo largo de la tubería entre sus nudos de conexión y que el caudal fugado se considera distribuido en partes iguales entre sus dos nudos.

Para el análisis se estableció dos escenarios de funcionamiento, uno en hora punta y otro en hora valle, de las simulaciones se determinó que el 72.96% de la red en un escenario más desfavorable se encuentra funcionando con sobrepresiones, mayores a 50 mca, que establece la norma ecuatoriana. Esto se produce debido a que la sectorización implementada en la actualidad no es la adecuada y a esto se suma la ausencia de un sistema de regulación de presiones, con respecto a las velocidades, permanencia y carga de caudal en las tuberías la red no presenta mayores inconvenientes, que puedan afectar al funcionamiento de la red.

De acuerdo a estos antecedentes se propone un plan de acciones que permitan corregir las anomalías de funcionamiento de la red:

- Una nueva sectorización, tomando en cuenta la ubicación y cota de los reservorios.
- Instalación de válvulas reductoras, colocadas estratégicamente para la reducción de presiones.
- Instalación de un sistema de medición del caudal inyectado.

- Remplazo de la tubería de asbestocemento por PVC.

Ejecutado estas acciones se obtuvo los siguientes resultados:

- Disminución del caudal inyectado en un 7.28%, equivalente a un caudal de 2.55 l/s
- Reducción de las presiones en un 58%, en promedio
- Presiones dinámicas de servicio entre 12 mca y 50 mca
- Ahorro económico para la institución prestadora del servicio.

En valenciano (máximo 5000 caracteres)

Les xarxes de distribució d'aigua potable són les estructures i sistemes d'obres d'enginyeria, necessàries per el proveïment de l'aigua en zones rurals i urbanes, d'ací la importància que aquests sistemes tinguen una bona operació. En l'actualitat existeixen mètodes que ens donen la possibilitat de representar el seu funcionament (Models matemàtics).

En el present treball es proposa realitzar un model matemàtic de la xarxa de proveïment d'aigua potable de la ciutat de Alausí (Ecuador), amb el qual es puguen realitzar simulacions de funcionament en diversos escenaris, amb el que ens permetrà analitzar, localitzar, avaluar i identificar anomalies i derivar criteris tècnics de l'estat de funcionament actual de la xarxa. Basats en els resultats obtinguts de la simulació es proposa un pla d'actuacions que estan encaminades a millorar i garantir el funcionament adequat del sistema de distribució garantint la continuïtat, quantitat i qualitat del servei, així com el control de les sobrepressions la qual cosa permetrà la reducció del volum escapolit.

Alausí per la proveïment d'aigua compta amb 5 fonts. Realitza una captació mitjana mensual de 35 l/s a 40 l/s. L'aigua és transportada per mitjà de canonada des de les fonts fins a les plantes de tractament, compta amb dos, una convencional amb capacitat per a tractar 40 l/s i, una altra compacta per a tractar 30 l/s.

La xarxa de distribució està constituïda per tres xarxes independents una denominada principal conformada per canonada de policlorur de vinil (PVC) i asbestocemento amb una longitud de 25095.14 m. La Xarxa 1 i 2, amb canonada de PVC, amb una longitud de 2542.20 m i 1448.23 m, respectivament.

Compta amb 6 tancs d'emmagatzematge distribuïts a diferents cotes, per a proveir de forma independent als diferents sectors en els quals s'ha configurat la xarxa. La capacitat d'emmagatzematge total és de 1600 m³

El sistema de Alausí dóna servei a una població de 10210 habitants, segons l'últim cens realitzat en el 2010 pel INEC, distribuïts en 1929 escomeses més 7 d'ús especial que correspon a unitats educatives i a l'hospital general.

Per a la realització del model matemàtic de la xarxa de proveïment d'aigua potable de la ciutat de Alausí, es va utilitzar el programa computacional EPANET 2.0, és un programa desenvolupat per l'Agència de Protecció Ambiental dels Estats Units (EPA) (<https://www.epa.gov>). Com a eines de suport es va utilitzar el programa ArcMap 10.2.2, desenvolupat per l'Institut d'Investigació de Sistemes Ambientals (ESRI) amb seu en Redlands, Califòrnia, que alhora servirà per a la creació d'una base de dades, que en el futur facilite l'actualització del model.

Es va comptar amb la col·laboració del Govern Autònom Descentralitzat Municipal del Cantó Alausí per mitjà del seu departament d'aigua potable i clavegueram en la transferència de la informació, dades, plans i altra documentació que aporten per a la realització d'aquest treball

En aquest model la simplificació de la xarxa va ser mínima, l'assignació de les cotes en els nusos, diàmetres, longituds i rugositats de les canonades es va realitzar, relacionant les taules d'atributs dels diferents shape amb el INP de Epanet. D'acord al cabal injectat i facturat es va determinar un rendiment volumètric global del sistema de 68.10%. Els cabals que es va considerar per a carregar en el model van ser, el cabal registrat (volum facturat) i el cabal incontrolat, d'aquest incontrolat, el 50% es va assumir com a incontrolat consumit i el 50% com a fugides.

L'assignació del cabal registrat es va realitzar sobre la base del nombre d'abonats, determinant una demanda unitària. La demanda de cada nus és el producte de la demanda unitària pel número d'abones assignat a aqueix nus. D'altra banda l'assignació del cabal incontrolat consumit es va realitzar espacialment de manera equitativa en tots els nusos.

Per a la distribució del cabal escapolit es va considerar que les fugides varien espacialment i temporalment segons el rang de pressions. Epanet permet realitzar aquesta representació per mitjà d'un emissor. En aquest treball l'exponent emissor es va assumir un valor de 0.8, de acurdo a l'anàlisi que es va realitzar en la bibliografia, i el coeficient emissor va resultar de les iteracions realitzades, basades en la teoria de Germanopoulos (1985), (Conejos. 2015), la qual indica que les fugides es distribueixen uniformement al llarg de la canonada entre els seus nusos de connexió i que el cabal escapolit es considera distribuït en parts iguals entre els seus dos nusos.

Per a l'anàlisi es va establir dos escenaris de funcionament, un en hora punta i un altre en hora vall, de les simulacions es va determinar que el 72.96% de la xarxa en un escenari més desfavorable es troba funcionant amb sobrepressions, majors a 50 mca, que estableix la norma equatoriana. Això es produeix pel fet que la sectorització implementada en l'actualitat no és l'adequada i a això se suma l'absència d'un sistema de regulació de pressions, respecte a les velocitats, permanència i càrrega de cabal en les canonades la xarxa no presenta majors inconvenients, que puguin afectar el funcionament de la xarxa.

D'acord a aquests antecedents es proposa un pla d'accions que permeten corregir les anomalies de funcionament de la xarxa:

- Una nova sectorització, prenent en compte la ubicació i cota dels reservoris.
- Instal·lació de vàlvules reductores, col·locades estratègicament per a la reducció de pressions.
- Instal·lació d'un sistema de mesurament del cabal injectat.
- Reemplaçament de la canonada de asbestocemento per PVC.

Executat aquestes accions es va obtindre els següents resultats:

- Disminució del cabal injectat en un 7.28%, equivalent a un cabal de 2.55 l/s
- Reducció de les pressions en un 58%, en mitjana
- Pressions dinàmiques de servei entre 12 mca i 50 mca
- Estalvi econòmic per a la institució prestadora del servei

En inglés (máximo 5000 caracteres)

The drinking water distribution networks are the structures and systems required for water supply in rural and urban areas, hence the importance of these systems have a good operation. Currently there are methods that give us the possibility to represent its operation (mathematical models).

In the present work it is proposed to make a mathematical model of the potable water supply network of the city of Alausí (Ecuador), with which you can perform simulations of operation in various scenarios, which will allow us to analyze, locate, evaluate and identify anomalies and derive technical criteria of the current operating status of the network. Based on the results obtained from the simulation, a plan of actions is proposed that are aimed at improving and guaranteeing the proper functioning of the distribution system, guaranteeing the continuity, quantity and quality of the service, as well as the control of overpressures, which will allow the reduction of the fugue volumen.

Alausí has 5 sources for water supply. It makes an average monthly flow of 35 l/s at 40 l/s. The water is transported by means of pipes from the sources to the treatment plants, it has two, a conventional one with capacity to treat 40 l/s and another compact one to treat 30 l/s.

The distribution network is made up of three independent networks, one of which is called principal, consisting of polyvinyl chloride (PVC) and asbestos-cement pipes with a length of 25095.14 m. Network 1 and 2, with PVC pipe, with a length of 2542.20 m and 1448.23 m,

respectively.

It has 6 storage tanks distributed at different heights, to supply independently the different sectors in which the network has been configured. The total storage capacity is 1600 m³.

The Alausí system serves a population of 10210 inhabitants, according to the last census conducted in 2010 by the INEC, distributed in 1929 connections plus 7 for special use that corresponds to educational units and the general hospital.

For the realization of the mathematical model of the potable water supply network of the city of Alausí, the EPANET 2.0 software was used. It is a program developed by the Environmental Protection Agency of the United States (EPA) ([https:// www.epa.gov](https://www.epa.gov)). As support tools we used the ArcMap 10.2.2 program, developed by the Environmental Systems Research Institute (ESRI) based in Redlands, California, which will also serve to create a database, which in the future facilitate the update of the model.

The Municipal Autonomous Decentralized Government of the Alausí Canton collaborated through its drinking water and sewage department in the transfer of the information, data, plans and other documentation that they contribute for the realization of this work

In this model the simplification of the network was minimal, the assignment of the coordinates in the nodes, diameters, lengths and roughness of the pipes was made, relating the tables of attributes of the different shapes with the INP of Epanet. According to the injected and invoiced flow, an overall volumetric system efficiency of 68.10% was determined. The flows that were considered to load in the model were, the registered flow (volume invoiced) and the uncontrolled flow, of this uncontrolled, 50% was assumed as uncontrolled consumed and 50% as leaks

The allocation of the registered flow was made based on the number of subscribers, determining a unit demand. The demand for each node is the product of the unit demand for the number of subscribers assigned to that node. On the other hand, the allocation of the uncontrolled flow consumed was spatially carried out equally in all the nodes

For the distribution of the leakage flow, it was considered that the leaks vary spatially and temporally according to the range of pressures. Epanet allows this representation to be made through an issuer. In this work the emitting exponent was assumed a value of 0.8, according to the analysis that was made in the bibliography, and the emitting coefficient resulted from the iterations made, based on the theory of Germanopoulos (1985), (Conejos, 2015), which indicates that the leaks are evenly distributed along the pipeline between their connection nodes and that the leakage flow is considered evenly distributed between their two nodes

For the analysis, two operating scenarios were established, one at peak time and the other at valley time, of the simulations it was determined that 72.96% of the network in a more

unfavorable scenario is operating with overpressures, greater than 50 mca, that establishes the Ecuadorian regulation. This occurs because the sectorization currently implemented is not appropriate and this is compounded by the absence of a pressure regulation system. Regarding the speeds, permanence and load of flow in the pipes the network does not present major disadvantages, that may affect the operation of the network

According to these antecedents, a plan of actions is proposed that allows to correct the anomalies of operation of the network:

- A new sectorization, taking into account the location and elevation of the reservoirs.
- Installation of reducing valves, strategically placed for pressure reduction.
- Installation of an injected flow measurement system.
- Replacement of asbestos cement pipe with PVC.

Once these actions were carried out, the following results were obtained:

- Decreased injected flow by 7.28%, equivalent to a flow rate of 2.55 l/s
- Reduction of pressures by 58%, on average
- Dynamic service pressures between 12 mca and 50 mca.
- Economic savings for the service provider institution.

Palabras clave español (máximo 5): Modelo, Epanet, Análisis, Diagnóstico, Mejoras

Palabras clave valenciano (máximo 5): Model, Epanet, Anàlisi, Diagnòstic, Milliores

Palabras clave inglés (máximo 5): Model, Epanet, Analysis, Diagnosis, Improvements

AGRADECIMIENTOS.

El presente trabajo ha sido realizado, con el apoyo y orientación de Pilar y Miguel Ángel, a ellos mi agradecimiento especial por esta guía.

A mis padres Luis y Jenny, mis hermanos Mayra, Patricio y Alexandra, a mi hijo Enriquito, que han sido la inspiración y que de una u otra manera han contribuido para que realice los estudios de posgrado.

A mi familia y amigos que me han dado el apoyo y acogida durante mi estadía en España

Al Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Alausí, quien por medio del departamento de agua potable y alcantarillado, facilitaron la información para la realización de este trabajo.

A la Universidad Politécnica de Valencia por permitirme ser parte de sus alumnos.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1.-INTRODUCCIÓN	1
1.1.- Objeto del Proyecto.....	2
1.1.1.-Objetivos Secundarios.....	2
1.2.- Estructura del documento.....	3
CAPITULO 2. FUNDAMENTOS.....	4
2.1.- Concepto de Modelo Matemático.	4
2.2.- Tipos de modelos matemáticos.	5
2.3.- Aplicación del modelo matemático.....	7
2.4.-Fases necesarias para la construcción de un modelo matemático.....	8
2.4.1.-Recopilación de la información.	8
2.4.2.- Esqueletización de la red.	10
2.4.3.- Estudio de consumos y asignación de cargas.....	10
2.4.4.- Simulación y medidas.....	17
2.4.5.- Ajuste y calibración.	18
CAPITULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE ABASTECIMIENTO OBJETO DE ESTUDIO	21
3.1.- Localización geográfica.	21
3.2. Evolución demográfica.....	23
3.3.- Configuración hidráulica de la red.....	24
3.4.- Descripción de la red.	27
3.4.1. Captaciones.	27
3.4.2. Plantas de tratamiento.	28
3.4.3. Tanques de reserva.	29
3.4.4.- Red de distribución.....	30
CAPITULO 4. MODELADO DE LA RED DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE ALAUSÍ.....	34
4.1.- Captura de la información topológica de la red.....	34
4.1.1.-Topología de la red.....	36
4.2.- Asignación de rugosidades.	38
4.3.- Asignación de diámetros.	40
4.4.- Asignación de cotas a nudos.....	41
4.5.- Asignación de demandas.....	43
4.5.1.- Balance hídrico ciudad de Alausí.....	44
4.5.2.- Asignación de caudal registrado y caudal incontrolado consumido.....	48

4.5.3.- Asignación del caudal incontrolado fugado.....	50
4.6.-Calibración.....	59
CAPITULO 5. ANÁLISIS HIDRÁULICO Y DIAGNOSTICO.....	60
5.1.-Análisis de caudales hora punta.....	60
5.2. Análisis de velocidades.....	62
5.2.1. Hora punta.....	62
5.2.2. Hora Valle.....	64
5.3. Análisis de presiones.....	65
5.3.1. Hora Punta.....	66
5.3.2. Hora valle.....	69
5.4. Análisis de pérdidas unitarias.....	70
5.5 Análisis tiempo de permanencia.....	71
CAPITULO 6. PROPUESTA DE MEJORAS.....	72
6.1. Sectorización.....	72
6.2. Instalación de válvulas reductoras de presión.....	77
6.2.1. Red Principal.....	77
6.2.2. Red 1 y Red 2.....	80
6.3 Instalación de Macromedidores.....	83
6.4. Renovación de la tubería de asbestocemento.....	85
CAPITULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	86
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	88
ANEXO 1. PLANOS EN FORMATO CAD PROPORCIONADOS POR EL GADMC-ALAUÍS.....	90
ANEXO 2. REGISTRO-VOLUMEN-FACTURADO (BALANCE HÍDRICO).....	93
ANEXO 3. MAPAS.....	96
ANEXO 4. ACCIONES EN TUBERÍAS.....	104

CAPÍTULO 1.-INTRODUCCIÓN

Las redes de distribución de agua potable son las estructuras y sistemas de obras de ingeniería, necesarias para el abastecimiento del agua en zonas rurales y urbanas, las cuales están conformadas por un conjunto de tuberías, unas principales que son las de mayor tamaño encargadas de transportar el agua desde los tanques reservorios hacia los puntos donde se inicia la distribución y otras secundarias de menor tamaño que abarcan la distribución hacia las tomas que pueden ser tanto de uso domiciliario como para actividades comerciales o industriales, garantizando de manera constante un servicio eficiente tanto en cantidad, cobertura, calidad, continuidad, manteniendo las presiones adecuadas y que estén en capacidad de funcionamiento inclusive en eventos extraordinarios como un incendio como lo indica las normativas (CEC, 2000) (CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN DE PARTE IX OBRAS SANITARIAS NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES).

Muchos de los sistemas de agua potable de las ciudades de Ecuador presentan problemas en sus sistemas de abastecimiento. Una de estas es la ciudad de Alausí que se encuentra ubicada al sur de la provincia de Chimborazo, constituida por una topografía muy irregular de tipo montañoso con desniveles importantes. A esto se suma la antigüedad de su red, lo que ha provocado que en la actualidad presente de manera cotidiana muchos problemas de sobrepresiones, fugas, daños en acometidas, roturas, etc., originando malestar y descontento en los usuarios ya que su abastecimiento es irregular.

En la actualidad existen métodos que nos dan la posibilidad de reproducir el comportamiento de los sistemas de abastecimiento de agua potable, entre los cuales tenemos los modelos matemáticos que nos permiten realizar simulaciones estáticas y dinámicas o mejor dicho cuasiestáticas, reproduciendo con la mayor exactitud el comportamiento real de sus componentes como depósitos, conjunto de tuberías, válvulas, bombas, accesorios, cisternas, tanque etc; del sistema físico que se encuentra representado.

En el presente trabajo se plantea realizar un modelo matemático de la red de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Alausí, el cual nos permitirá analizar

identificar y localizar los problemas que presenta la red, así como la propuesta de soluciones.

Una vez elaborado el modelo, realizando las simplificaciones que sean necesarias, considerando caudales registrados, no registrados y demás parámetros, será necesario ajustarlo lo más cerca posible a la realidad, realizando comparaciones de variables medidas en la red física y las calculadas por el modelo, lo cual nos permitirá deducir la bondad que tiene la modelación propuesta. Cabe indicar y tener presente que la fiabilidad del modelo dependerá en gran parte de los datos proporcionados, mientras más exactos sean más real será el comportamiento del sistema en la modelación.

1.1.- Objeto del Proyecto.

El objeto del presente trabajo de fin de master es la elaboración de un modelo matemático funcional realizado con EPANET basado en la información y datos proporcionados por el Departamento de Agua Potable y Alcantarillado del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del cantón Alausí. El cual permita realizar simulaciones dinámicas con el fin de observar la evolución temporal de presiones en nudos, caudales y velocidades en líneas, niveles en depósitos, alturas piezométricas, calidad del agua, representando con la mayor exactitud el comportamiento real de la red de abastecimiento, y poder analizar, diagnosticar y proponer soluciones.

1.1.1.-Objetivos Secundarios.

- Recolectar y depurar la información necesaria para, la elaboración del modelo matemático de la red el cual contendrá la topología de la red y una base de datos de todos los componentes, parámetros y variables que constituyen la red de abastecimiento lo cual permitirá disponer de información que servirá para actualizaciones y calibraciones futuras del modelo matemático.
- Analizar las zonas de sectorización que el departamento de agua potable y alcantarillado del GADM del Cantón Alausí tiene implementado, así como sus demandas y patrones de consumo en base a volúmenes facturados, micromediciones, aforos y demás datos que puedan contribuir para el análisis.
- Evaluar y diagnosticar la situación actual de funcionamiento de la red para identificar y localizar las deficiencias de operación, infraestructura y gestión de la prestación del

servicio de agua potable. Basados en los resultados obtenidos de la simulación se propondrá un plan de actuaciones que estén encaminadas a mejorar y garantizar el funcionamiento adecuado del sistema de distribución garantizando la continuidad, cantidad y calidad del servicio, así como el control de las sobrepresiones lo cual permitirá la reducción del volumen fugado.

1.2.- Estructura del documento.

El Trabajo de Fin de Master se ha estructurado en 7 capítulos.

El capítulo 1, describe una introducción en términos generales de la estructura de un sistema de distribución de agua potable, y se plantea el objetivo general y los objetivos específicos.

El capítulo 2, describe los fundamentos, tipos, aplicaciones y las fases necesarias para la construcción de un modelo matemático.

El capítulo 3, trata sobre la ubicación, evolución demográfica de la ciudad, la descripción de las características y funcionamiento de los elementos que constituyen la red de abastecimiento de agua de la ciudad de Alausí, desde su captación hasta la distribución domiciliaria.

El capítulo 4, detalla el proceso de la elaboración del modelo con el software Epanet y el uso del programa ArcGIS como herramienta de apoyo, incluye un balance hídrico previo y el procedimiento de la carga del modelo.

El capítulo 5, describe un análisis y diagnóstico del funcionamiento actual de la red, en dos escenarios, hora punta y hora valle, a partir del modelo generado.

El capítulo 6, en base a los resultados obtenidos en el capítulo 5, describe un plan de acciones a realizar para mejorar la eficiencia y la prestación del servicio.

El capítulo 7, describe conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO 2. FUNDAMENTOS.

2.1.- Concepto de Modelo Matemático.

El desarrollo informático que se ha conseguido en la actualidad, ha permitido la consolidación de sofisticadas herramientas para la elaboración de modelos que permitan la simulación del comportamiento hidráulico y de calidad de las redes de abastecimiento de agua potable. La fusión con los sistemas de información geográfica ha permitido potenciarlos, proporcionándoles una alta eficiencia en la explotación de los resultados, facilitando la toma de decisiones en la operación, gestión, planificación, diseño y rehabilitación de las infraestructuras.

El modelo matemático es la base que se utiliza en el cálculo hidráulico para simular diferentes estados que se producen en la red de distribución sin tener que llegar a experimentarlos físicamente. Del resultado de dichas simulaciones se extrae luego consecuencias que serán utilizadas en la planificación y gestión de la red. (López et al. 2009)

El objetivo de todo modelo matemático es reproducir mediante un computador, con la mayor exactitud posible, el comportamiento real del sistema físico que representa. (López et al. 2009)

En términos generales podemos definir a un modelo matemático como:

- El modelo matemático de una red de distribución de agua consiste en un conjunto de líneas y nudos que representan a las tuberías, las bombas y estaciones de bombeo, las válvulas reguladoras y automáticas, los depósitos y embalses, y los puntos de consumo o inyección que forman la red, (López et al. 2009), representado mediante ecuaciones matemáticas que una vez resueltas proporcionan los valores de presión y caudal en la red.

Estos modelos fundamentalmente se componen de cuatro elementos como se indica en la figura 2.1:

- Las entradas o inputs
- Los parámetros
- Las ecuaciones
- Las variables de estado (salidas)

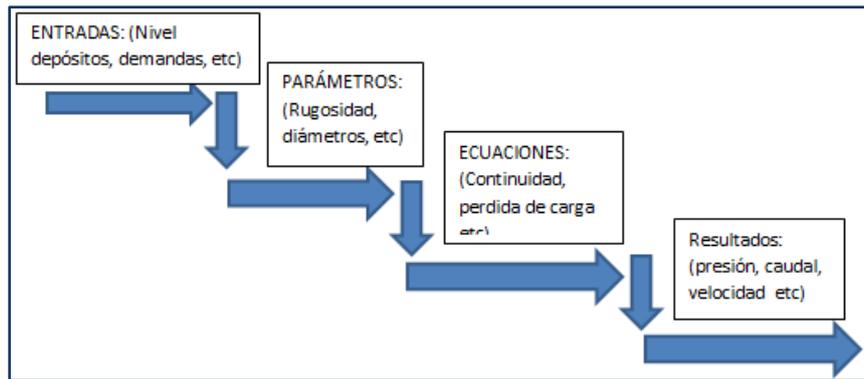


Figura 2.1 Esquema modelo Matemático de la red.

2.2.- Tipos de modelos matemáticos.

Los modelos matemáticos han venido constituyendo en todos los campos profesionales herramientas que nos permiten representar una realidad física, en varios escenarios y regímenes de funcionamiento. El funcionamiento de una red de distribución de agua potable va cambiando sus variables de estado a medida que transcurre el tiempo. En consecuencia, se puede indicar que el tipo de modelo a implementar dependerá de que resultados se quiere obtener por tanto los modelos matemáticos se pueden clasificar en:

- Según el tipo de simulación.
 - Modelos dinámicos. Representan un sistema que cambia con el tiempo. Se distinguen entre estos los modelos que tienen en cuenta los transitorios que se producen en la red por maniobras en los elementos de regulación y estaciones de bombeo; y los modelos cuasi-estáticos o en periodo extendido, que desprecian el efecto de los transitorios. Se comportan como si sucediera una sucesión de simulaciones estáticas en las que se tiene en cuenta la variación que se produce en la posición de los elementos de regulación, estado de funcionamiento de las estaciones de bombeo, niveles en los depósitos de regulación y variación de las demandas en los nudos. (López et al. 2009).
 - Modelos estáticos. Estos modelos representan el sistema en un instante particular, es decir, no se maneja la variable tiempo. En redes de agua potable se utilizan para representar condiciones de consumo en hora punta cuando sus presiones son mínimas, o valle cuando sus presiones son máximas,

analizando así de forma particular las condiciones más desfavorables de funcionamiento de la red.

- Según su aplicación.
 - Modelo estratégico. Este tipo de modelos son aquellos con los cuales podemos representar los sistemas de una forma simplificada con pocos elementos, los de mayor relevancia, que representen la totalidad y el comportamiento equivalente de toda la red. Estos modelos son utilizados en la elaboración de planes directores, gestión, planificación y construcción de nuevas infraestructuras, ampliación de la cobertura de servicio e incluso el control en tiempo real.

La rapidez del cálculo es un limitante en este tipo de aplicación. Es por eso que el modelo debe contar con pocos elementos reduciendo así la información de la red a líneas principales, nudos que contengan el consumo de sectores, depósitos de regulación y estaciones de bombeo.

- Modelo de detalle. Se incluye la mayoría de elementos de la red. Se utiliza para las operaciones diarias de control y regulación de la red: gestión de maniobras, localización de fugas, telecontrol y telemando, regulación de presiones y otros. También son imprescindibles cuando se requiere simular la evolución de la calidad del agua. (Soler. 2016).

En la figura 2.2, se describe de forma general una alternativa de clasificación.

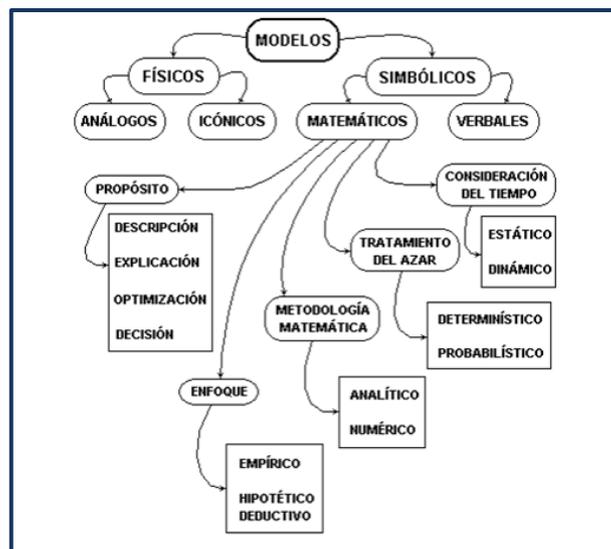


Figura 2.2. Representación esquemática de una alternativa de clasificación.

2.3.- Aplicación del modelo matemático.

La toma de decisiones es una actividad que se presenta y a la cual nos enfrentamos continuamente en la vida personal y profesional en virtud de que todas nuestras acciones son precedidas por una decisión. Hasta hace unos años la mayor parte de las decisiones se tomaban basándose en la experiencia y la intuición, existiendo la incertidumbre de un resultado drástico por la toma de una decisión equivocada. En la actualidad se cuenta con herramientas como los modelos matemáticos que permiten apoyarse en éstas, facilitando la elección de la mejor alternativa.

Dentro del campo de la hidráulica, y en particular en los sistemas de distribución de agua potable, los modelos matemáticos tienen un papel fundamental en su aplicación para la simulación del comportamiento hidráulico y de calidad del sistema bajo las condiciones de carga que se deseen para la toma de decisiones a corto, mediano y largo plazo.

Estos modelos son aplicados en:

- La elaboración de planes directores.
- Gestión, planificación, construcción de nuevas infraestructuras.
- Ampliación de la cobertura de servicio.
- Análisis de agua no registrada.
- Control y regulación de la red en tiempo real, apoyado con otras herramientas como los sistemas de información geográfica, telemandos, telecontrol que permiten gestionar la regulación de las presiones y el manejo localizado de fugas mediante la maniobra de los accesorios.

Si además se utiliza la potencia de los algoritmos de cálculo, se puede resolver problemas mixtos de operación y diseño tales como:

- Análisis de sectorización de la red para aislar parcialmente zonas a fin de mejorar su control y realizar balances hídricos (volumen inyectado y facturado de cada zona).
- Realizar restricciones de los niveles de presión a la entrada de la red para que la demanda no supere un determinado valor.
- Determinación de controles de operación para el funcionamiento más óptimo de estaciones de bombeo, válvulas y evolución diaria en los niveles de los depósitos.

- Determinación de las curvas de consigna en los puntos de inyección y a la salida de las válvulas reguladoras con el objetivo de garantizar una presión mínima y máxima en todos los puntos de la red.
- Análisis y determinación de la procedencia del fluido en cada nudo.
- Determinación del tiempo de permanencia para el análisis de la calidad del agua.
- Establecimiento de planes de actuación ante posibles averías o roturas en puntos estratégicos de la red, ya que con antelación se pueden simularse dichos efectos catastróficos. De esta manera, se pueden descubrir puntos o situaciones extremadamente vulnerables y corregirse (Vela et al. 2009).

2.4.-Fases necesarias para la construcción de un modelo matemático.

La elaboración de un modelo matemático puede ser sobre redes de nueva implantación o sobre redes en servicio. Este trabajo trata sobre la red en servicio de la ciudad de Alausí (Ecuador), por lo que es primordial la calidad de información y datos con que se cuenta de la red, ya que de esta información dependerá directamente la bondad del modelo. En la figura 2.3 se indica la estructura que se llevará a cabo para el desarrollo del modelo.

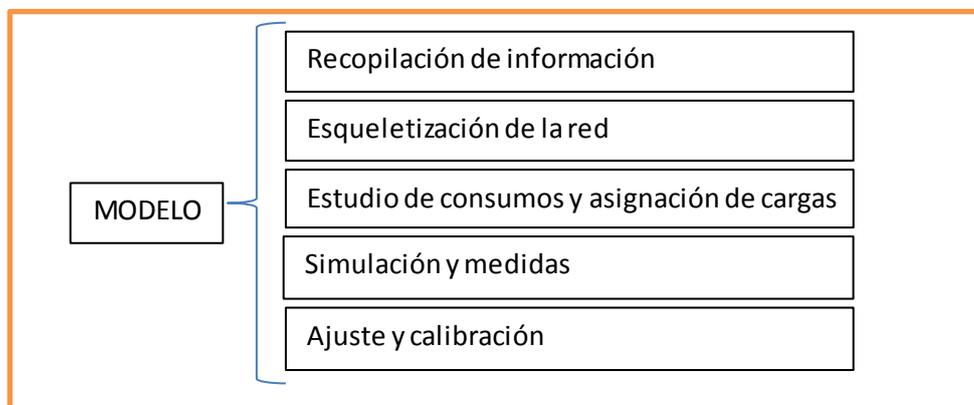


Figura 2.3 Fases para la construcción de un modelo matemático.

2.4.1.-Recopilación de la información.

Esta es la fase de partida para la elaboración del modelo. Hemos mencionado en varias ocasiones la importancia que tiene la calidad de la información de los elementos que componen el sistema de distribución de agua potable a modelar, ya que en gran parte influirá en la bondad del modelo. Esta información puede ser en digital o física de embalses, depósitos, tuberías, bombas, válvulas, consumos, planos etc. Así como también de todo

elemento significativo de la red y aquella información que sirva para reproducir el comportamiento de la red lo más ajustado a la realidad.

Entre la información que se necesita se puede mencionar la siguiente:

- Topología de la red.
Es la representación gráfica de la red, en la cual se visualiza su configuración y la localización de los componentes y accesorios que la conforman. Generalmente esta información se encuentra en formato Computer-Aided Design (CAD).
- Conducciones.
Se recopila la información de diámetros, longitudes, rugosidad su conectividad, material, edad.
- Bombas y/o estaciones de Bombeo.
Información referente a potencia de bombas, curva característica, rendimiento, conectividad, horas de funcionamiento, modo de operación (arranques-paradas) niveles de aspiración, elementos de regulación, dispositivos de regulación, alturas de bombeo y de más información útil para el modelo.
- Elementos de regulación.
Se conocerá tipo, modelo, diámetro, consignas de regulación, material, edad y característica resistente.
- Depósitos.
Ubicación, dimensiones, niveles, cota de solera, concentración de contaminantes, niveles mínimos y máximo.
- Puntos de consumo.
Demandas, cotas, niveles de fugas, categoría de demanda, abonados que se abastecen del punto y curva de modulación.
- Puntos de inyección.
Puntos en los cuales se introduce agua a la red y que no son ni estaciones de bombeo, ni depósitos. Se recopilarán cotas, históricos y modulación diaria y estacional del caudal inyectado y concentraciones de reactivos.
- Abonados.
La información más importante que se debe recopilar del abonado es su consumo facturado y tipo de consumidor.

2.4.2.- Esqueletización de la red.

Es una representación esquemática de toda la red de una manera simplificada del entramado de tuberías, bombas, válvulas, depósitos y de más componentes del sistema, ya que trabajar con un modelo que recoja absolutamente todos los elementos del sistema de distribución tal cual se encuentre físicamente, puede resultar un problema difícil de abordar. Será preciso depurar los datos que hemos recopilado de manera que se convierta en información útil para ser introducida en el modelo. (Vela et al. 2009). Esta esqueletización también dependerá de los elementos que admita introducir el programa de simulación a utilizar.

Entre los procedimientos utilizados para la simplificación de redes tenemos:

- Eliminación de tuberías de diámetros pequeños, hay que tener en cuenta que el diámetro a partir del cual se va a eliminar dependerá del tipo de modelo y del tamaño de la red es así que en modelos de calidad las tuberías de menor diámetro será necesario considerar pue es ahí donde el agua sufre mayor deterioro en su calidad. En redes pequeñas los diámetros pequeños pueden tener capacidad de transporte importante, mientras que en redes grandes no se considera ya que tienen poca capacidad de transporte.
- Sustitución de las ramificaciones por nudos de consumo.
- Asociación de tuberías en serie y paralelo
- Unificación de nudos próximos. (Vela et al. 2009)

2.4.3.- Estudio de consumos y asignación de cargas.

El caudal inyectado en una red durante su circulación se descompone en varios tipos de caudales consumidos a analizar, por lo que es necesario partir de un balance hídrico para identificar estos caudales.

2.4.3.1.- Balance Hídrico de la red de abastecimiento.

El funcionamiento de una red de distribución de agua es muy variable debido a la aleatoriedad del consumo, operaciones, maniobras no previstas etc. Estos cambios continuos, sobre todo con las presiones, provocan la fatiga de los materiales produciéndose daños en accesorios y roturas en tuberías, originándose fugas, más otros factores como

instalaciones clandestinas, errores de medición entre otros representan un porcentaje considerado de pérdidas de agua.

En muchos casos se desconoce cómo está funcionando el sistema y si lo hace de forma eficiente. Por esta razón es fundamental realizar un balance hídrico con la finalidad de cuantificar, analizar y conocer cómo se está distribuyendo y que está pasando con el caudal inyectado y saber cuál es su destino final, lo que nos permitirá tomar acciones para mejorar en la explotación, optimización y gestión del sistema de distribución.

En la bibliografía podemos encontrar dos grandes grupos para realizar el balance hídrico de un abastecimiento de agua. (Iglesias Rey, et al. 2006)

- “El balance hídrico propuesto por la American Water Works Association (AWWA), cuyo detalle puede seguirse en AWWA (1999).”
- “El balance hídrico propuesto por la Internacional Water Association (IWA) cuyo detalle puede seguirse en Lambebert y Hirner (2000)”

La IWA en su balance tiene un enfoque más económico basada en términos generales en agua facturada y no facturada, como se indica en la figura 2.4.

Volumen de entrada de agua al sistema	Consumo autorizado	Consumo autorizado facturado	Consumo medido facturado	Agua facturada	
			Consumo no medido facturado		
		Consumo autorizado no facturado	Consumo medido no facturado	Agua no facturada	
			Consumo no medido, no facturado		
	Pérdidas de agua	Perdidas aparentes	Consumo no autorizado		
			Imprecisiones de medida		
		Perdidas reales	Fugas en tuberías de distribución		
			Fugas y derrames en tanques de almacenamiento		
	Fugas en acometidas antes del medidor				

Figura 2.4. Balance hídrico propuesto por la IWA.

Cabrera et al. (1999), han desarrollado un balance hídrico con un enfoque más técnico, proponiendo una estructura de árbol con cuatro niveles que incluye a todos y cada uno de los términos que aparecen en la literatura técnica.

Los niveles superiores incluyen a los inferiores por cuanto cualquier volumen de un nivel inferior está incluido en uno de los dos volúmenes de nivel superior, como se indica en la figura 2.5.

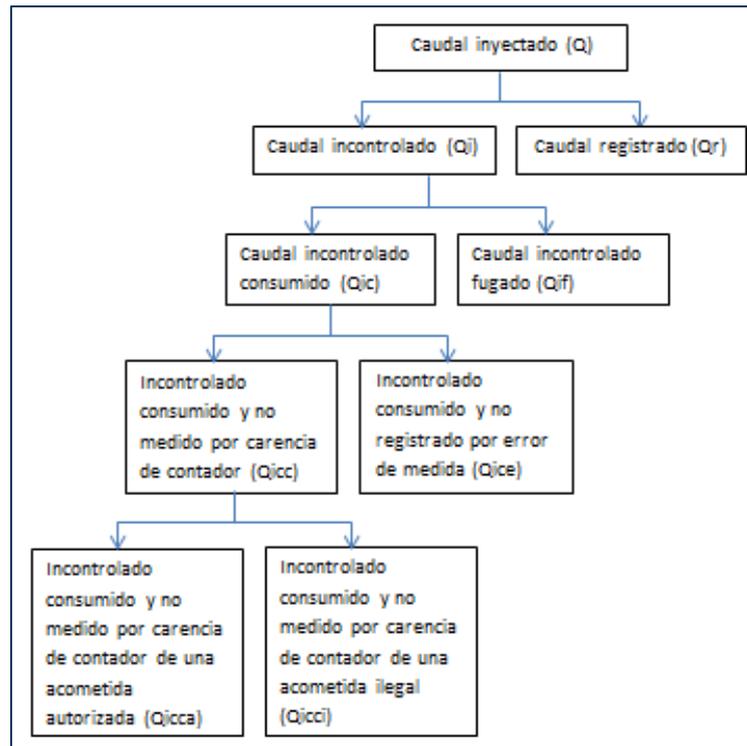


Figura 2.5. Balance hídrico técnico.(Cabrera et al., 1999)

En términos generales estas metodologías lo que persiguen es diferenciar entre el agua registrada y el agua no registrada de un sistema y definir sus rendimientos que permita evaluar los elementos que lo componen, para establecer un diagnóstico preciso a partir del cual se podrá plantear un plan de acciones con criterios de rentabilidad económica, mejoras de optimización y gestión del servicio.

Una vez establecido el balance hídrico, se procede a analizar el rendimiento porcentual que caracterizan la eficiencia hídrica en un abastecimiento de agua potable.(Cabrera et al., 1999)

- Rendimiento global del sistema. (η_s)

$$\eta_s = \frac{Q_r}{Q} \quad \text{Ec 2.1}$$

- Rendimiento de la red.(η_r)

$$\eta_r = \frac{Q_s}{Q} \quad \text{Ec 2.2}$$

- Rendimiento de la gestión técnico-administrativa.(η_g)

$$\eta_g = \frac{Q_r}{Q_s} \quad \text{Ec 2.3}$$

En donde:

Q = Caudal inyectado.

Q_s = Caudal suministrado.

Q_r = Caudal registrado.

De acuerdo al valor del rendimiento global porcentual, (η_s), de un abastecimiento, su gestión podría ser calificada de acuerdo a la tabla 2.1 (Cabrera et al., 1999).

Rango	Calificación
$\eta_s > 0.9$	Excelente
$0.8 < \eta_s < 0.9$	Muy bueno
$0.7 < \eta_s < 0.8$	Bueno
$0.6 < \eta_s < 0.7$	Regular
$0.5 < \eta_s < 0.6$	Malo
$0.5 < \eta_s$	inaceptable

Tabla.2.1.Calificación de la gestión de un abastecimiento en función de (η_s).

Al momento de realizar la asignación de cargas en los nudos, es necesario repartir tanto el caudal controlado como el caudal incontrolado, si bien esto genera cierta incertidumbre en la forma de hacerlo puesto que existen varios factores que se debe considerar como son la

variación horaria del consumo, la existencia de fugas, las instalaciones clandestinas, el error en las mediciones (contadores), los consumos no registrados, etc. En definitiva, el caudal incontrolado resulta complicado de conocer y localizarlo. Los datos más fiables de los que se dispone es el caudal facturado de los abonados (micromedición), y el caudal inyectado al sistema siempre y cuando se disponga de dispositivos de medición (macromedición), por lo que en la etapa de asignación de consumos se suele recurrir a métodos de distribución aproximados.

2.4.3.2.- Consumo contabilizado.

También conocido como volumen facturado, es la diferencia de dos valores leídos del registro del contador para un periodo de facturación, con el cual se obtiene un caudal medio para dicho periodo. Este caudal medio que se asigna a los nudos es modificado por una serie de coeficientes para adaptarlos a situaciones en los que se los quiera analizar cómo hora punta o valle. (López et al. 2009)

Repartir este consumo facturado en los nudos del modelo es lo que se conoce como asignación de cargas. A continuación, se mencionan algunas de las técnicas de asignación:

- Asignación punto a punto. Consiste en relacionar cada abonado con un nudo del modelo y asignar su consumo, la suma de los consumos asignados sería la demanda del nudo.
- Asignación por mallas del modelo. Consiste en sumar el consumo de todos los abonados que pertenecen a un sector, que se hacen coincidir con las mallas del modelo, y luego repartirlo en partes iguales a los nudos que cierran la malla.

La demanda en el nudo se obtiene sumando el consumo asignado de cada malla a la que pertenece el nudo. (Martínez Solano, 1994).

- Asignación por derivaciones de líneas y nudos. (Vela, 1988). Consiste en calcular los consumos de los abonados por calles. Conocida cada calle a que sector del modelo pertenece, se puede obtener el consumo por sector, sumando el consumo de las calles que pertenecen al mismo.

Se crea dos bases nuevas, las derivaciones de línea y derivaciones de nudo. Se calcula una sección equivalente de derivación hacia el sector, sumando las secciones de cada derivación. Dividiendo el consumo del sector por la sección equivalente se obtiene la

velocidad media de circulación por cada derivación, multiplicando la sección de cada derivación por la velocidad media se obtiene el caudal derivado. Se suman los caudales derivados por cada línea que cierra la malla y se distribuye en partes iguales entre los nudos de los extremos. En estos nudos se suma el caudal derivado desde ellos y el derivado de las líneas, obteniendo la demanda total en los nudos.

- Asignación de consumos unitarios por calles. Consiste en calcular los metros lineales de tubería que pertenece a cada calle. Con los datos de abonados se calcula el consumo por calles y relacionándolo con la tubería antes medida se obtiene el consumo unitario por calle y, multiplicado por los metros lineales de cada tubería obtenemos el consumo por tubería. Posteriormente se relaciona con la esqueletización de la red para pasar el consumo por tubería de la red a consumo por línea del modelo, se reparte entre los nudos extremos y se suman a los consumos de nudo para obtener la demanda (López et al. 2009).

2.4.3.3.- Consumo no contabilizado.

También conocido como caudal incontrolado, el mismo que se compone del caudal incontrolado consumido como las instalaciones clandestinas, errores de medida de contadores, acometidas autorizadas sin contadores y el caudal incontrolado fugado.

Este caudal fugado depende del nivel de presiones en la red. Cuando los consumos son mayores (horas punta) en la red, la presión es menor y las fugas de igual manera, mientras que cuando los consumos bajan (horas valle) las presiones son mayores y las fugas aumentan. "La teoría FAVADE (*Fixed and Variable Area Discharge Path*) determina que el caudal varía con la presión elevada a un exponente que puede variar entre 0.5 y 2.5 dependiendo del tipo de fuga". (Mora Rodríguez, 2011).

En el modelado con EPANET, las fugas se pueden abordar y representar de diferentes maneras unas más ajustadas a la realidad que otras. Esto dependerá de las características de la red, la topografía y del propósito que tenga el modelo.

Se puede hacer con el uso de un factor multiplicador que afecte a todas las demandas (factor de demanda), admitiendo que este caudal sigue un patrón igual al caudal registrado, lo que originaría tener más fugas cuando menor es la presión, lo que en la realidad no sucede.

El factor de demanda (F_d) se determina mediante la siguiente expresión:

$$F_d = \frac{Q. \text{inyectado}}{Q. \text{registrado}} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Otra manera de abordar las fugas es considerándolo como un caudal constante por medio de una nueva categoría de demanda y un patrón de consumo constante, que de igual manera no corresponde a la realidad.

En este trabajo se aspira tener un escenario que se ajuste a la realidad, y dadas las características topográficas del terreno en donde existen grandes desniveles que originan presiones considerables en la red de distribución es adecuado tratar las fugas como dependientes de la presión. Epanet permite realizar esta representación por medio de emisores en donde el caudal fugado resulta del producto de un coeficiente emisor multiplicado con la presión elevado a un exponente emisor.

$$Q_{\text{fuga}} = C_e \times P^N \quad \text{Ec. 2.5}$$

En donde:

Q_{fuga} = Caudal de fuga.

C_e = Coeficiente emisor.

P = Presión

N = Exponente emisor.

En la literatura, muchos documentos tratan sobre el valor del coeficiente de descarga y del exponente emisor, así encontramos que el coeficiente de descarga varía con el número de Reynolds, según que el flujo sea laminar o turbulento, (Lambert, 2001) y que la sección de orificio varía con la presión, (May, 1994). (Conejos, 2015).

En cuanto al exponente emisor son varias las experiencias de ensayos que se han realizado en redes y laboratorios para determinar el valor del exponente, el cual varía entre 0.5 y 1.5, y ocasionalmente puede llegar a 2.5 (Conejos, 2015).

En este trabajo por tanto se considerará las fugas como dependientes de la presión y se efectuará una distribución o reparto de la misma a los nudos en función de la longitud de la red y presión (Conejos, 2015).

2.4.4.- Simulación y medidas.

Juega un papel importante la calidad, cantidad y exactitud de las mediciones realizadas en la red. Generalmente son medidas de caudal en líneas y de presión en determinados puntos de la red, ya que tendrán una influencia directa con la posterior calibración y validación del modelo.

El objetivo de este procedimiento es confirmar que las simulaciones realizadas por el modelo sean similares a las del comportamiento real de la red en uno u otro caso. Eso conlleva medir otros parámetros que permitan reproducir en las simulaciones, para cada instante, las condiciones reales. Estos parámetros son niveles en los depósitos, posición de elementos de regulación, caudales inyectados a la red y modo de operación de las estaciones de bombeo.(López et al. 2009). Por lo cual, es necesario definir los lugares en donde se realizará las mediciones, el tipo y cantidad de las mismas. Dentro de la bibliografía encontramos varias recomendaciones. (Ver tablas 2.2 y 2.3)

- En función de la población con servicio, según el Water Research Centre (1989), fija los siguientes criterios.

Tipo	Nº Medidores De Presión	Nº Medidores De Caudal	Transductores De Nivel
Poblaciones de menos de 30.000 habitantes	De 20 a 40	De 2 a 6	De 2 a 4
Poblaciones de alrededor de 300.000 habitantes	De 40 a 80	De 5 a 15	De 4 a 8
Poblaciones de alrededor de 1.000.000 de habitantes	De 60 a 120	De 15 a 30	De 10 a 20

Tabla 2.2. Número de medidores en una red según el WRC.(Bartolín, 2013)

- En función del nivel de detalle y a uso del modelo, la American Engineering Computer Applications Committee. (ECAC, 1999), fija los siguientes criterios.

Uso (Nivel de detalle)	Medidores de presión	Medidores de caudal
Planificación a largo plazo (bajo)	El 2% de los nudos	El 1% de las tuberías
Diseño (de moderado a alto)	Del 5% al 10% de los nudos	El 3% de la tuberías
Operacion (de bajo a alto)	Del 2% al 10% de los nudos	El 2% de las tuberías
Calidad de agua (alto)	El 10% de los nudos	El 5% de las tuberías

Tabla 2.3. Número de medidores en una red según el ECAC. (Bartolín, 2013)

Según Martínez et al (1993), “un número adecuado de puntos de medida sería hasta un 30% en modelos de 100 nudos, un 20% en modelos de 200 nudos y un 15% en modelos de mayor envergadura”

2.4.5.- Ajuste y calibración.

“Calibrar el modelo es ajustar los resultados de la simulación (presión en nudos de consumo y caudal en líneas) a los valores reales medidos en la red” (López et al. 2009).

Según la American Water Works Association (AWWA), la calibración consiste en comparar los resultados del modelo con mediciones obtenidas en el campo, realizando ajustes a los parámetros del modelo y a la revisión de los datos de campo hasta alcanzar la concordancia entre ambos.

Según Walski (1983) la calibración del modelo es un proceso que consta de dos pasos, comparar las presiones y caudales simulados con los observados para unas condiciones de operación conocidas, y ajustar los datos de entrada al modelo de tal forma que exista concordancia entre los valores simulados y observados.

“En definitiva, la calibración de modelos hidráulicos puede definirse como el proceso de ajuste de los parámetros que definen el comportamiento hidráulico del modelo, para reflejar con la mayor precisión posible el funcionamiento real de la red de distribución, tanto para el escenario estático como dinámico” (Martínez et al. 2015).

A la hora de calibrar se separan la del modelo estático y dinámico, de tal manera que para la calibración del modelo estático se ajustan los parámetros que no dependen del tiempo: rugosidad, pérdidas menores en líneas y distribución de demandas en los nudos, mientras que para la calibración dinámica partimos del modelo estático calibrado, dando por válidos las rugosidades y pérdidas menores en las líneas, y ajustando la modulación temporal de demandas en los nudos. (López et al. 2009).

- Calibración modelo estático.
 - Elegir un instante de calibración (periodo valle o punta)
 - Afectamos las demandas en los nudos con un coeficiente (cociente entre el caudal inyectado y la demanda total en los nudos)
 - Posición de los elementos de regulación al instante de la medida (asignar valor característico resistente para dicha posición)
 - Simulación y resultados
 - Ajuste de parámetros (cuadrar los resultados en los puntos de medida, con valores medidos)
 - Ajuste de distribución de demandas, para que los caudales de las líneas se distribuyan en la red, teniendo en cuenta que se cumpla el balance de caudales.
 - Ajuste de las rugosidades de las líneas para que coincida las presiones medidas.
- Calibración del modelo dinámico
 - Validar calibración estática realizada.
 - Asignación de la modulación de demanda en los nudos y realizar una simulación (variar la posición de los elementos de regulación, arranque y parada de bombas)
 - Ajuste de la modulación de demanda en los nudos instante a instante
 - Cumplir el balance de caudales (si se aumenta el coeficiente de modulación en un nudo, se disminuye en otro del mismo sector para cumplir el balance).
 - Validación. Cuando coinciden caudales medidos con los simulados, salvo en el porcentaje de error del caudalímetro, y cuando las presiones, simuladas, en

los nudos difieran menos de ± 1.5 m.c.a con respecto a las medidas. (López et al. 2009)

“En García-Serra (1988) se realiza un estudio comparativo de diversos métodos de ajuste. Un modelo matemático de una red será tanto más válido cuando los valores de presión y caudal calculados se acerquen más a los valores observados. Una discrepancia entre ellos que ronde el 3% (lo que en medida de presión supone un error de ± 1 mca) puede considerarse una buena aproximación. Walski (1985) señala que la pérdida de carga proporcionada por el modelo no debe diferir más de un 10 a 20% de la medida en la red. Para Allen (1987) en el 85% de los nudos el error no debe ser superior a un 5% y en el 95% de ellos no debe superar el 10%.” (López et al. 2009).

CAPITULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE ABASTECIMIENTO OBJETO DE ESTUDIO

3.1.- Localización geográfica.

La provincia de Chimborazo está situada en la zona central del pasillo interandino, formada por 10 cantones en los que se encuentra el cantón Alausí, el más grande de la provincia con una superficie de 165833 ha. Está constituida por 9 parroquias más su cabecera cantonal del mismo nombre, el cual es el caso de estudio para el presente trabajo.(Martínez Espinoza, 2015)

La ciudad de Alausí se ubica al sur de la provincia de Chimborazo (Ecuador, ver figura 3.1), a una distancia de 93.8 km de Riobamba (capital de Chimborazo) asentada en un pequeño valle al pie del cerro Gampala. Es conocida como la ciudad de los cinco patrimonios (Natural, Arquitectónico, Arqueológico, Ferroviario y Cultural). Sus coordenadas geográficas son 2°12' 02" Latitud sur y 78°50'41" Longitud occidental, con una altura promedio de 2371.35 m sobre el nivel del mar según el Instituto Geográfico Militar (IGM).(Martínez Espinoza, 2015)



Figura.3.1. Localización geográfica – Alausí

Al ser parte de la cordillera de los andes, su topografía se caracteriza por poseer un relieve de carácter pronunciado e irregular muy inclinado de tipo montañoso y escarpado, con un desnivel de 350 m entre sus cota máxima y mínima, como se indica en la figura 3.2.

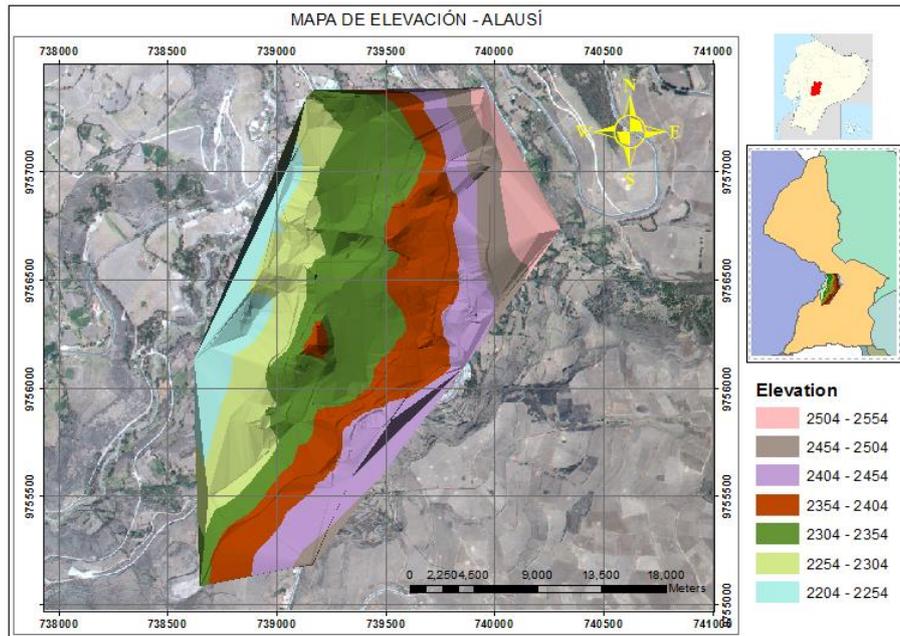


Figura.3.2.Mapa de elevación – Alausí.

Por su ubicación posee una variedad de temperaturas producto de sus variaciones altitudinales influenciado por los vientos húmedos procedente de la región costera y vientos fríos de la cordillera. Cuenta con dos estaciones climáticas, invierno, desde noviembre hasta abril, en donde se originan temperaturas de hasta 3 °C y verano desde mayo hasta octubre con temperaturas que alcanzan los 22 °C. Su precipitación media anual es de 605.3 mm y una máxima en 24 hr de 52.1 mm. En la tabla 3.1 se detalla las precipitaciones acumuladas mensuales publicadas por el Instituto Nacional de Meteorología e hidrología (INAMHI).

PRECIPITACIÓN			
Mes	Suma Mensual	Máxima 24 Horas	Día
Enero	194.9	52.1	15
Febrero	233.1	42.2	7
Marzo	84.3	14.6	24
Abril	33.9	18.8	30
Mayo	26	9.5	3
Junio	8.2	6.5	11
Julio	0	0	1
Agosto	0	0	1
Septiembre	0	0	1
Octubre	2.8	2.8	19
Noviembre	0	0	1
Diciembre	22.1	17	26
Anual	605.3	52.1	

Tabla.3.1.Anuario meteorológico, estación Alausí (Fuente INAMHI)

3.2. Evolución demográfica.

Según el censo realizado por el instituto nacional de estadísticas y censo del Ecuador (INEC) en el año 2010, el cantón Alausí cuenta con una población total de 44.089 habitantes, De este total se desprende que 10.210 habitantes corresponden a la cabecera cantonal Alausí. (Fuente: INEC, PDyOT 2015 GADMC Alausí). En la tabla 3.2 se detalla la población por parroquias.

POBLACIÓN CANTONAL POR PARROQUIA			
Parroquia	Población	Hombres	Mujeres
Achupallas	10529	5004	5525
Alausí	10210	4935	5275
Guasuntos	2413	1101	1312
Huigra	2352	1147	1205
Multitud	2084	1058	1026
Pistishi	345	165	180
Pumallacta	905	412	493
Sevilla	803	370	433
Sibambe	3869	1898	1971
Tixán	10579	5098	5481
TOTAL	44089	21188	22901

Tabla 3.2. Población cantonal. (Fuente: INEC, PDyOT 2015 GADMC Alausí).

Según las proyecciones demográficas comprendidas entre el año 2010 - 2020 publicadas por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) como se indica en la tabla 3.3, se observa que se mantiene una tendencia al decrecimiento de la población, parte de esto se debe a la migración de la población hacia las grandes ciudades y otros países que se ha venido dando en los últimos años.

PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN ECUATORIANA, POR AÑOS CALENDARIO, SEGÚN CANTONES												
2010-2020												
Código	Nombre de canton	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
601	RIOBAMBA	234,170	237,406	240,612	243,760	246,861	249,891	252,865	255,766	258,597	261,360	264,048
602	ALAUSSI	46,003	45,986	45,954	45,904	45,838	45,752	45,647	45,525	45,385	45,229	45,054
603	COLTA	46,973	46,836	46,682	46,512	46,326	46,121	45,897	45,658	45,401	45,129	44,838
604	CHAMBO	12,349	12,470	12,588	12,702	12,812	12,917	13,019	13,116	13,208	13,295	13,378
605	CHUNCHI	13,244	13,221	13,194	13,162	13,125	13,083	13,035	12,982	12,925	12,862	12,795
606	GUAMOTE	46,640	47,773	48,920	50,073	51,233	52,398	53,571	54,746	55,924	57,105	58,291
607	GUANO	44,518	44,969	45,409	45,835	46,249	46,646	47,028	47,394	47,744	48,078	48,395
608	PALLATANGA	12,024	12,070	12,112	12,149	12,182	12,210	12,233	12,251	12,265	12,273	12,277
609	PENIPE	7,029	7,033	7,035	7,035	7,032	7,026	7,018	7,006	6,991	6,975	6,955
610	CUMANDA	13,305	13,734	14,174	14,621	15,077	15,540	16,012	16,491	16,977	17,471	17,973

Tabla 3.3. Proyecciones demográficas 2010-2020 (fuente: INEC)

3.3.- Configuración hidráulica de la red.

El Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Alausí, por medio de su departamento de agua potable y alcantarillado, es el encargado de la administración y suministro del servicio.

El sistema está conformado por sus captaciones que son de tipo superficial (vertientes), desde donde el agua es transportada por medio de una tubería (13 km aproximadamente) hacia la planta de tratamiento y desde ahí hacia los reservorios y posterior distribución.

La red de distribución de agua potable está constituida por tres redes independientes llamadas red principal, red 1 y red 2 (ver figura 3.3). La principal distribuye a tres zonas: una alta, media y baja. Cada una dispone de su tanque de distribución, actualmente la zona alta, media y parte de la baja se encuentran interconectadas funcionando como una sola red.

El abastecimiento de agua hacia los tanques de la zona media y baja se realiza por medio de una interconexión con los tanques de almacenamiento ubicados en la planta de tratamiento (zona alta). El tipo de red es mixta (ramificada y mallada) y todo su funcionamiento lo realiza por gravedad.

Esta red da servicio a la mayor parte de la población mediante 1757 conexiones domiciliarias y 7 de uso especial (Unidades educativas y hospital general). La cota más alta de esta red es de 2425 m y la más baja de 2235 m (ver figura 3.5).

Las otras dos redes, red 1 y red 2, son de tipo ramificada. Dan servicio a 119 y 53 acometidas domiciliarias respectivamente. Su distribución es por gravedad. La cota más alta de la red 1 es 2551.51 m y la más baja 2366.22 m, mientras que en la red 2 la más alta es de 2453.42 m y la más baja de 2366.26 m (ver figura 3.6).

Debido a estos grandes desniveles que existen en las tres redes y al no contar con sistemas de regulación. Se generan grandes sobrepresiones, lo que ha originado que se presente daños en la red de forma rutinaria.

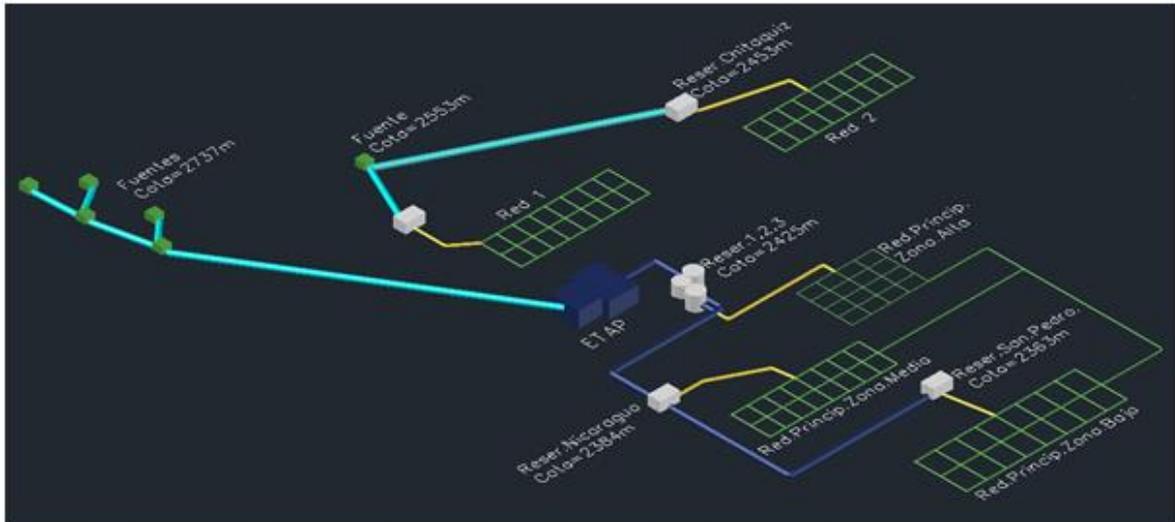


Figura 3.3. Esquema de funcionamiento red de distribución de agua-Alausí

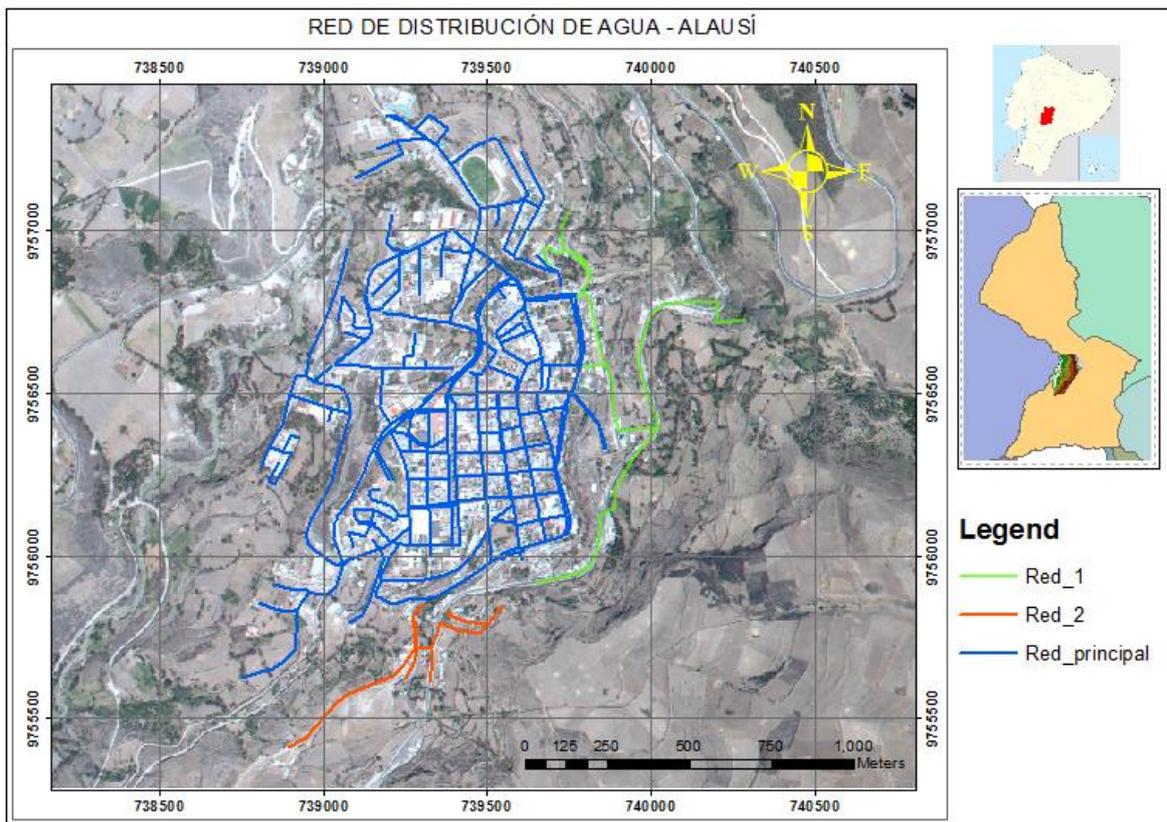


Figura 3.4. Red de distribución de agua-Alausí

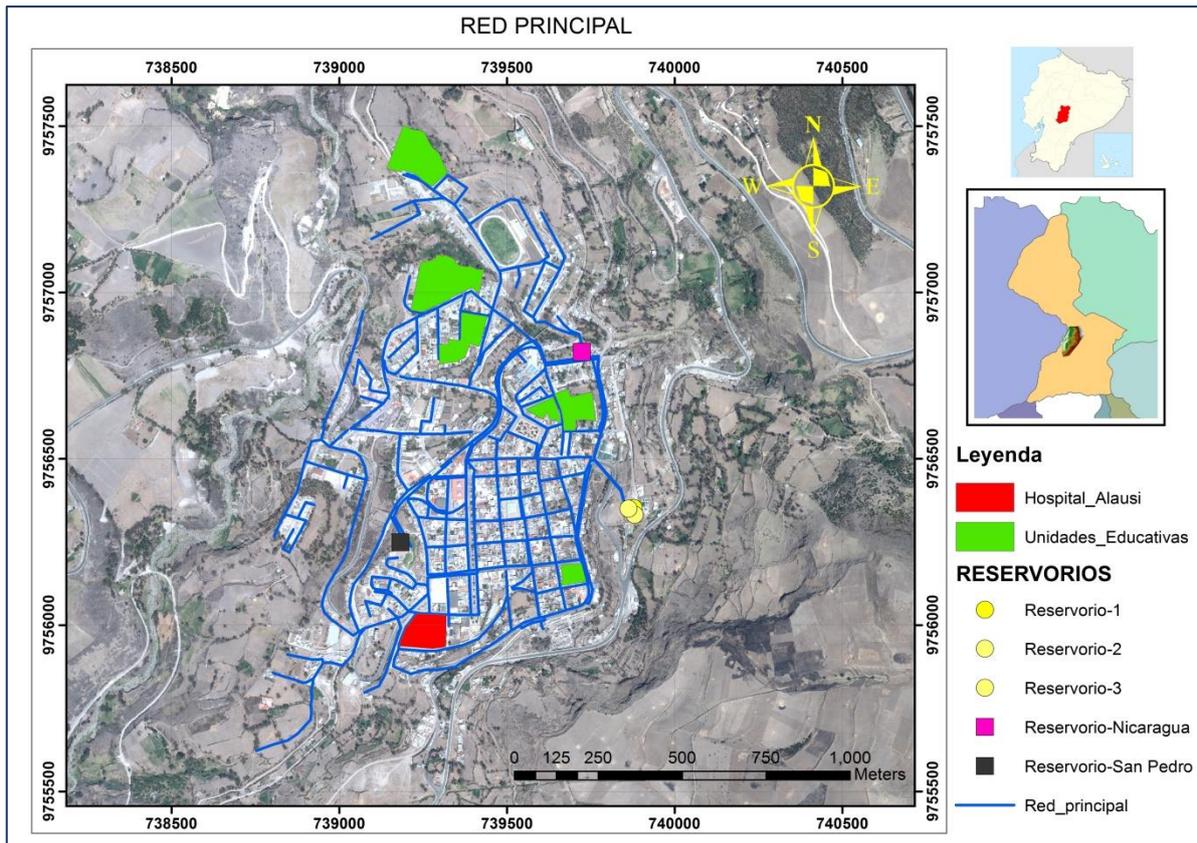


Figura 3.5.Red Principal

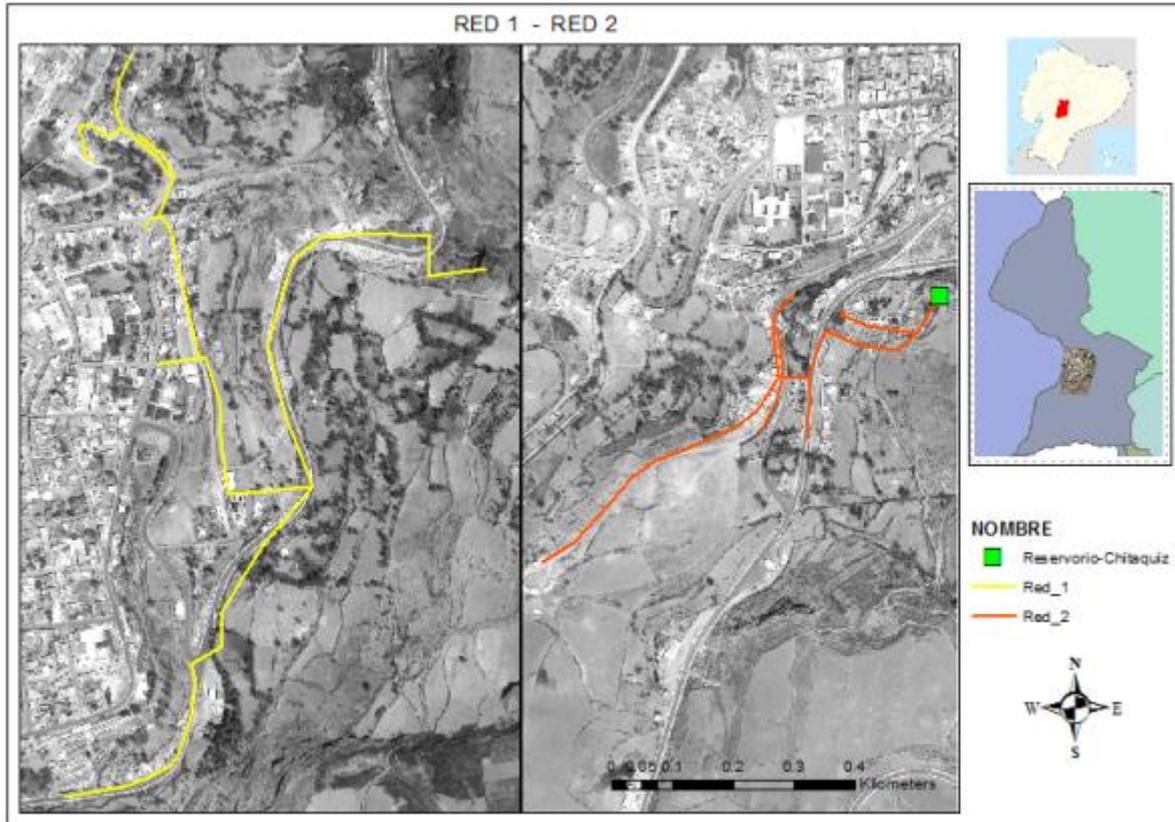


Figura 3.6.Red-1, Red 2.

3.4.- Descripción de la red.

3.4.1. Captaciones.

Alausí para el abastecimiento de agua cuenta con varias fuentes (vertientes), siendo su captación de tipo superficial. Entre las principales se encuentran Chaguiña, Atalaya, Shucos, Aypud – Guitig y Gampala. De acuerdo a aforos realizados en septiembre del 2015 se pudo contabilizar un caudal de 35.77 l/s, siendo habitual una media de entre 35 l/s y 40 l/s. En verano (época seca) estos caudales tienden a disminuir en un 20 % aproximadamente. Su ubicación se detalla en la tabla 3.4, figura 3.7 y figura 3.8.

Vertiente	Caudal(l/s))	X(m)	Y(m)	Cota(m)	Tipo
Chaguiña	5.5	744091.70	9762877.53	2836	Superficial
Atalaya	7	743645.63	9762057.95	2833	Superficial
Shucos	10.71	742202.67	9761018.49	2737	Superficial
Aypud-Guitig	11.11	740247.99	9756768.66	2553	Superficial
Gampala	1.45	740095.81	9756491.30	2501	Superficial
TOTAL	35.77				

Tabla.3.4.Fuentes de captación de agua (fuente:GADMC-Alausi)

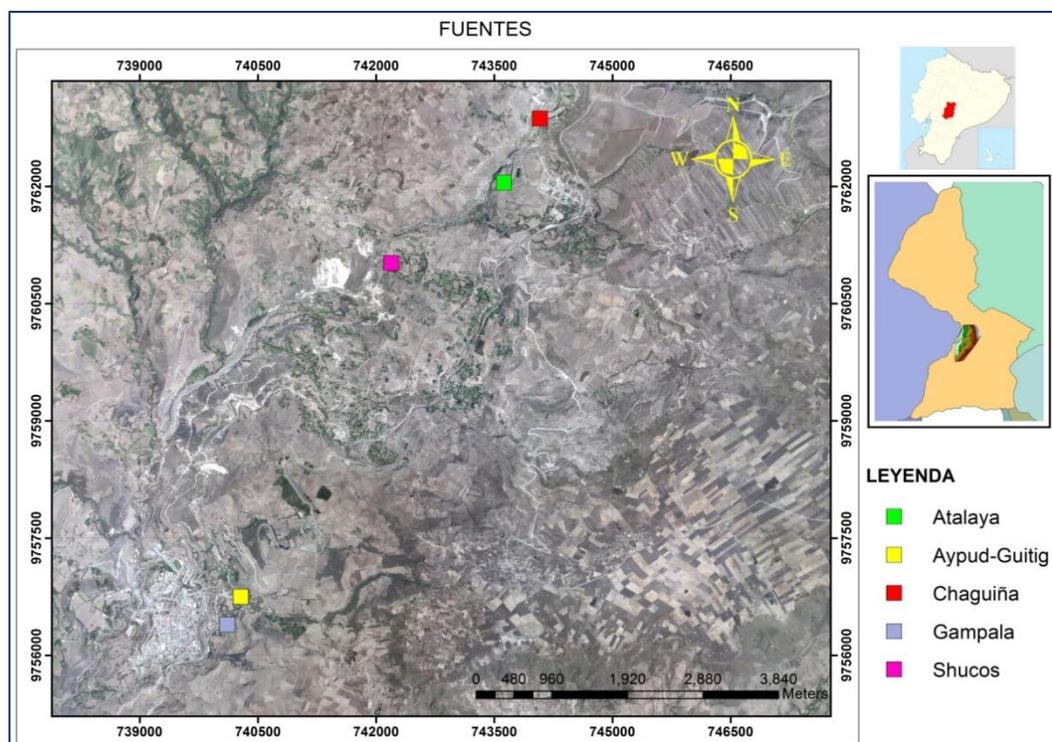


Figura 3.7.Esquema fuentes de captación.



Figura 3.8. Vertientes de Captación sistema de agua Alausí (fuente: GADMC- Alausí)

3.4.2. Plantas de tratamiento.

Alausí cuenta con dos plantas de tratamiento de agua para consumo humano.

La primera es de tipo convencional construida en 1983, de hormigón armado con una capacidad de tratamiento de 40 l/s, (ver figura 3.9 lado izquierdo).

Está compuesta de 4 sedimentadores o decantadores, de 4 filtros lentos y un sistema de desinfección con hipoclorito de sodio.

En el 2010 se instala una segunda planta de tratamiento tipo compacta con capacidad de tratamiento de 30 l/s, (ver figura 3.9 lado derecho).

Está construida de lámina metálica y cuenta con los siguientes procesos de potabilización: mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

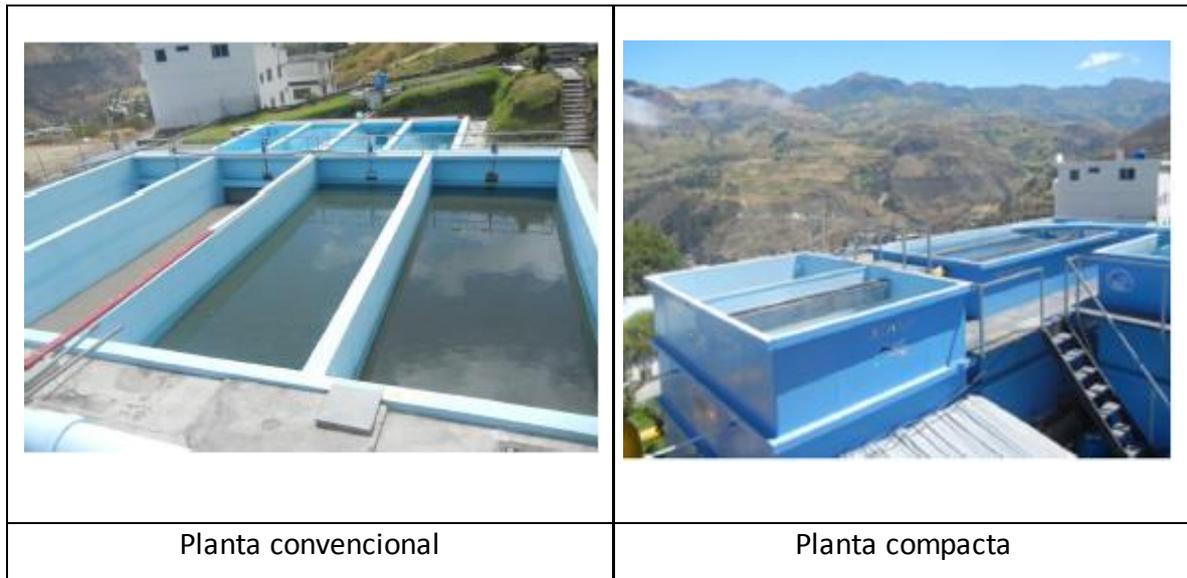


Figura.3.9.Plantas de tratamiento de agua. (Fuente:GADMC-Alausi)

3.4.3. Tanques de reserva.

El sistema de agua potable cuenta con 6 tanques de almacenamiento distribuidos a diferentes cotas para abastecer la zona alta, media, baja y las dos redes independientes, construidos todos de hormigón armado impermeabilizados con una capa de fibra de vidrio, de geometrías diferentes (circulares y rectangulares). Cinco de estos se encuentran interconectados y dos son independientes. Todos cuentan con rebosaderos, válvulas compuertas para llenado y vaciado. Los tanques que se encuentran a cotas más bajas y que están interconectados con los principales tienen un sistema de control de niveles con válvulas automáticas, no cuentan con sistema de medida del caudal que es inyectado a la red de distribución. En la tabla 3.5 y figura 3.10 se describe sus características y ubicación.

Tanque	Volumen(m3)	Cota-solera(m)	Altura-Espejo de agua(m)	Geometría
Reservorio 1	600	2425	3.60	Circular
Reservorio 2	500	2425	3.00	Circular
Reservorio 3	350	2422	2.50	Circular
Reservorio-Nicaragua	50	2384	2	Rectangular
Reservorio-San pedro	50	2363	2	Rectangular
Reservorio- Chitaquiz	50	2453.42	2	Rectangular

Tabla 3.5.Características de reservorios sistema de agua – Alausí. (Fuente: GADMC - Alausí)

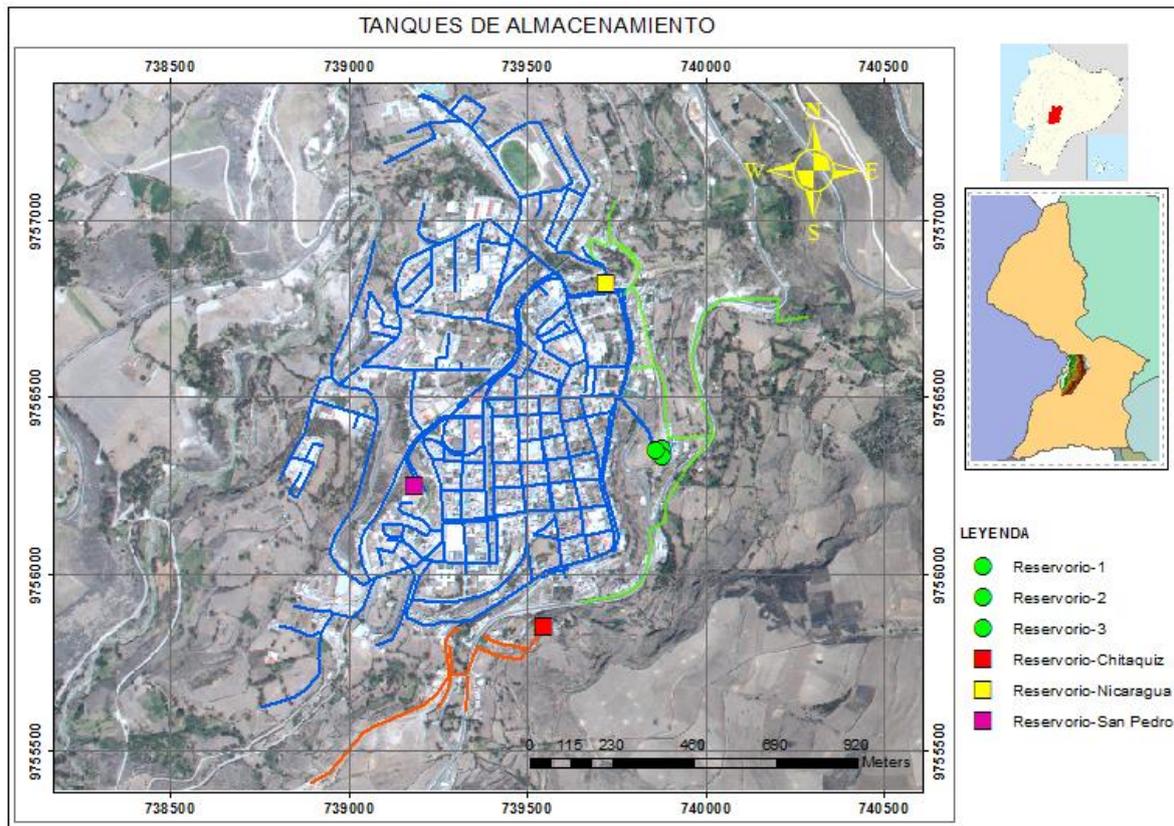


Figura 3.10. Ubicación de tanques reservorios.

3.4.4.- Red de distribución.

La red de distribución de la ciudad de Alausí, de conformidad con los planos correspondientes proporcionados por el departamento de agua potable, está conformada por un tipo de red mixta (mallada-ramificada) y dividida en tres redes independientes principal, red 1 y red 2, aprovechando la topografía que presenta Alausí toda la distribución se realiza por gravedad.

La red principal que abastece el casco urbano y la parte antigua de la ciudad presenta tuberías de dos tipos de materiales de Policloruro de vinilo (PVC) y de asbestocemento en un menor porcentaje ya que en los últimos años se ha venido sustituyendo esta por la tubería de PVC. Para el PVC, los diámetros que presenta en su red primaria son de 160 mm, 110 mm y en la red secundaria o de distribución se encuentra diámetros de 90 mm, 63 mm y 50 mm. Para asbestocemento los diámetros que presenta en su red primaria son de 150 mm, 100 mm y en la red secundaria o de distribución se encuentra diámetros de 50 mm. De forma general encontramos que predomina las acometidas domiciliarias de diámetro 1/2".

En la tabla 3.6, figura 3.11 Y 3.12, detallamos longitudes, material, diámetros y ubicación.

RED PRINCIPAL			
Material	Diámetro (mm)	Longitud (m)	Porcentaje
Tubería PVC	160	1140.93	4.55%
Tubería PVC	150	5091.35	20.29%
Tubería PVC	90	1074.63	4.28%
Tubería PVC	63	13555.96	54.02%
Tubería PVC	50	1658.84	6.61%
Tubería Asbestocemento	150	237.09	0.94%
Tubería Asbestocemento	100	1101.75	4.39%
Tubería Asbestocemento	50	1234.57	4.92%
TOTAL		25095.14	100%

Tabla 3.6. Longitudes de tubería según material de la red principal.

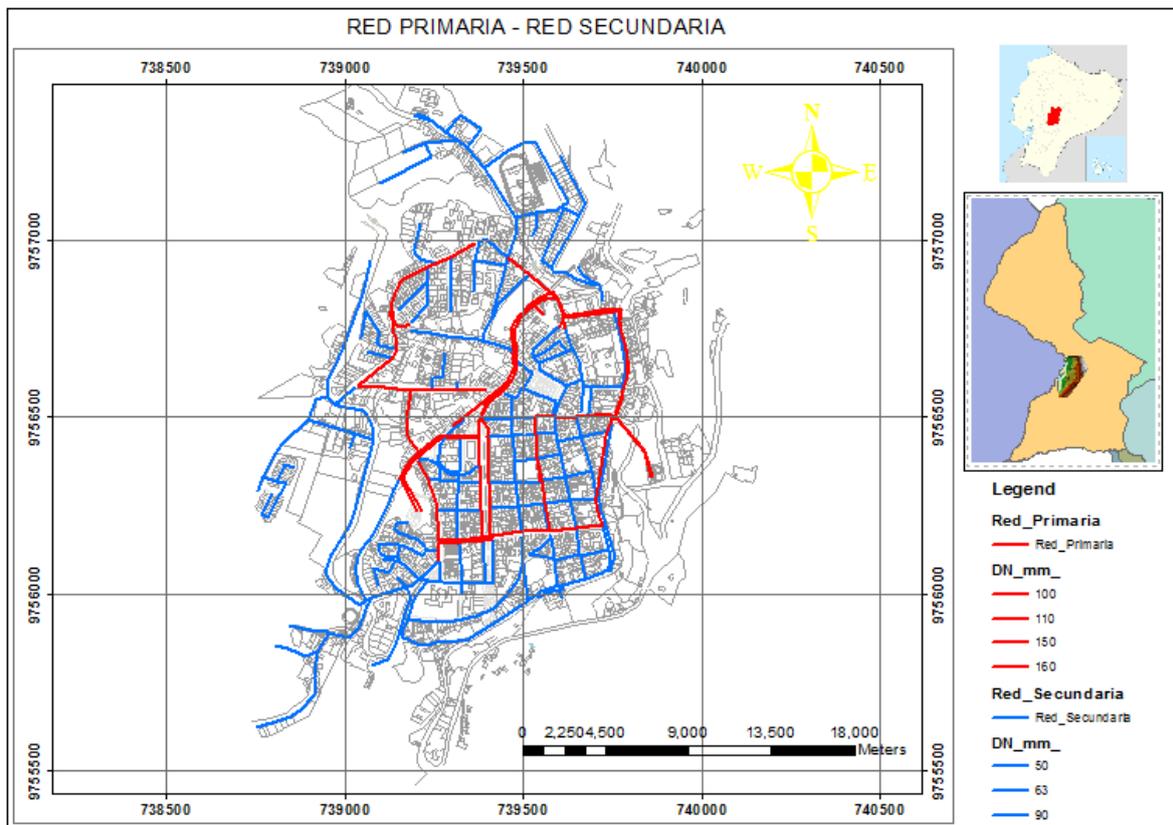


Figura 3.11. Detalle red primaria, red secundaria.

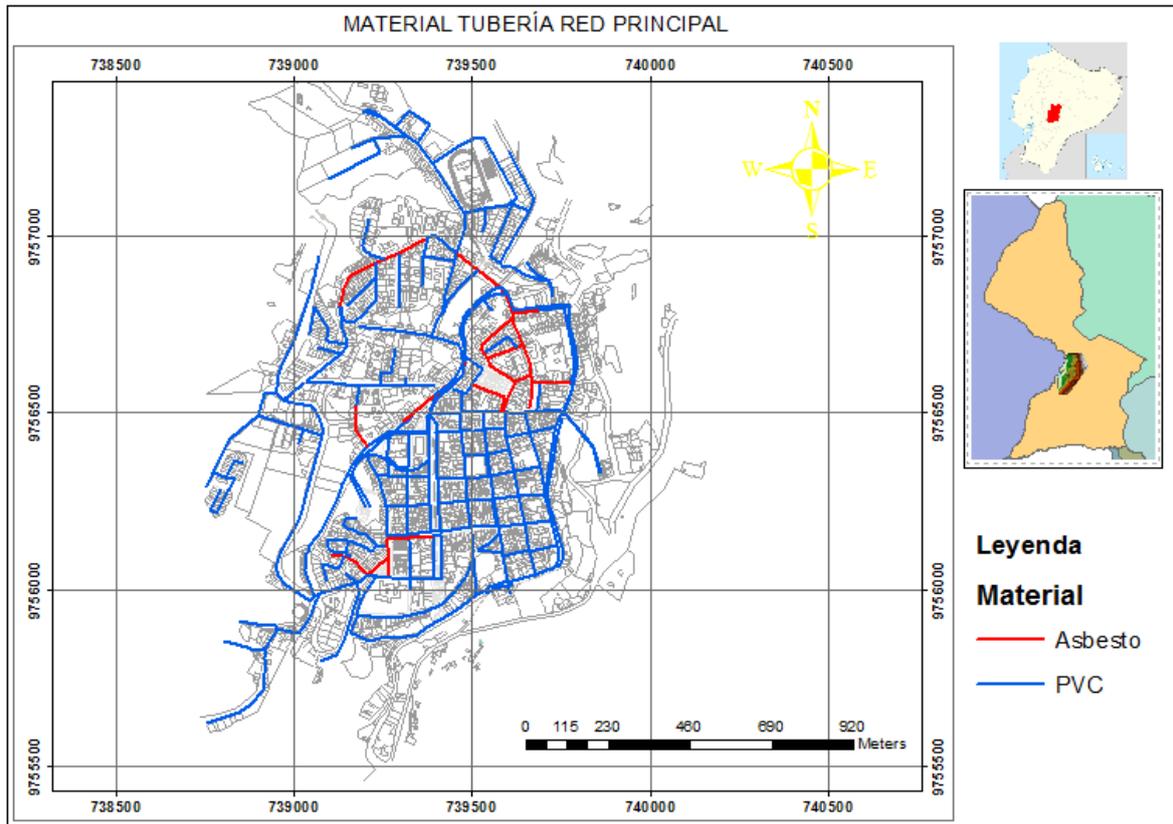


Figura 3.12. Detalle de material de tubería instalado en red principal.

La red 1 y 2 está constituida por un solo tipo de tubería de PVC de diámetro 63 mm, desde sus tanques reservorios hasta la distribución. La distribución se realiza por gravedad.

Fue construida para el abastecimiento de las zonas periféricas de la ciudad en donde se presentó una expansión de la población. No tuvo ningún estudio previo sino que se la fue realizando de acuerdo se iba presentando la necesidad. Predominan las acometidas con diámetro $\frac{1}{2}$ ". En la tabla 3.7 y figura 3.13 se detalla sus características y ubicación.

RED 1		
Material	Diámetro (mm)	Longitud (mm)
Tubería PVC	63	2542.20
RED 2		
Material	Diámetro (mm)	Longitud (mm)
Tubería PVC	63	1448.23

Tabla 3.7. Longitudes de tubería según material de la red 1 y red 2.

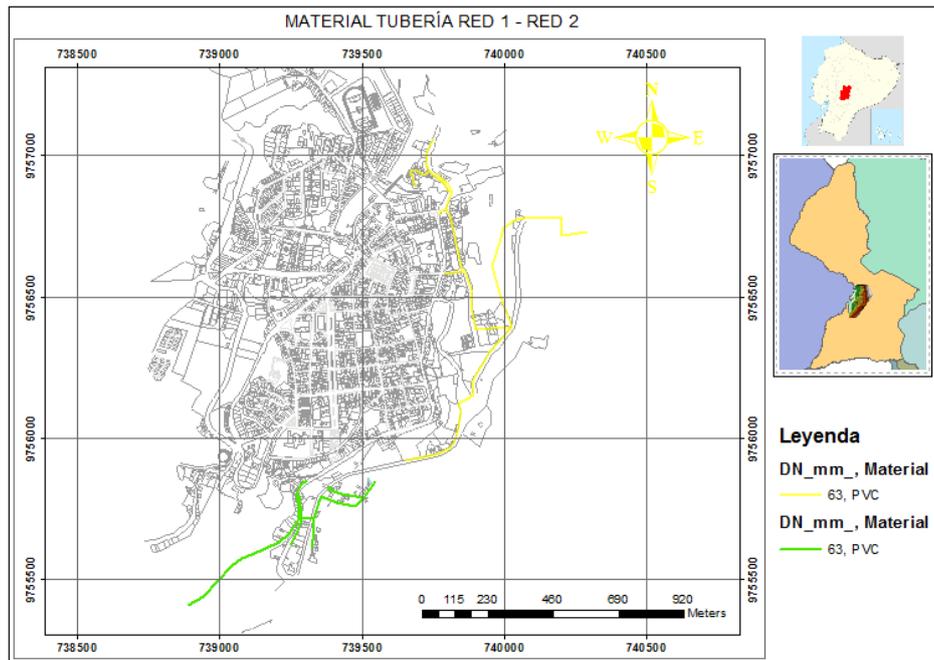


Figura3.13.Detalle de material y diámetros de tubería instalado en red 1 y red 2.

Con respecto al sistema contra incendios, solo la red principal cuenta con hidrantes de tipo aéreos siendo en total 23 (no se cuenta con mayor información acerca de diámetros, tipo etc), mientras que la red 1 y 2 no cuenta con hidrantes. (Ver figura 3.14)

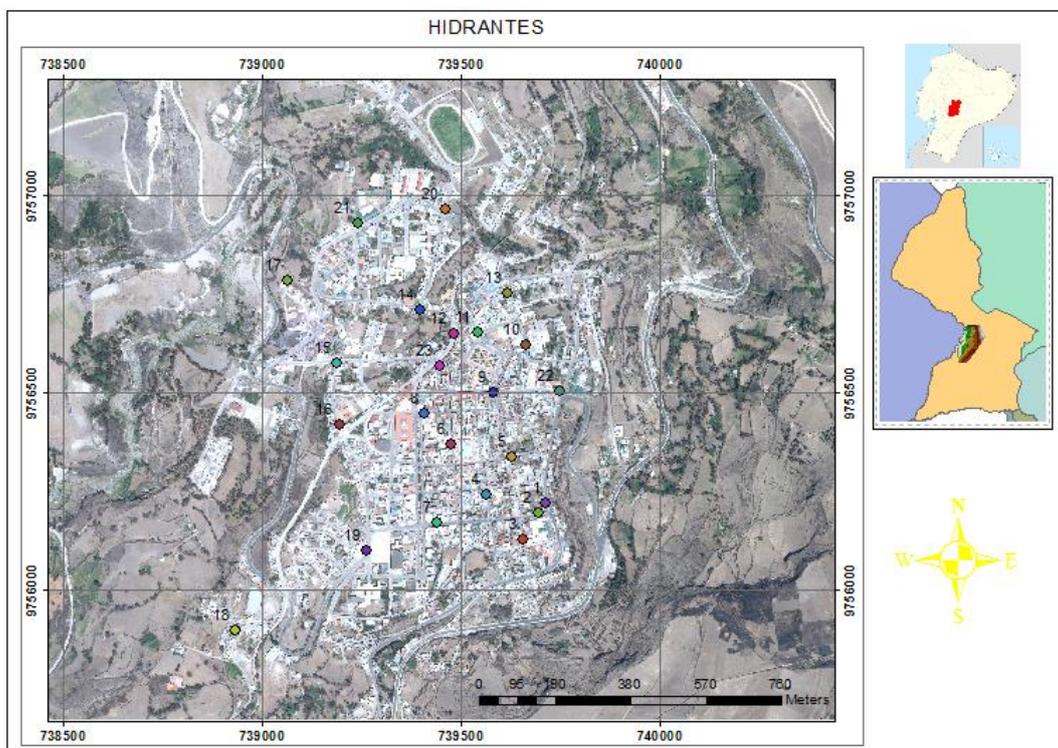


Figura3.14.Eschema de ubicación de hidrantes contra incendios.

CAPITULO 4. MODELADO DE LA RED DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE ALAUSÍ.

Para la realización del modelo matemático de la red de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Alausí, se utilizará el programa computacional EPANET 2.0, es un programa de código abierto desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA) (<https://www.epa.gov>), mediante el cual nos permitirá realizar simulaciones y predecir el comportamiento dinámico del agua en la red en un periodo extendido, y poder evaluar el funcionamiento en un intervalo de tiempo o en los periodos más desfavorables, ayudando a detectar deficiencias en el funcionamiento de la red y así poder plantear un plan de mejoras que nos permita optimizar y mejorar la gestión en la prestación del servicio. Se cuenta con la colaboración del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Alausí por medio de su departamento de agua potable y alcantarillado en la transferencia de la información, datos, planos y demás documentación que aporten para la realización de este trabajo.

Como herramientas de apoyo se utilizará el programa ArcMap 10.2.2, desarrollado por el Instituto de Investigación de Sistemas Ambientales (ESRI) con sede en Redlands, California, que a la vez servirá para la creación de una base de datos, que en el futuro facilite la actualización del modelo.

4.1.- Captura de la información topológica de la red.

La recopilación de la información se realizó en coordinación con el departamento de agua potable y alcantarillado, planificación, recaudación, avalúos y catastros del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Alausí. Dentro de la información obtenida se encuentra:

- Fotografías de reservorios, vertientes (manantiales), accesorios, tuberías, etc.
- Caudales de entrada a la planta de tratamiento. Esta información es aproximada ya que no existe instrumentos de medición (caudalímetro), sino que se lo realiza manualmente de una manera rústica por medio de un canal para tener una estimación del caudal de entrada.
- Ubicación de vertientes.
- Listado de consumos facturados mensuales del año 2017 y número de abonados.
- Volumen y características de reservorios (ubicación, cotas)

- Plano de trazado de la red, en formato CAD. En este plano se encuentran diámetros nominales, material y longitudes de las tuberías, ubicación de válvulas e hidrantes contra fuego.
- Plano de catastro de predios en formato CAD.
- Plano con levantamiento topográfico de calles y avenidas en formato CAD.

La información no recopilada y necesaria para la realización del modelo como rugosidades, diámetros interiores de tuberías, curva de modulación, se obtendrán en base a la bibliografía e información de sistemas de abastecimiento cercanos al lugar de estudio, con características similares de funcionamiento. Para la realización de la simplificación, extracción de datos y esqueletización de la red, se utilizaron herramientas auxiliares como el auto-cad, arcgis, epacad (<https://www.epacad.com/epacad-es.php>) procediendo de la siguiente manera:

Como antecedente de acuerdo al trazado y funcionamiento de la red de distribución de agua, se ha interpretado que el sistema en la actualidad cuenta con una sectorización la cual se detalla en la figura 4.1

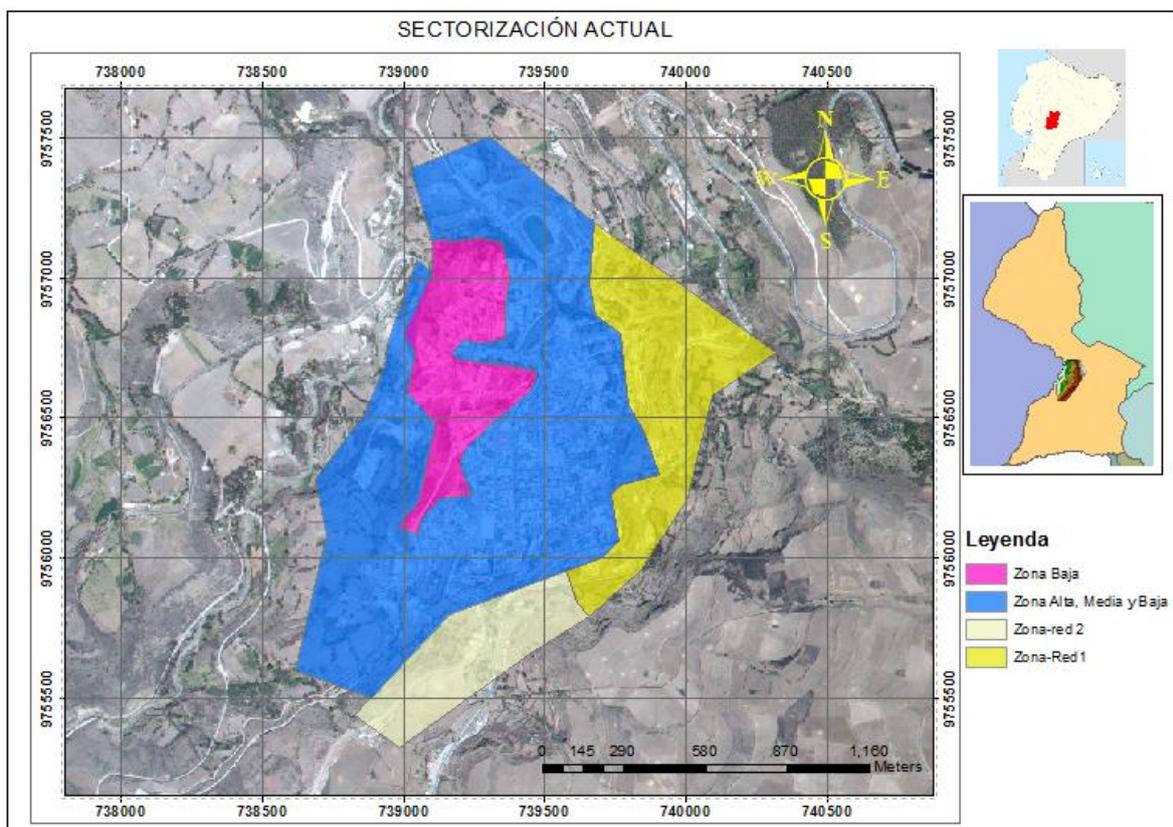


Figura 4.1. Sectorización actual según plano CAD

4.1.1.-Topología de la red

A partir del plano de predios y el plano con el trazado de la red, se creó un nuevo plano unificado. De esta manera se pudo visualizar los posibles puntos de consumo en función del número de predios en servicio.

Al predominar en un gran porcentaje diámetros pequeños y al no ser una red de gran extensión, pierde el sentido la simplificación de la red (eliminación de tuberías de pequeño diámetro), realizando de esta manera una esqueletización mínima. De este modo, todas las tuberías de la red se encuentran en el modelo a excepción de las acometidas domiciliarias como se indica en la figura 4.2



Figura 4.2. Esqueletización de la red.

Dibujada la esqueletización de la red con la ayuda de arcgis, el cad lo convertimos en un shape, y procedemos a extraer los puntos de conexión en función de los vértices de las tuberías, para la eliminación de posibles errores que no son detectados a simple vista, como conexiones y tuberías duplicadas, sobrepuestas, desconectadas etc., creamos una topología por medio de una personal geodatabase y de esta manera corregir los errores. (Ver figura 4.3).

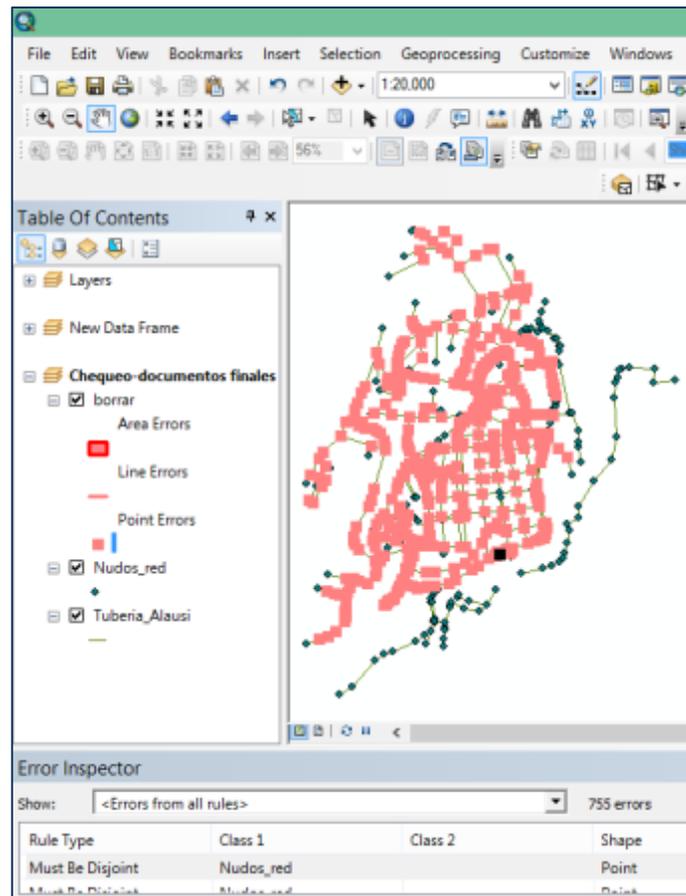


Figura 4.3. Errores de topología.

Validada la topología de tuberías y nudos el shape se lo exporta a autocad y con la aplicación Epacad (<https://www.epacad.com/epacad-es.php>), que es un programada que crea líneas y nudos se genera un archivo tipo "INP" compatible con Epanet de esta manera se obtiene ya el trazado de la red. Epacad es un programa gratuito y es capaz de reconocer y cargar de forma automática ciertas propiedades de los elementos como coordenadas (x,y) en nudos, longitudes de cada tubería, así como también adquiere la cota de elevación a la que se encuentra los nudos que forman la tubería, pero no así su diámetro ni rugosidad, tampoco es capaz de introducir elementos como embalses, depósitos, válvulas, bombas etc., por lo que todos estos elementos y datos indispensables para el modelo se introducen directamente en el programa para una mejor visualización y ubicación de los elementos se carga como fondo de pantalla el plano de predios.

Los siguientes pasos será colocar los elementos singulares y cargar los datos de entrada en todos los elementos, que se realizara en combinación con Arcgis, Excel y el bloc de notas mediante los archivos INP de EPANET.

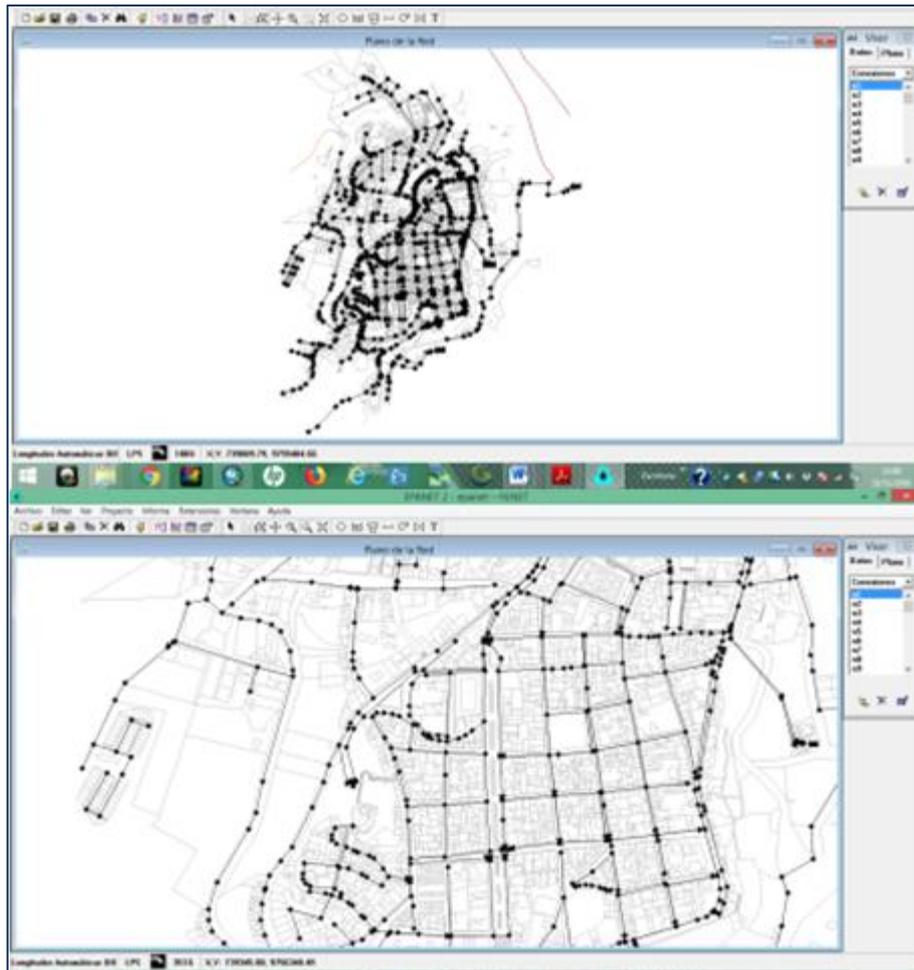


Figura 4.4. Topología en archivo "INP" compatible con Epanet.

4.2.- Asignación de rugosidades.

Epanet, para calcular las pérdidas de carga en las conducciones debido a la rugosidad de las paredes de las tuberías, nos permite seleccionar de tres opciones: método de Hazen – Williams, método de Darcy – Weisbach y el método de Chezy – Manning. Para este modelo se utilizara el método de Darcy – Weisbach *"es el más exacto teóricamente se puede aplicar para cualquier liquido en cualquier régimen que se encuentre"* (Rossman, L. 2000).

Este método utiliza diferentes expresiones según el régimen que se encuentre. Así tenemos que en régimen laminar ($Re < 2000$) utiliza la fórmula de Hagen-Poiseuille, para régimen turbulento ($Re > 4000$) utiliza la aproximación de Swamee y Jain de la ecuación de Colebrook-White, y para régimen transitorio ($2000 < Re < 4000$) utiliza una interpolación cubica del ábaco de Moody. (Rossman, L. 2000).

El uso y el paso del tiempo originan que se produzca variaciones en la rugosidad absoluta de los materiales que conforman las tuberías, disminuyendo así su capacidad de conducción del

caudal. Son diversas las causas que influyen como corrosiones, incrustaciones, formación de depósitos, etc.

Según Sotelo Ávila, (1974) “ indica que el criterio de Genijew es el más efectivo al modificar la rugosidad absoluta del tubo nuevo, de acuerdo con el tipo de agua que va a escurrir y el número de años de servicio con la siguiente expresión”.

$$\epsilon_t = \epsilon_0 + \alpha t$$

Ec 4.1

En donde:

ϵ_0 = Rugosidad del tubo (nuevo), en mm

α = Coeficiente que depende del grupo de calidad en el que se clasifique el agua.

t = Número de años de servicio de la tubería

ϵ_t = Rugosidad de la tubería después de t años de servicio en mm

La rugosidad para cargar en el modelo se ha calculado en base a la teoría indicada anteriormente. En cuanto a la edad de la red no se conoce exactamente el número de años que está en servicio, ya que existen tuberías que han sido cambiadas y tuberías de la red antigua que aún se encuentran funcionando, existiendo así tuberías de PVC y de Asbesto cemento.

Varios son los datos que se han podido investigar producto de encuestas a los trabajadores, llegando a la conclusión de definir 30 años como un tiempo promedio.

Las rugosidades iniciales (tubo nuevo) se determinarán con ayuda de la bibliografía y el coeficiente α se ha determinado en base a la calidad de agua que hace referencia un análisis del laboratorio del GADMC – Alausí, que se asemeja al grupo I de la tabla 4.1, coeficientes α de la fórmula de Genijew.

Coeficiente α de la fórmula de Genijew.		
Grupo	Tipo de Agua	α
I	Agua con poco contenido mineral que no origina corrosión. Agua con un pequeño contenido de materia orgánica y de solución de hierro.	$0.005 < \alpha < 0.055$ valor medio = 0.025
II	Agua con poco contenido mineral que origina corrosión. Agua que contiene menos de 3 mg/l de materia orgánica y hierro en solución.	$0.055 < \alpha < 0.18$ Valor medio = 0.07
III	Agua que origina fuerte corrosión y con escaso contenido de cloruros y sulfatos (menos de 100 a 150 mg/l). Agua con un contenido de más de 3mg/l.	$0.18 < \alpha < 0.40$ Valor medio = 0.2
IV	Agua que origina corrosión, con un gran contenido de cloruros y sulfatos (más de 500 a 700 mg/l). Agua impura con una gran cantidad de materia orgánica.	$0.4 < \alpha < 0.6$ Valor medio = 0.51
V	Agua con cantidades importantes de carbonatos, pero de dureza pequeña permanente, con residuo denso de 2000 mg/l.	A varia de 0.6 a más que 1

Tabla 4.1. Coeficiente α de la fórmula de Genijew.(Sotelo Ávila., 1974)

Mediante la modificación del fichero INP se asignó las rugosidades (ϵt) a cada tubería de acuerdo al material (ver tabla 4.2).

Material	ϵ_0 (mm)	α (tabla grupo I)	t (años)	ϵt (mm)
Asbesto	0.0125	0.025	30	0.7625
PVC	0.007	0.025	30	0.757

Tabla 4.2. Rugosidad absoluta en función del material y tiempo de servicio.

4.3.- Asignación de diámetros.

A partir del shape de tuberías y el archivo cad en donde se encuentra las anotaciones de los diámetros de las tuberías realizamos una unión espacial, con lo cual nos permitirá realizar una extracción de la información en base a la ubicación que puede ser la etiqueta que está

más cercana o la que se cruce con la línea. De esta manera se crea un nuevo shape en el cual se asignado la etiqueta (diámetro) a cada línea (tubería). A partir de la tabla de atributos generamos una tabla dBase y con el bloc de notas de epanet por medio de una hoja de cálculo Excel asignamos los diámetros interiores (según bibliografía) a cada tubería.

4.4.- Asignación de cotas a nudos.

El archivo cad con el trazado de calles y vías (levantamiento topográfico, puntos) lo convertimos en un shape, en cuya tabla de atributos se generara un campo con las elevaciones. A partir de este shape realizamos una extracción de puntos con referencia a los vértices de las líneas y añadimos las coordenadas (x,y). Con este proceso obtenemos un shape de puntos como se indica en la figura 4.5, en el que ya se cuenta con medidas en (X, Y, Z) y a partir de este, generar un modelo digital de elevación (MDE).

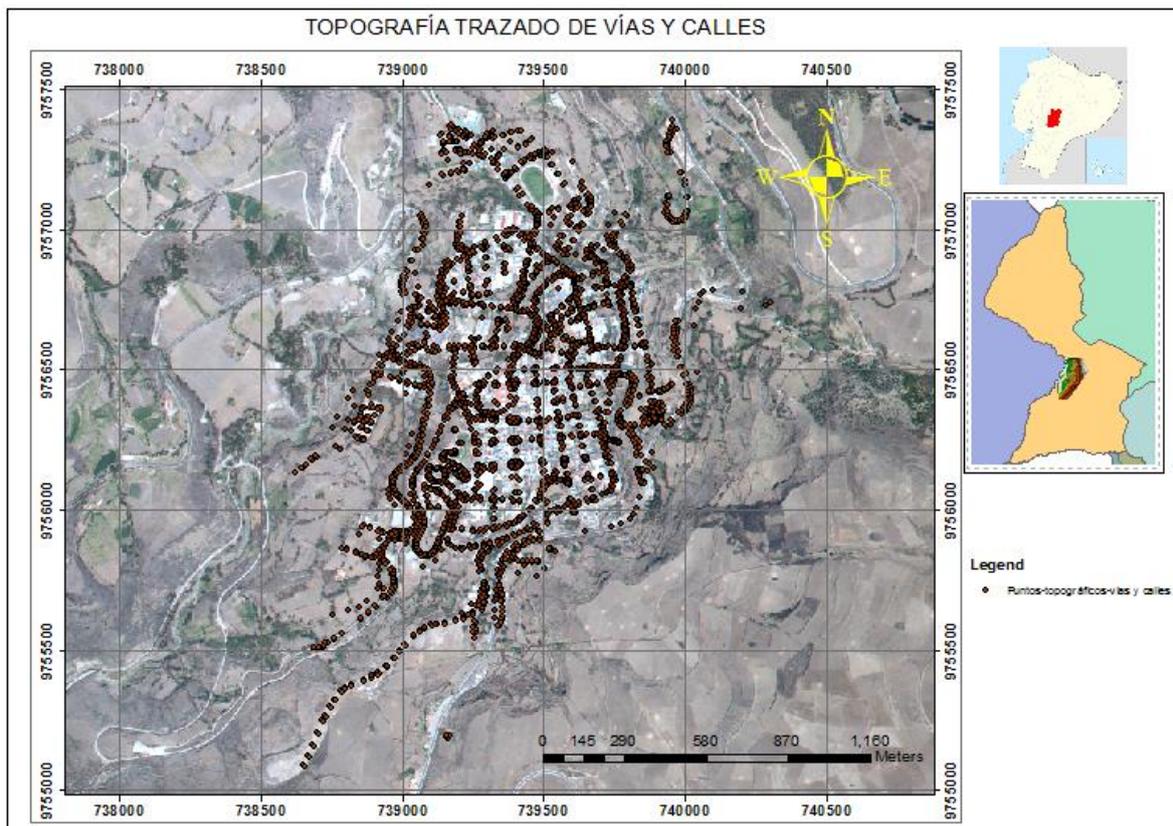


Figura 4.5 Shape de puntos.

Representamos la morfología de la superficie por medio de redes irregulares de triángulos (TIN). (Ver figura 4.6)

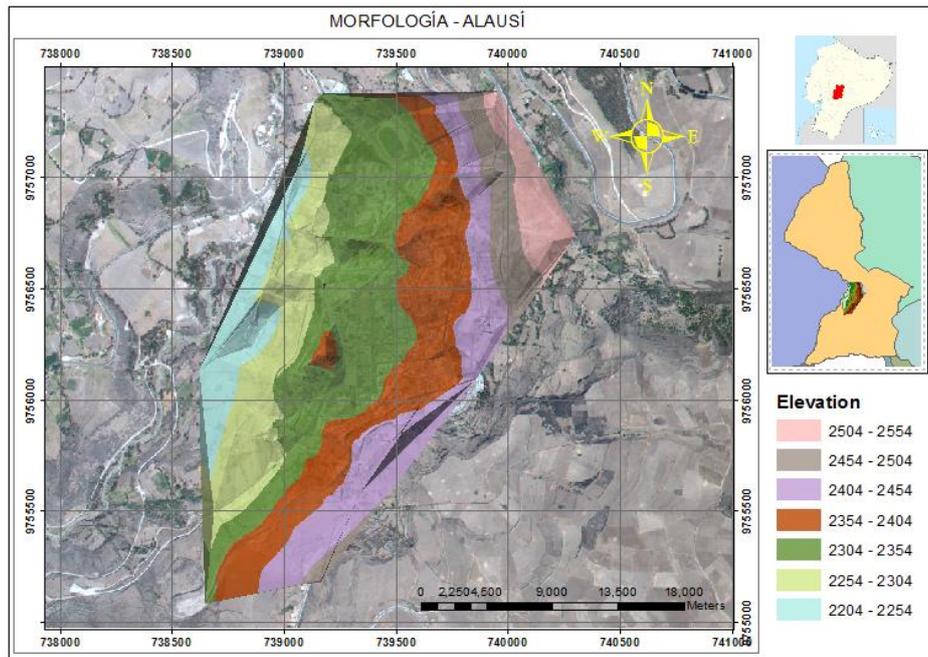


Figura 4.6. Morfología de la superficie

Realizamos una interpolación utilizando la técnica distancia ponderada inversa (IDW), (spatial analyst tools – interpolation – IDW) para de esta manera obtener un raster y poder extraer los valores de cotas de cada nudo de la red (spatial analyst tools – extraction – extract values to points).Figura 4.7.

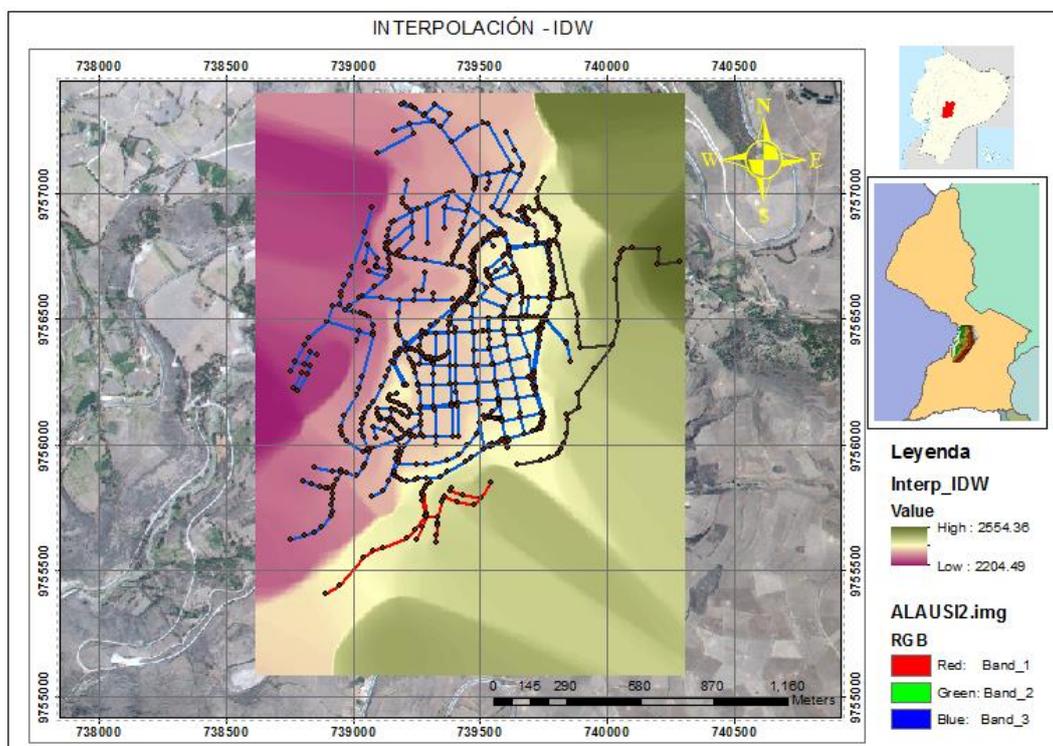


Figura 4.7. Asignación de cotas a partir del raster.

Relacionando el bloc de notas del INP con la tabla de atributos del fichero shape y con la ayuda de una hoja de cálculo de Excel se asignan las cotas a cada nudo buscando los valores de acuerdo a su coordenada.

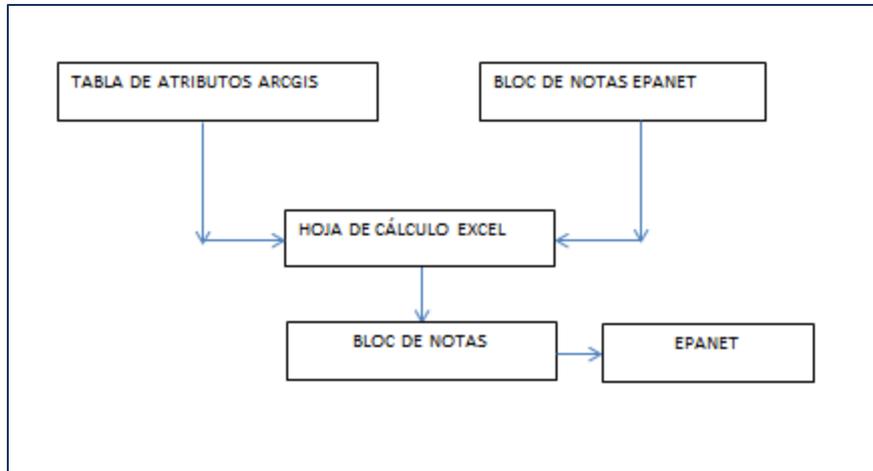


Figura 4.8. Flujograma de asignación de cotas

4.5.- Asignación de demandas.

A partir de la información proporcionada por el departamento de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Alausí de los registros correspondientes al año 2017, se pudo determinar que el uso de agua está estructurado en tres tipos: domestico, comercial y oficial.

La totalidad de los abonados es 1929 abonados (promedio año 2017) más 7 que se les considera como usuarios especiales que corresponde a las unidades educativas y al hospital general.

El 92.71% corresponde a acometidas domiciliars, el 5.38% a acometidas comerciales y el 1.92% a acometidas oficiales (ver figura 4.9), por lo que se puede evidenciar que el uso de agua en la ciudad de Alausí en su mayoría es de tipo doméstico.

Al no contar con patrones de modulación y al ser pequeños los pesos de acometidas comerciales y oficiales para este trabajo se asumirá el 100% como acometidas domiciliars. Para la asignación de las demandas partiremos de un balance hídrico que se detalla más adelante.

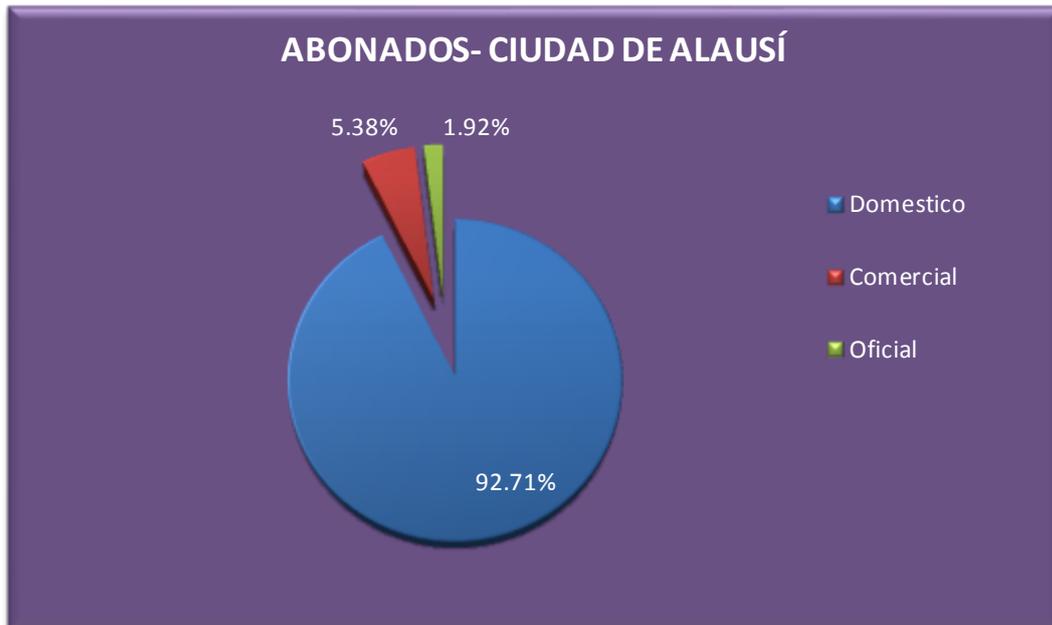


Figura 4.9. Registro abonados 2017.

4.5.1.- Balance hídrico ciudad de Alausí.

A partir del volumen facturado y el número de abonados, se determinó un caudal medio registrado. En la tabla 4.3 se detalla los caudales promedio mensual para cada consumidor.

RESUMEN CAUDAL PROMEDIO MENSUAL		
	Volumen (m3)	Caudal (l/s)
Doméstico	58923.33	22.73
Hospital General	987	0.38
Unidades Educativas	1858.83	0.72
Total	61769.17	23.83

Tabla.4.3.Caudal promedio mensual facturado.

Para establecer el volumen inyectado a la red de distribución, el cálculo se ha basado en el caudal de entrada a la planta de tratamiento medido por un canal rectangular. Bajo estas condiciones y al no disponer de mayor información, considerando el caudal que se pierda por error de medición, mantenimiento de la planta, limpieza, retro lavado etc., se ha asumido un rendimiento del 95% de la planta estimando así el caudal inyectado en la red según el siguiente detalle de la tabla 4.4.

CAUDAL INYECTADO			
Mes	Caudal de ingreso a la planta de tratamiento (l/s)	Caudal-promedio (l/s)	Caudal-inyectado (95%) (l/s)
Enero	38	36.83	34.99
Febrero	38.5		
Marzo	38		
Abril	37		
Mayo	37		
Junio	35		
Julio	34.5		
Agosto	35		
Septiembre	36.5		
Octubre	37		
Noviembre	37.5		
Diciembre	38		

Tabla.4.4.Caudal inyectado.

Finalmente, el rendimiento volumétrico global del abastecimiento de agua potable de la ciudad de Alausí, es el cociente entre el caudal registrado (volumen facturado) y el caudal inyectado al sistema la relación sería:

$$\eta_s = \frac{Q_r}{Q} = \frac{23.83}{34.99} \times 100 = 68.10\%$$

De acuerdo a la tabla Tabla 2.1, (Calificación de la gestión de un abastecimiento en función de η_s) según (Cabrera et al., 1999), este abastecimiento obtendría una calificación de regular ($0.6 < \eta < 0.7 =$ Regular).

La diferencia de estos dos caudales, inyectado y facturado, corresponde al caudal incontrolado que en este caso sería 11.16 l/s. De este caudal incontrolado, un porcentaje

verdaderamente puede ser consumido y el resto correspondería a fugas, pero la dificultad y el no contar con sistemas de medición con tecnología que permita este control, impide aplicar una metodología con el que podamos discriminar el caudal incontrolado consumido, del caudal incontrolado fugado. Por tal motivo para determinar el caudal de fugas se hará una estimación basándonos en la bibliografía y en estudios realizados en otros abastecimientos.

Según Vela et al, (1994) *“Este volumen constituye una verdadera perdida y es difícil de cuantificar, a no ser indirectamente por diferencia entre el volumen aportado y el resto de volúmenes; además interesa conocer su composición, su variación con el tiempo y su relación con la presión existente.”*. Este volumen constituye las pérdidas de agua por roturas de tuberías, por defectos del sistema, perdidas y evaporación en depósitos y conexiones ilegales. Constituye la fracción del volumen de agua no registrada generalmente más importante, por encima del 50%.

Según Andrés, (1995) el agua no contabilizada, la determinación de su estructura y la medición de cada componente son primordiales para determinar y optimizar el balance hídrico en un sistema de distribución de agua potable. La fuga es la fracción más importante del agua no contabilizada que puede llegar a ser hasta aproximadamente un 50%; errores de medición 15%; agua para lavado 15%; conexiones ilegales, lavado de calles y recreación 10% y otros 10%. (Ver figura 4.10)



Figura 4.10. Distribución volumen incontrolado.(Andrés, 1995)

Otro estudio interesante es el realizado por la Asociación Española de Abastecimiento de Agua y Saneamiento (AEAS) y la Asociación Española De Empresas Gestoras De Los Servicios De Agua Urbana (AGA), (XV Estudio Nacional – 2018 – Suministro de agua potable y saneamiento en España).

Según esta indica que. *“Las pérdidas reales de agua, comprenden las fugas en la red de distribución y en las acometidas y las pérdidas por roturas en las conducciones. Por ello, el índice de ANR es inadecuado como indicador de la eficiencia de las redes, a no ser que se utilice como fines ambientales o económicos y no puede interpretarse nunca como sinónimo de pérdidas y fugas en las redes, que son solo una fracción del Agua No Registrada. Actualmente en España, la media del ANR es el 22%”*(AEAS & AGA, 2018).

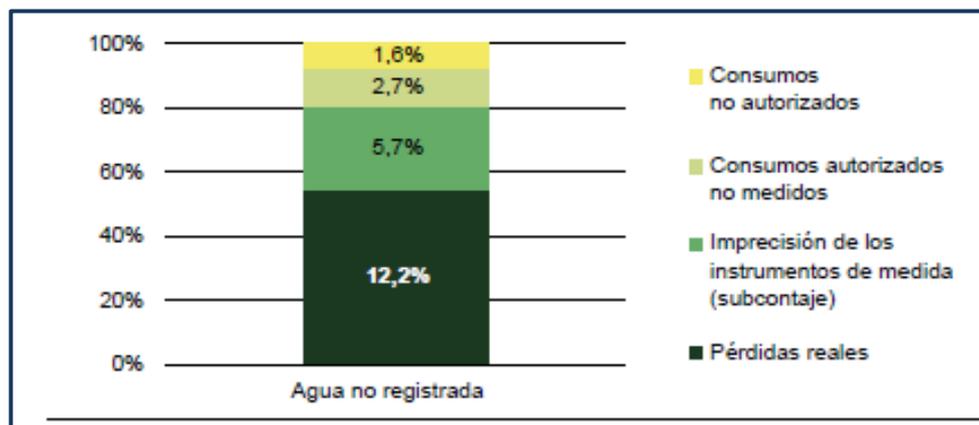


Figura 4.11. Estructura del ANR. (AEAS & AGA, 2018)

Si bien conocemos que cada sistema de abastecimiento tiene su particularidad y que los valores que se mencionan en las hojas arriba dependen de muchas características propias de cada sistema, pero a falta de información para este trabajo asumiremos un 50% como caudal fugado del total de agua no registrada, apoyándonos en los estudios realizados, que es más razonable asumir este porcentaje para cargarlo en el modelo a que se asuma toda el agua no registrada (ANR) como fugas.

En la figura 4.12 se detalla un resumen del balance hídrico de la ciudad de Alausí.

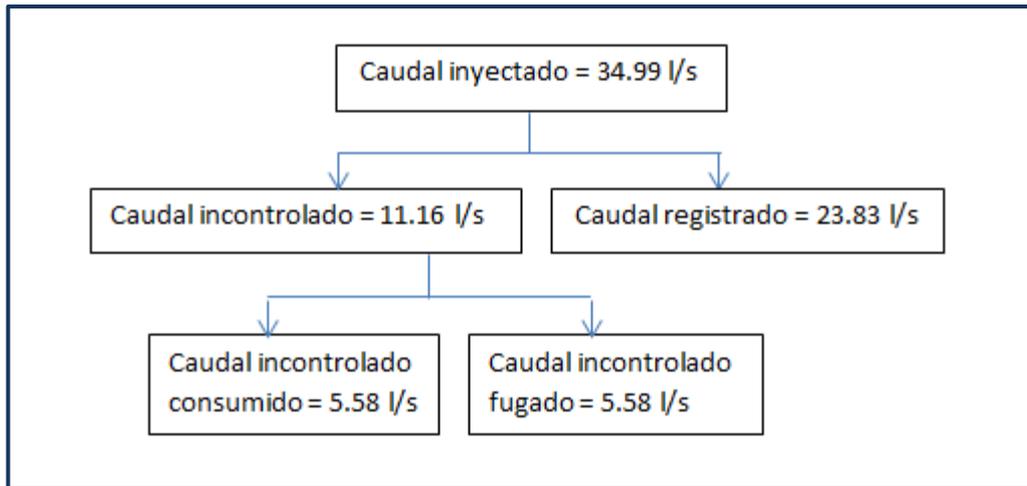


Figura 4.12. Balance hídrico - Alausí

4.5.2.- Asignación de caudal registrado y caudal incontrolado consumido.

Dentro de la bibliografía encontramos varias metodologías para asignar la demanda media a un nudo, que en parte dependerá del tipo de información que se disponga para plantear una estrategia de asignación. En este trabajo se cuenta con el número de abonados por manzanas, volumen facturado mensual, y 7 puntos de consumo especial que se cuenta con su demanda y ubicación en el modelo. De acuerdo a esta información se propone realizar una asignación basada en el número de abonados, determinando una demanda unitaria que resultaría del cociente del volumen facturado y el número de abonados. La demanda de cada nudo por concepto del caudal registrado se obtendrá multiplicando la demanda unitaria por el número de abonados que de servicio ese nudo, y la asignación del caudal incontrolado consumido se realizará espacialmente de manera equitativa en todos los nudos.

En conclusión, la demanda base de los nudos para cargar en el modelo resultara de la suma del caudal registrado (facturado) y el caudal incontrolado consumido, se calcula como.

$$D_b = Q_r + Q_{ic} \quad \text{Ec 4.2}$$

Donde:

D_b = demanda base.

Q_r = caudal registrado.

Q_{ic} = caudal incontrolado consumido.

Para cargar las demandas en el modelo lo realizaremos creando un archivo de escenario que luego se importará a Epanet.

En la figura 4.13 se esquematiza el procedimiento de asignación de abonados a los puntos de consumo.



Figura 4.13. Metodología distribución de abonados.

$$du = \frac{\text{Caudal medio facturado}}{\text{N}^\circ \text{ de Abonados}} \quad \text{Ec 4.3}$$

Donde:

du = Demanda unitaria

Demanda Unitaria			
	Caudal medio (l/s)	Abonados	Demanda unitaria (l/s)
Caudal facturado	22.73	1929	0.0118

Tabla.4.5. Detalle demanda unitaria.

La asignación de las demandas de los 7 puntos de consumo especial será realizada directamente en el modelo, de acuerdo a la ubicación que se detalla en la figura 4.14.

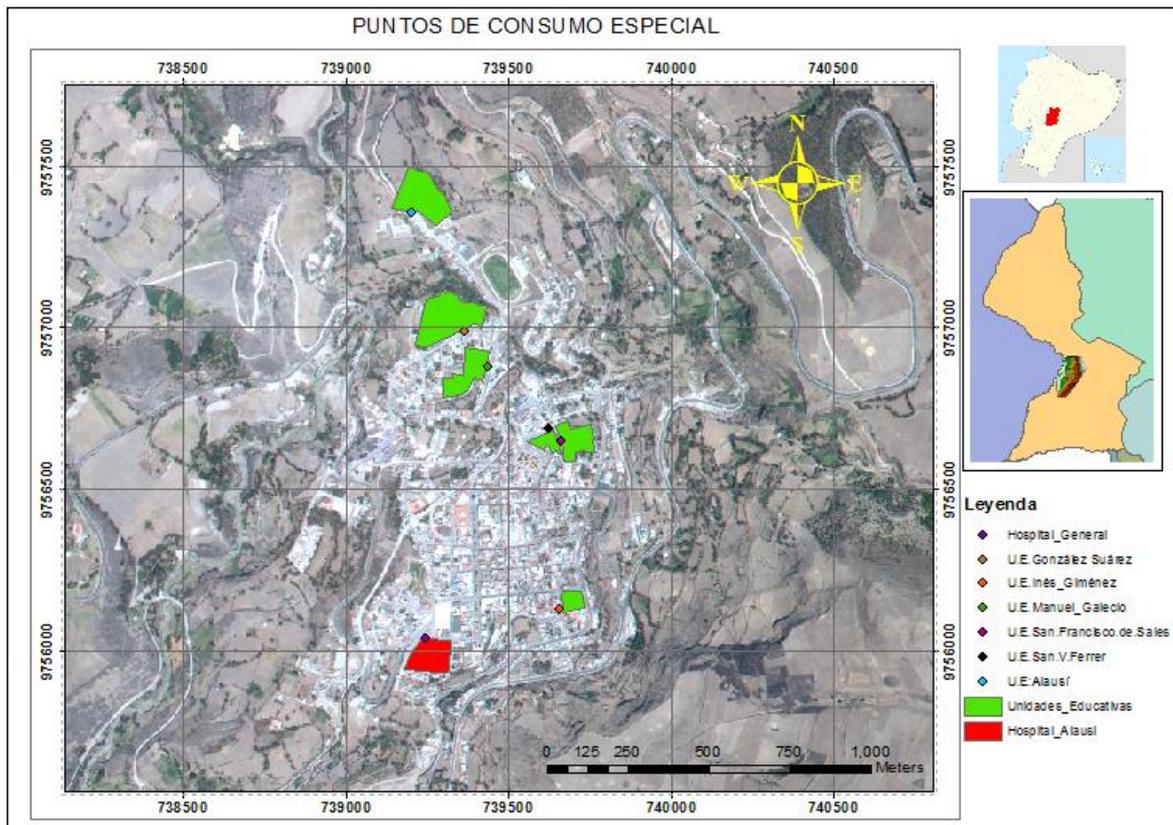


Figura 4.14. Ubicación puntos de consumo especiales.

4.5.3.- Asignación del caudal incontrolado fugado.

Para este modelo el caudal fugado se considerará como dependiente de la presión, y se ha modelizado por medio de un emisor en EPANET. Se puede deducir en base a la literatura que se ha revisado que el valor del exponente emisor toma valores bajos cuando mayor es la rigidez de la tubería, y altos cuando su rigidez baja, en nuestro caso la red de distribución se encuentra constituida en su mayoría por tubería de policloruro de vinilo (PVC), y un pequeño porcentaje de asbestocemento.

Según los ensayos que se han realizado, para este tipo de materiales el valor del exponente emisor toma valores próximos de entre 0.5 y 1.5, por lo cual se asumirá para este modelo un valor medio que será de 0.8.

El siguiente paso es identificar los coeficientes de descarga (coeficiente de fuga, coeficiente emisor) en cada nudo teniendo en cuenta el volumen de fugas obtenido en el balance, porcentaje de la red modelizada y características físicas de las tuberías. Para este modelo se seguirá la metodología propuesta en (Conejos, 2015), dicho esto mencionaremos ciertas bases y consideraciones a tener en cuenta previo a la obtención de los coeficientes emisores.

Para los modelos dinámicos se requiere conocer la modulación de las demandas en un periodo de tiempo por ejemplo 24 horas. Normalmente se conoce al menos la modulación del caudal inyectado al sistema, a través de la medida de caudalímetros. Sin embargo en nuestro caso no disponemos de dichas mediciones por lo que procederemos a estimar dicha modulación a partir de la información publicada para abastecimientos, por tal motivo se recurre a la información del abastecimiento de la ciudad de Riobamba, ciudad cercana y con características de vida similar a la de nuestro estudio.

Por medio de su Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado (EMAPAR), realizó un estudio para analizar las fluctuaciones de los consumos a lo largo del día, identificando las horas en donde se produce un aumento o disminución considerable del agua inyectada a la ciudad, obteniendo los siguientes coeficientes y curva de modulación, (Chuquín. 2016). (Ver tabla 4.6 y figura 4.15).

CURVA DE MODULACIÓN CIUDAD DE RIOBAMBA					
Hora	Factor de Demanda	Hora	Factor de Demanda	Hora	Factor de Demanda
1	0.5	9	1.18	17	0.9
2	0.4	10	1.31	18	0.9
3	0.4	11	1.46	19	0.98
4	0.4	12	1.56	20	1.1
5	0.59	13	1.6	21	1.12
6	1.11	14	1.5	22	1.02
7	1.1	15	1.2	23	0.9
8	1.07	16	1	24	0.7

Tabla.4.6. Coeficientes de modulación.(Chuquín. 2016)

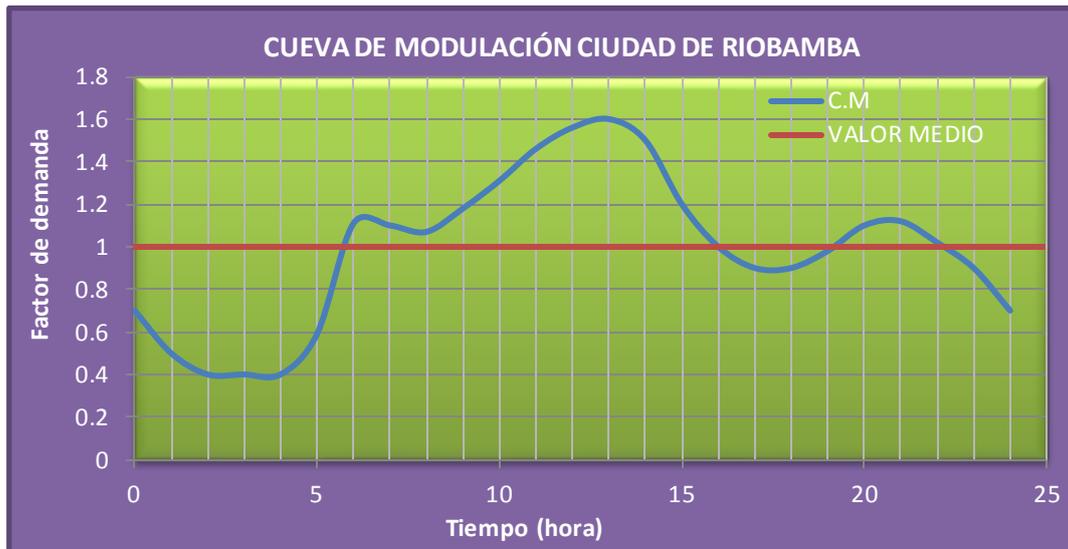


Figura 4.15. Detalle curva de modulación Riobamba. (Chuquín. 2016)

Para la distribución de fugas, asumiremos en nuestro modelo que las fugas varían espacialmente y temporalmente según el rango de presiones y el caudal incontrolado consumido (instalaciones ilegales, error de medición y ausencia de contadores) variará espacialmente en todos los nudos de la red y temporalmente, siguiendo el mismo patrón asignado para las demandas registradas en cada nudo, como se ha descrito en el apartado anterior. De este modo, sumándolo con la demanda media tendremos una nueva demanda que llamaremos demanda total (Q_d), es así que el caudal consumido (Q_{ci}) en un nudo (i) en un instante (t) será:

$$Q_{ci}(t) = Q_{di}(t) + Q_{fi}(t) \quad \text{Ec 4.4}$$

En donde:

$Q_{ci}(t)$ = Caudal consumido en un nudo (i) en un instante (t)

$Q_{di}(t)$ = Caudal de un nudo (i) en un instante (t)

$Q_{fi}(t)$ = Caudal de fuga de un nudo (i) en un instante (t)

Según Conejos, (2015). Germanopoulos (1985) propuso un modelo para considerar la dependencia de las fugas con la presión en el que asumía que las fugas se distribuyen uniformemente a lo largo de la tubería cuyos nudos de conexión son (i) y (j) si bien el caudal de fuga se puede considerar distribuido en partes iguales entre los nudos (i) y (j) en forma de

caudales nodales, es así que el caudal de fuga de un nudo (i) para un instante (t) estará dado por:

$$Q_{fi}(t) = C \cdot \sum_{i \in j_i} \frac{1}{2} (L_{ij} \cdot (P_{ij}(t))^N) \quad \text{Ec 4.5}$$

En donde:

$Q_{fi}(t)$ = Caudal de fuga de un nudo (i) en un instante (t).

C = Constante global que depende de las características de la red.

L_{ij} = Longitud de la tubería entre el nudo (i)(j)

P_{ij} = Presión media de la tubería y se aproxima mediante la semisuma de las presiones de los nudos extremos (i) y (j).

$$P_{ij} = \frac{(P_i + P_j)}{2} \quad \text{Ec 4.6}$$

N = Exponente emisor.

Establecidas estas bases y consideraciones identificaremos los coeficientes de fuga de acuerdo a los siguientes pasos:(Conejos, 2015)

- a) Establecer una curva de modulación del caudal total inyectado para un periodo de simulación (T)
- b) Calcular el volumen de fugas en la red durante el periodo de simulación (T).
- c) Asignar las demandas medias de los usuarios para un periodo (T) en cada nudo y su curva de modulación que en la actualidad con la telemetria en los contadores domiciliarios es posible obtener. De no poseer esta información se puede considerar

inicialmente que su modulación es la modulación global del caudal suministrado o inyectado.

- d) Como un primer paso para cargar el modelo se incrementa la demanda base y se asigna la modulación considerada con el objetivo de satisfacer el balance de caudales instantáneos de modo que en cada instante el caudal inyectado o suministrado a la red sea igual a la suma de caudales consumidos o asignados en los nudos.

$$Q_s(t) = \sum_{i \in j} Q_{c,i}(t) \quad \text{Ec 4.7}$$

Con esto estamos repartiendo el caudal inyectado al sistema entre los nudos de la red para cada instante. El caudal consumido o asignado a cada nudo estará constituido por el caudal demandado registrado y caudal incontrolado (fugas e incontrolado consumido).

$$Q_{c,i} = Q_s(t) \frac{Q_{di}(t)}{\sum Q_{di}(t)} \quad \text{Ec 4.8}$$

$$f_{ci}(t) = \frac{Q_{ci}(t)}{\bar{Q}_{di}} \quad \text{Ec 4.9}$$

- e) Simulando la red obtenemos las presiones en cada nudo (i) e instante (t) y si estimado un volumen medio de fugas (V_f) en la red, podemos obtener los valores provisionales de los coeficientes de fuga con la siguiente expresión.

$$C1 = \frac{V_f}{\sum_t \sum_{ij \in s} L_{ij} [P_{ij}(t)]^N \cdot \Delta t} \quad \text{Ec 4.10}$$

- f) Ya identificado los coeficientes de fuga se puede determinar el caudal de fuga total en cada nudo (i) en un instante (t) y con esto, el $Q_f(t)$.

De la ecuación 4.4 se puede obtener el $Q_{di}(t)$, pero se debe tener en cuenta que esto puede conducir a tener valores negativos de $Q_{di}(t)$, sobre todo en la noche donde los caudales consumidos son mínimos y las fugas adquieren su valor máximo debido a las presiones máximas. En Conejos, (2015) como solución manifiesta que *“una alternativa es restar primero las fugas totales al caudal entrante a cada hora y repartir a continuación el caudal total demandado proporcionalmente a las demandas base de cada nudo.”*

Para evitar este inconveniente primeramente se obtendrá una demanda total $Q_d(t)$ en un instante (t) según la siguiente expresión:

$$Q_d(t) = Q_s(t) - Q_f(t) \quad \text{Ec 4.11}$$

Este $Q_d(t)$ se proratea a los nudos de la red de forma proporcional a la demanda base asignada en cada nudo, de esta manera el $Q_{di}(t)$ vendrá dado por:

$$Q_{di}(t) = Q_d(t) \frac{\overline{Q}_{di} \cdot f_{di}(t)}{\sum_i \overline{Q}_{di} \cdot f_{di}(t)} \quad \text{Ec 4.12}$$

En nuestro caso se ha considerado una misma curva de modulación para todos los nudos por lo tanto se expresará de la siguiente manera:

$$Q_{di}(t) = Q_d(t) \frac{\overline{Q}_{di}}{\sum_i \overline{Q}_{di}} \quad \text{Ec 4.13}$$

Con esto, el factor de modulación para las demandas y el caudal consumido por un nudo (i) en un instante (t), se expresaría de la siguiente manera:

$$f_{di}(t) = \frac{Q_{di}(t)}{\overline{Q}_{di}} \quad \text{Ec 4.14}$$

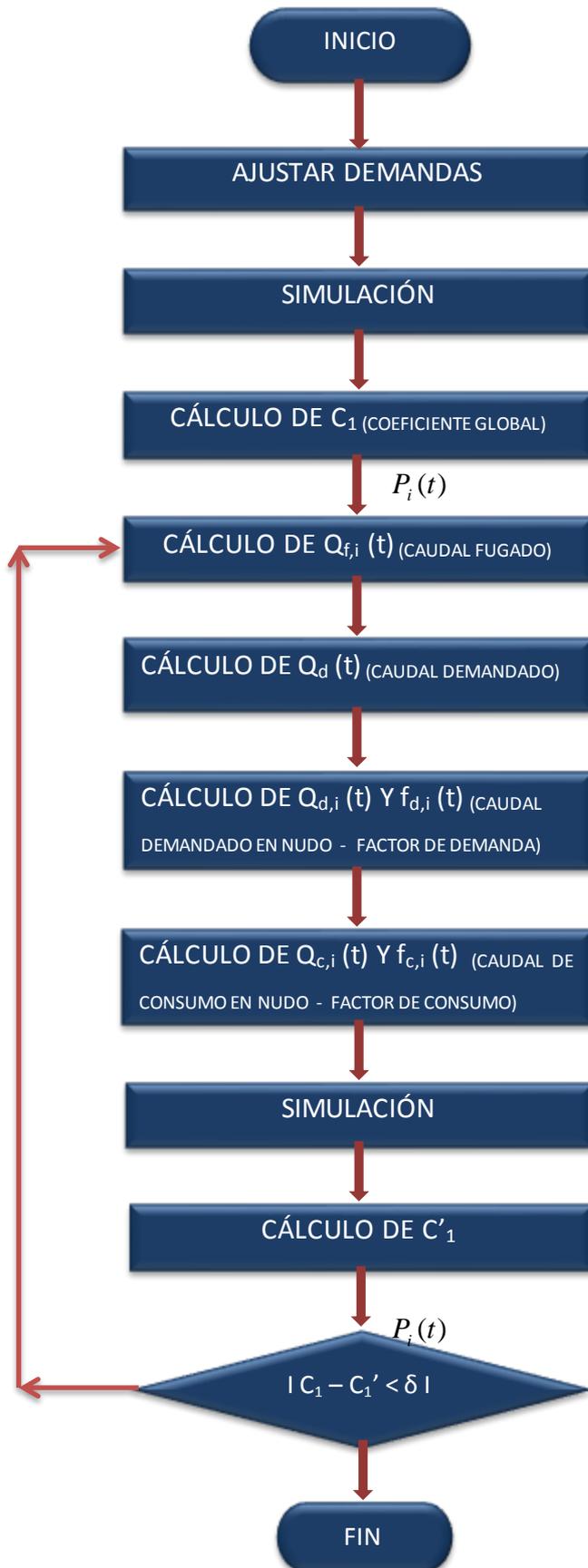
$$Q_{ci}(t) = f_{di}(t) \cdot \bar{Q}_{di} + Q_{fi}(t)$$

Ec 4.15

- g) Por el momento el $Q_{ci}(t)$ se considerara fijo en cada intervalo (t) y se obtendrán nuevas presiones en todos los nudos, con lo cual los pasos e) y f) se repetirán para actualizar los valores de $Q_{di}(t)$ y $C1$.

Este es un proceso iterativo y termina cuando la diferencia de los coeficientes de fuga entre dos iteraciones consecutivas sea menor a una tolerancia dada.

4.5.3.1.-Diagrama de bloques - Obtención de los coeficientes de fuga. (Conejos, 2015)



$$Q_s(t) = \sum_{i \in j} Q_{c,i}(t)$$

$$C1 = \frac{Vf}{\sum_t \sum_{ij \in s} L_{ij} [P_{ij}(t)]^N \cdot \Delta t}$$

$$Q_{f,i}(t) = C_1 \sum_{i \in j} \frac{1}{2} [L_{ij} (P_{ij}(t))^N]$$

$$Q_d(t) = Q_s(t) - Q_f(t)$$

$$Q_{d,i}(t) = Q_d(t) \frac{\bar{Q}_{d,i}}{\sum_i \bar{Q}_{d,i}}$$

$$f_{d,i}(t) = \frac{Q_{d,i}(t)}{\bar{Q}_{d,i}}$$

$$Q_{c,i}(t) = f_{d,i}(t) \cdot \bar{Q}_{d,i} + Q_{f,i}(t)$$

$$f_{c,i}(t) = \frac{Q_{c,i}(t)}{\bar{Q}_{d,i}}$$

Una vez obtenidos los coeficientes de fuga, pasamos a corregir la curva de modulación que se asumió al inicio obteniendo los factores de modulación finales en la Tabla.4.7 se indica los nuevos coeficientes de modulación.

CURVA DE MODULACIÓN DEMANDA CALCULADA			
Hora	Fd-correg	Hora	Fd-correg
1	0.38	13	1.75
2	0.26	14	1.62
3	0.26	15	1.25
4	0.26	16	1.00
5	0.49	17	0.87
6	1.14	18	0.87
7	1.12	19	0.97
8	1.08	20	1.12
9	1.22	21	1.15
10	1.38	22	1.02
11	1.58	23	0.87
12	1.70	24	0.63

Tabla.4.7.Coefficientes de modulación demanda calculada.

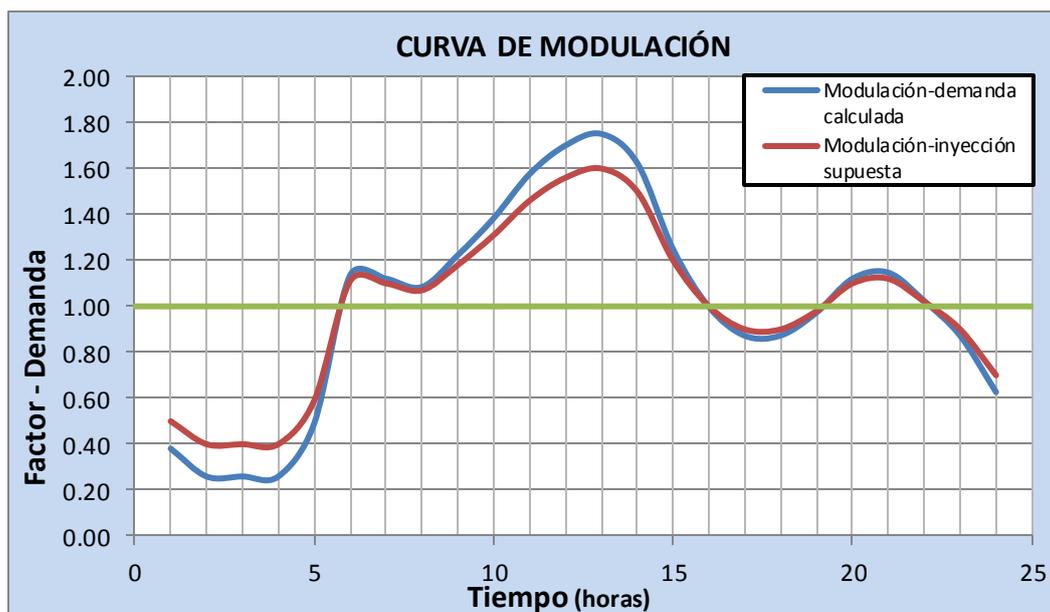


Figura 4.16.Detalle curva de modulación supuesta-curve de modulación calculada.

El coeficiente global de fugas que se ha obtenido tras las iteraciones realizadas son los siguientes:

Nº	Iteración	C1 (coeficiente)	Q. inyectado (l/s)	Q. simulado (l/s)	Error
1	6.958125E-06	6.958415E-06	34.992	34.994	0.006%
2	6.958413E-06				
3	6.958415E-06				

Tabla.4.8.Iteraciones coeficiente global de fugas.

4.6.-Calibración.

Una vez obtenido el modelo de la red, la etapa final de su elaboración es el ajuste o calibración de su funcionamiento, el cual se lo realiza por comparación entre los valores de las variables (presiones, caudales) obtenidos en las simulaciones, con los valores de medidas realizadas en la red real, en nuestro caso no se ha realizado dicha calibración del modelo por no contar actualmente con medidas de estas variables en el abastecimiento.

CAPITULO 5. ANÁLISIS HIDRÁULICO Y DIAGNOSTICO.

Para el análisis del funcionamiento de la red de abastecimiento de agua de la ciudad de Alausí se realizará bajo dos escenarios con la finalidad de analizar la capacidad hidráulica en condiciones de máximo consumo (caudal punta) y mínimo consumo (caudal valle).

Las presiones de servicio se establecen de acuerdo al CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN SU PARTE IX OBRAS SANITARIAS. CO 10.07 – 601. Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de agua residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. Las fugas en el modelo quedan modelizadas con un emisor y un coeficiente, calculado a partir de la longitud de las tuberías que concurren en cada nudo y el coeficiente global de fugas obtenido tras el proceso iterativo descrito en el apartado anterior.

5.1.-Análisis de caudales hora punta.

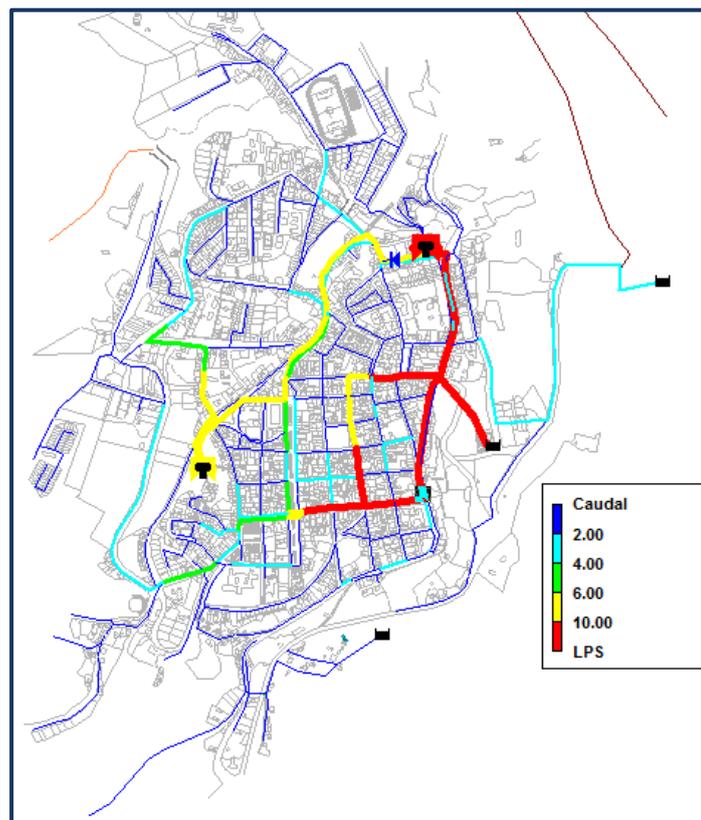


Figura 5.1.Caudales circulantes hora punta.

De acuerdo al análisis realizado se presenta el siguiente cuadro (ver tabla 5.1) con los detalles del uso de tubería según el caudal circulante en hora punta.

Caudal (l/s)	Tubería (m)	%	
> 10	1709.05	5.88%	
6 - 10	1680.22	5.78%	
4 - 6	1150.98	3.96%	
2 - 4	4567.83	15.70%	
< 2	19979.25	68.69%	

Tabla.5.1. Uso de tubería según caudal circulante (hora-punta)

Se puede observar que las tuberías con mayor transporte de caudal se presentan al inicio de la distribución por lo cual se podría deducir que corresponden a las tuberías primarias que claramente se puede notar de color rojo presentando caudales mayores a 10 l/s, (ver figura 5.2 y 5.3) en tuberías con diámetros nominales de 160 mm y 110 mm, de acuerdo a estas condiciones y para las demandas actuales no presenta inconvenientes con respecto a su capacidad de transporte.



Figura 5.2. Tuberías con mayor transporte de caudal.

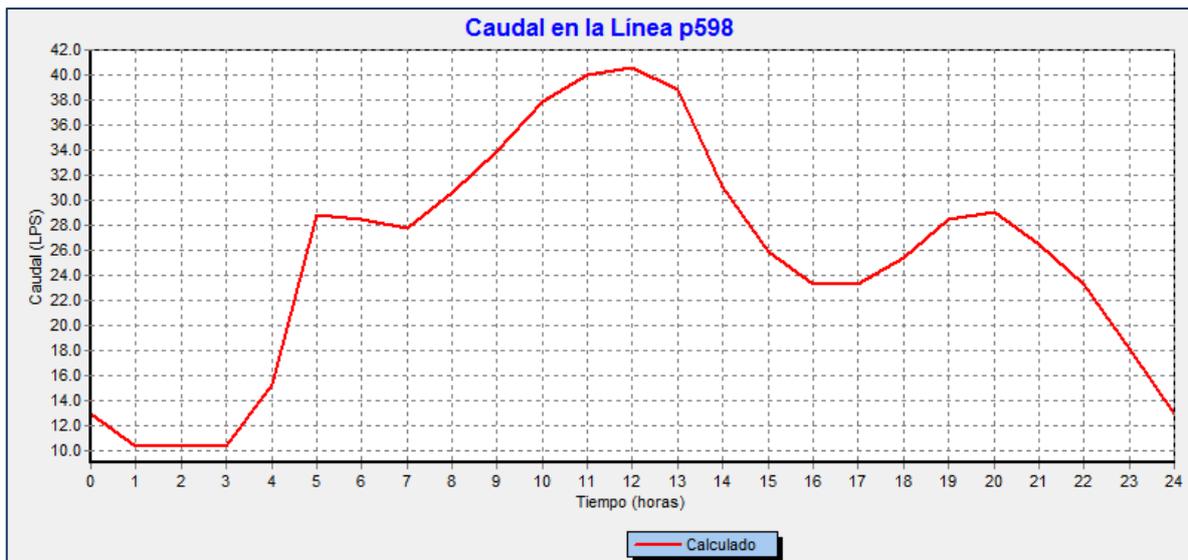


Figura 5.3. Evolución temporal en una de las tuberías primarias (p598)

5.2. Análisis de velocidades.

5.2.1. Hora punta.

Es el escenario en donde se generan las máximas velocidades en las tuberías, ocasionando desgaste en las paredes por la fricción y a la vez se generan las mayores pérdidas de carga.

De acuerdo al CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN SU PARTE IX OBRAS SANITARIAS. CO 10.07 – 601. Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de agua residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes, sugiere que esta velocidad en lo posible se mantenga en 1.5 m/s. En otra documentación como la sugerida por la Organización Panamericana de la Salud este rango se encuentra entre 0.5 a 2 m/s. El Canal de Isabel II establece para conducciones por gravedad para diámetros < 300mm 1.5 m/s (Agüi López et al., 2012), si bien estos valores corresponden a etapas de diseño, en sistemas en funcionamiento estos valores tienden a cambiar por varios factores, por disminución del diámetro (edad-incrustaciones), expansión de redes etc. Para el análisis de esta red se asumirá como máxima 2 m/s.

En las simulaciones realizadas se puede identificar tuberías que se encuentran funcionando con velocidades mayores a 2 m/s, encontrándose la máxima velocidad en una tubería de 2.94 m/s, (ver figura 5.5) por lo que se podría deducir que en estas condiciones de operación y de acuerdo a las sugerencias de la norma, estas tuberías se encuentran infradimensionadas. Por otro lado encontramos tuberías que se encuentran funcionando

con velocidades menores a 0.5 m/s. Estas velocidades bajas se presentan sobre todo en las zonas ramificadas al final de los ramales, deduciendo un sobredimensionado de estas. (Ver figura 5.4).

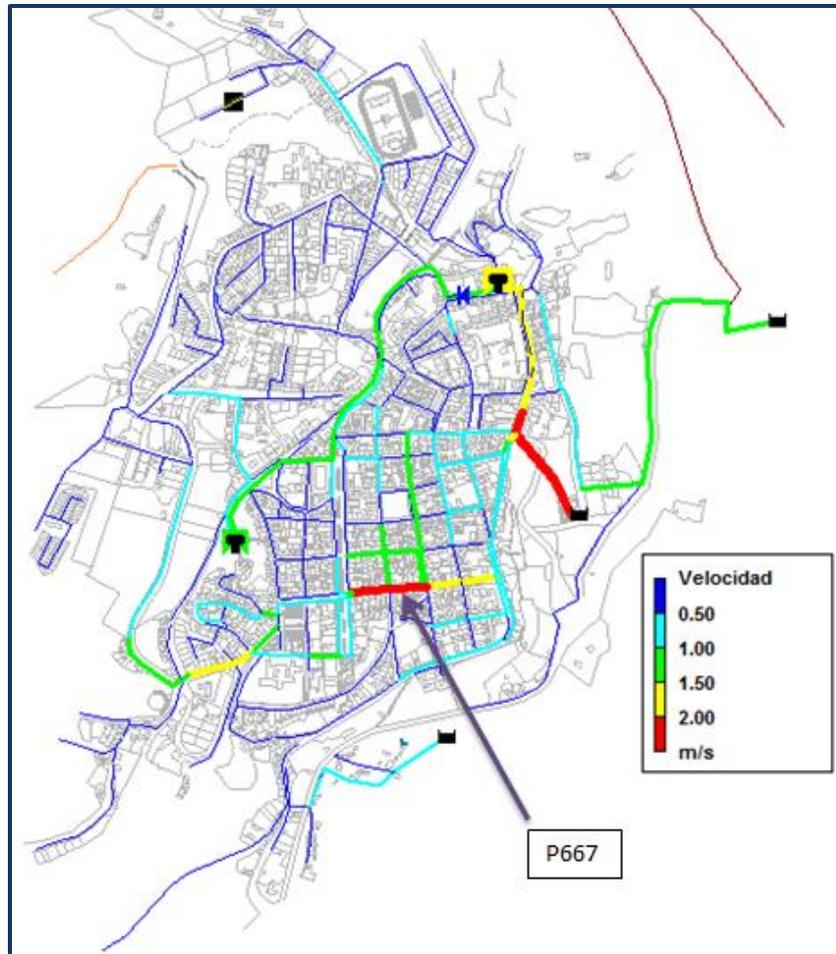


Figura 5.4. Detalle de velocidades en hora punta.

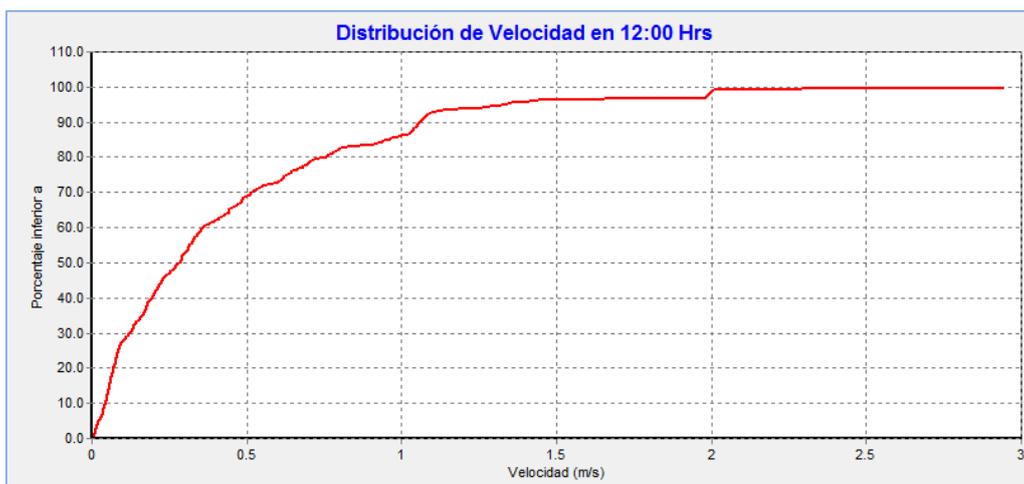


Figura 5.5. Distribución de velocidades en hora punta.

5.2.2. Hora Valle.

En este escenario es en donde se presenta el menor consumo y por ende las velocidades más bajas de circulación en la red. Encontramos tuberías con velocidades inferiores a 0.1 m/s, (ver figura 5.6 y 5.7) por lo que se recomienda realizar un plan de purgas sobre todo en los extremos de las redes ramificadas, con el objetivo de eliminar el agua retenida o estancada que no mantienen una adecuada circulación en determinados puntos de consumo de la red, lo cual podría llevar a que se origine problemas con respecto a la calidad del agua.

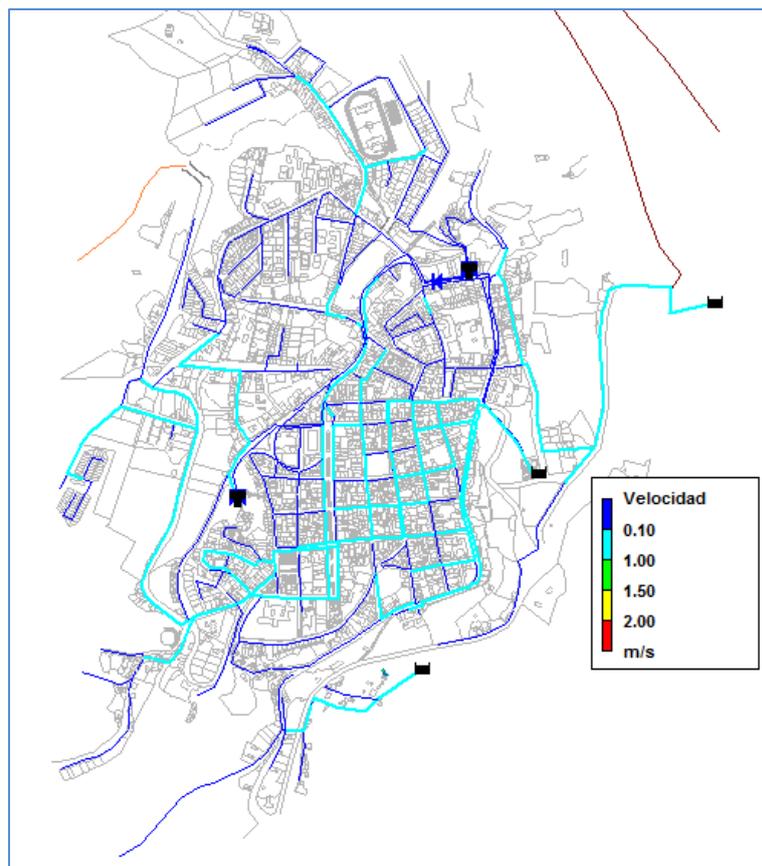


Figura 5.6. Detalle de velocidades en hora valle.

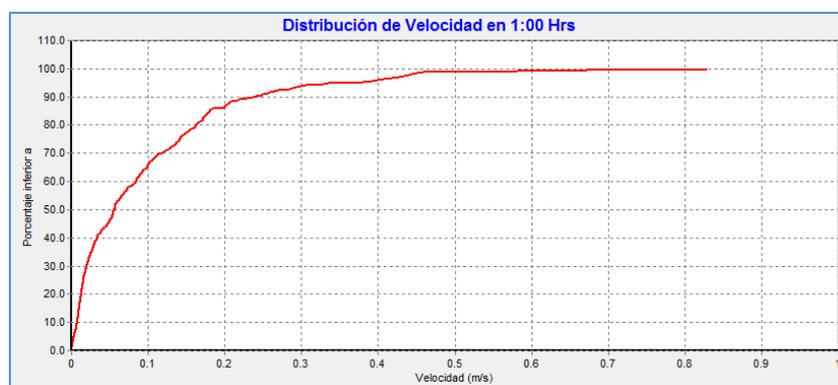


Figura 5.7. Distribución de velocidades en hora valle.

5.3. Análisis de presiones.

Por la irregularidad de la topografía y los grandes desniveles que existen como se muestra en la figura 5.8, este sistema es propenso a que se encuentre sometido a presiones elevadas, es así que en la red principal existe desniveles entre los depósitos y los puntos más bajos de consumo (n615) de 190 metros como se detalla en la figura 5.9, al estar la red interconectada y al no existir un sistema de regulación de presiones (válvulas reguladoras de presión) existen zonas que se encuentran sometidas a sobrepresiones que se detallará más adelante.

En la Red N°1 el desnivel entre el depósito y el punto más bajo de consumo se encuentra entre 185 metros, mientras que en la Red N°2 es de 87 metros como se detalla en la figura 5.10 y 5.11 respectivamente.

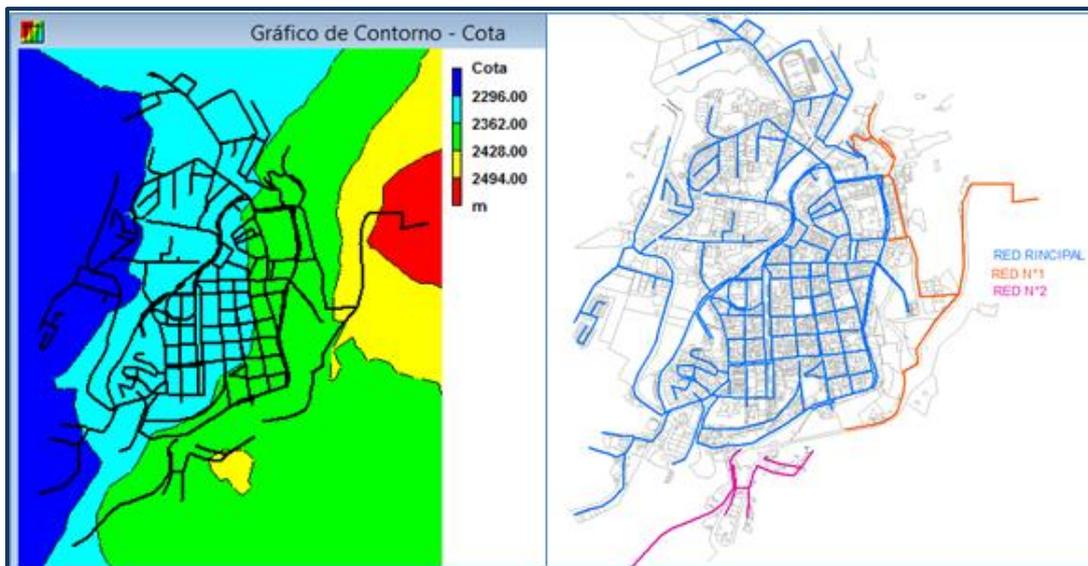


Figura 5.8. Mapa de cotas máximas y mínimas.

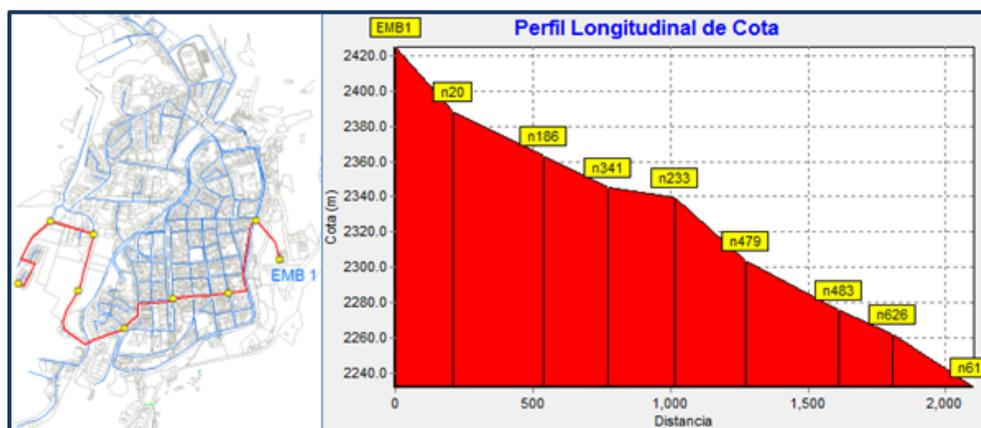


Figura 5.9. Detalle desnivel de EMB1 a punto más bajo de consumo red principal.

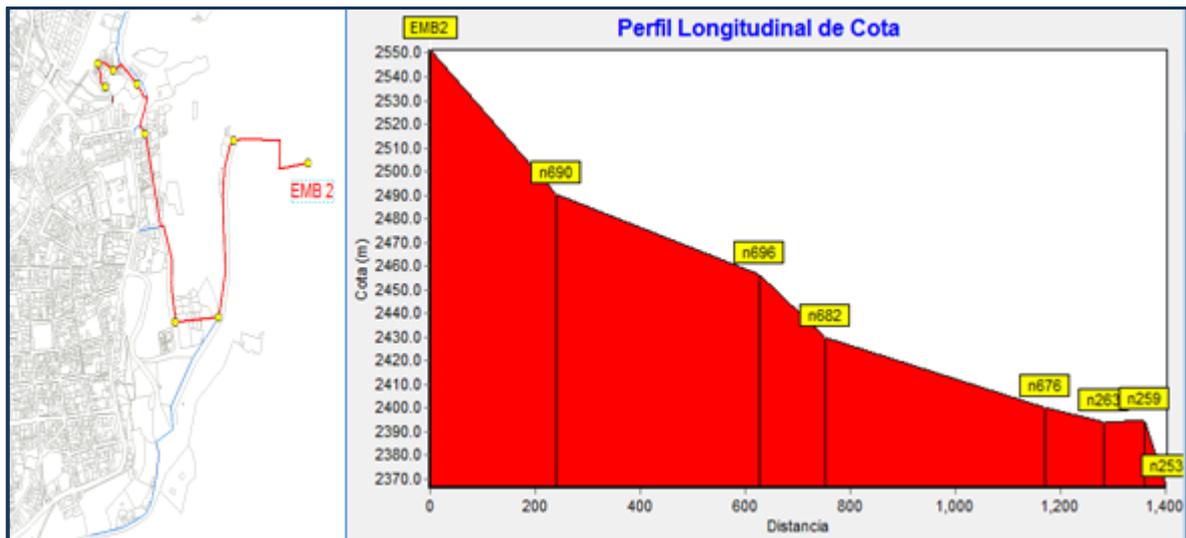


Figura 5.10. Detalle desnivel de EMB2 a punto más bajo de consumo Red 1.

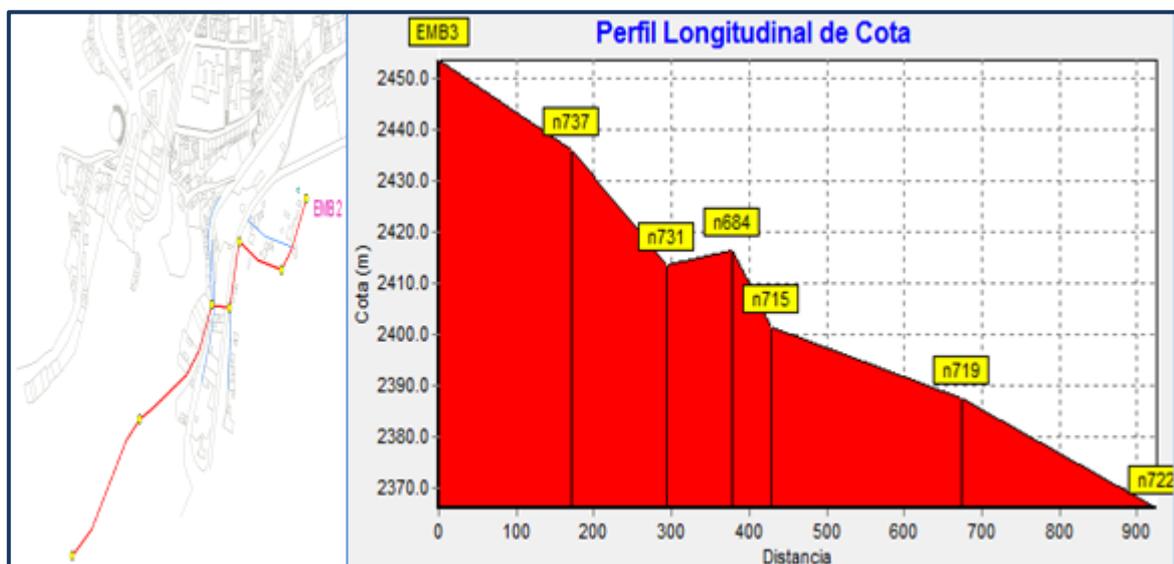


Figura 5.11. Detalle desnivel de EMB3 a punto más bajo de consumo Red 2

5.3.1. Hora Punta.

El análisis se realiza tomando en consideración las presiones máximas y mínimas dispuestas por el CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN SU PARTE IX OBRAS SANITARIAS. CO 10.07 – 601. Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de agua residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. Establece una presión mínima de 10 mca en los puntos y condiciones más desfavorables de la red, la presión máxima estática no deberá ser mayor a 70 mca y la presión máxima dinámica a 50 mca.

Respecto a presiones mínimas, no se encuentran problemas ya que todos los puntos de consumo están con presiones sobre los 10 mca, el problema radica en las presiones máximas

ya que existe zonas con presiones sobre los 50 mca e incluso puntos con presiones mayores a 100 mca como se detalla el la figura 5.12 y 5.14 respectivamente.

Esta es una de las causas para que de forma rutinaria se presenten daños en la red de distribución (acometidas, accesorios etc) llevando a un desperdicio de agua que se origina por las fugas.

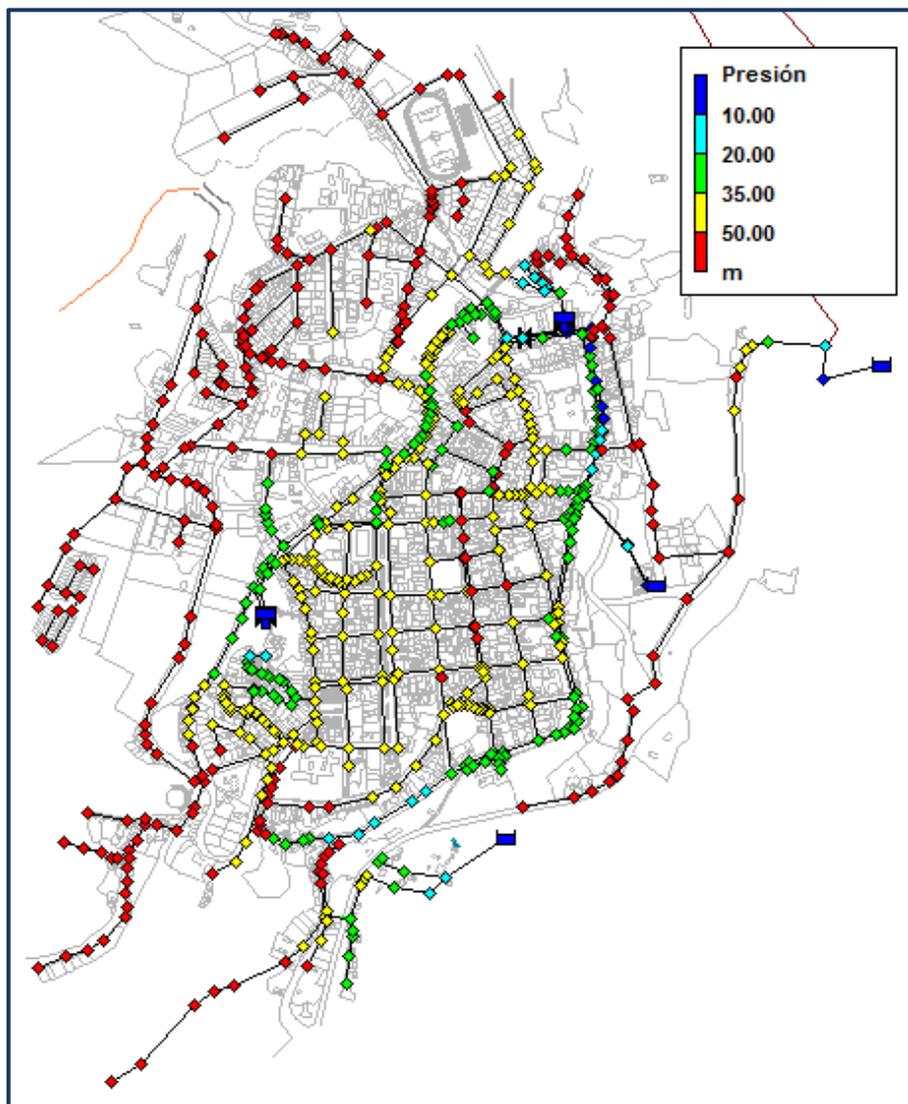


Figura 5.12. Nudos con presiones mayores a 50 mca (color rojo)

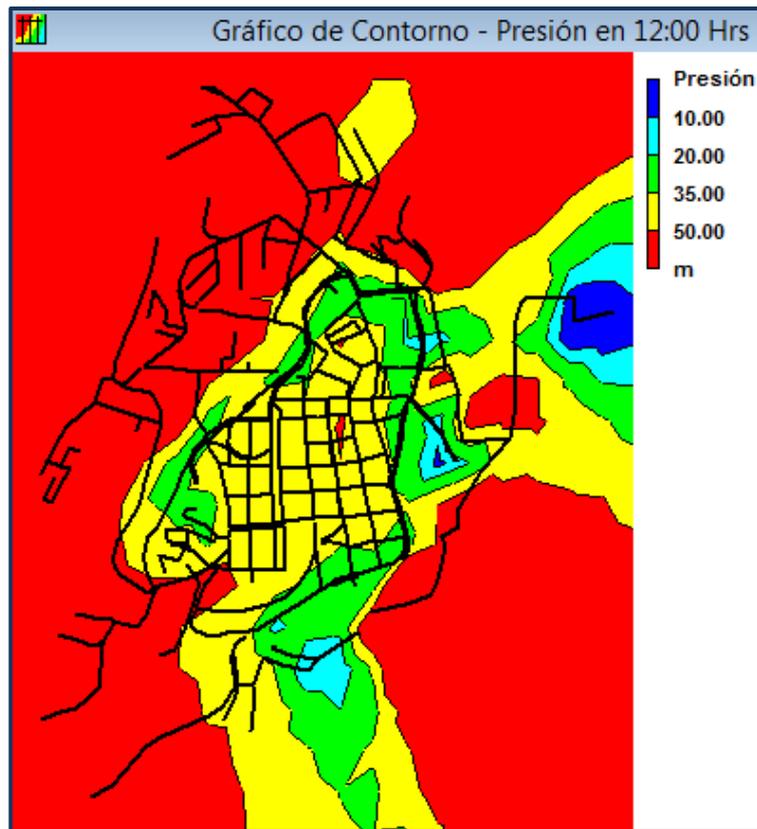


Figura 5.13. Mapa de presiones mayores a 50 mca (color rojo).

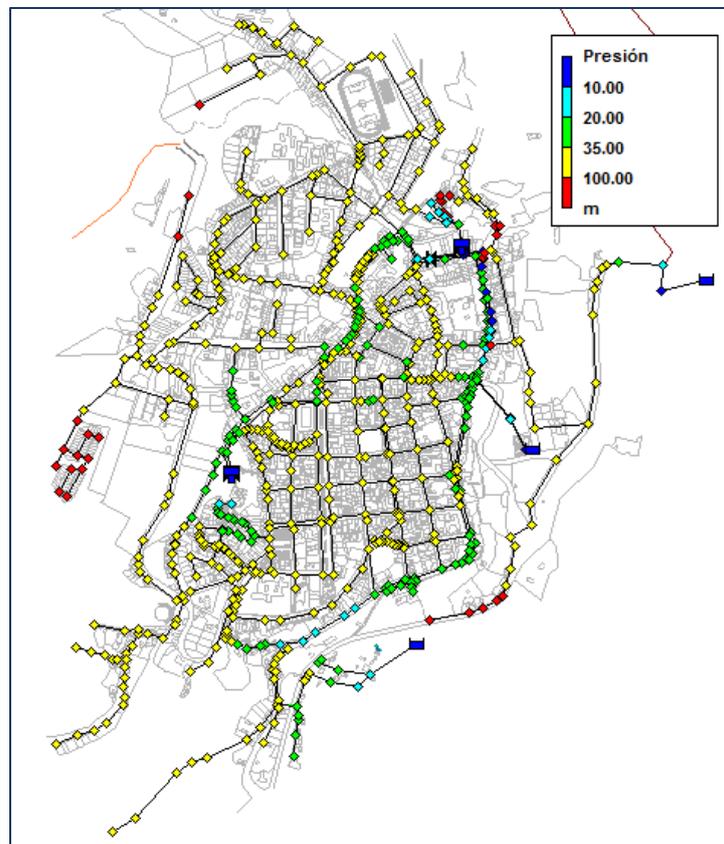


Figura 5.14. Nudos con presiones mayores a 100 mca (color rojo).

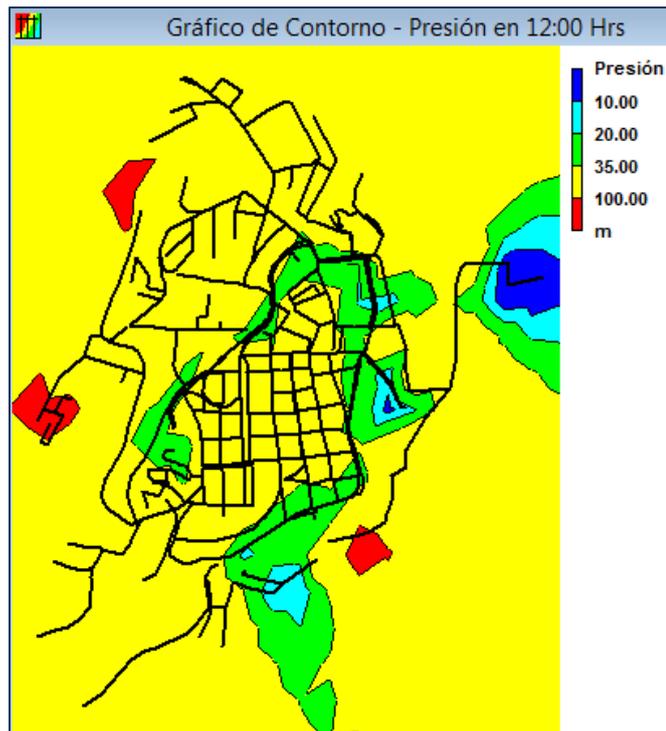


Figura 5.15. Mapa de presiones mayores a 100 mca (color rojo)

5.3.2. Hora valle.

Es la hora en la cual se producirán las máximas presiones dinámicas en la red. En este escenario alrededor del 72.96% de los nudos se encuentran con presiones mayores a 50 mca como se detalla en la figura 5.16.

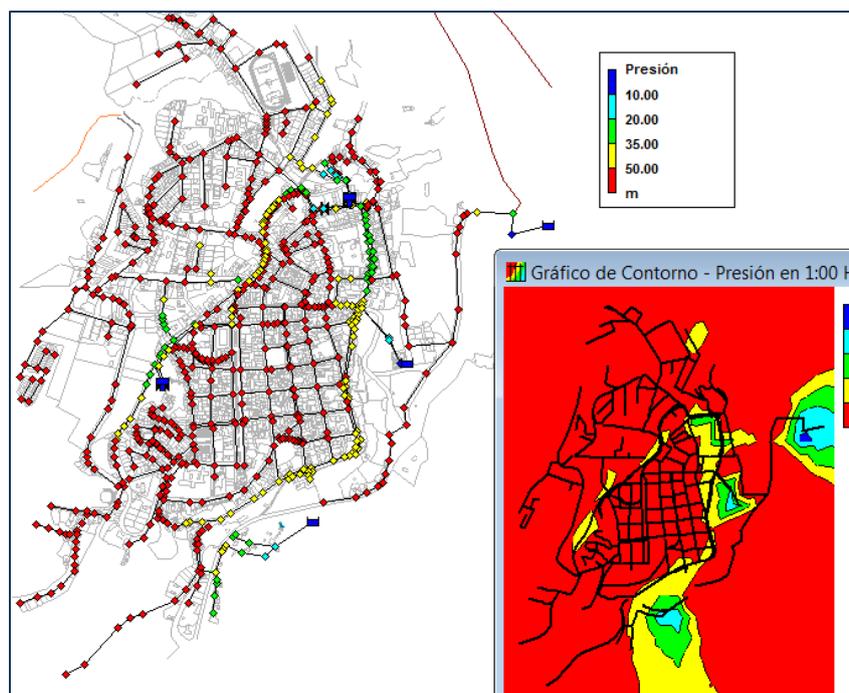


Figura 5.16. Mapa de presiones mayores a 50 mca (color rojo)

Como se puede deducir de forma general el mayor problema que existe son las sobrepresiones a la que está sometida la red tanto en hora punta como valle, por lo cual es necesario realizar un estudio que permita la reducción de estas presiones. Más adelante se detallarán algunas alternativas que permitan dar solución a este problema.

5.4. Análisis de pérdidas unitarias.

Este análisis se realiza en hora punta, el escenario más desfavorable, encontrando sectores donde las tuberías se encuentran sobredimensionadas. Por ende no ejercen mayor problema con respecto a pérdidas de energía. Por otro lado, se encuentran tuberías que sobrepasan los 4 m/km, si bien es cierto que dentro de la literatura se recomienda que estas pérdidas se encuentren alrededor del valor indicado anteriormente. En esta red por sus características de funcionamiento con sobrepresiones, lo que se pretende es en lo máximo disipar la mayor cantidad de energía por lo que estas tuberías no causarían problema, más bien de alguna manera ayudarían a disipar energía.

De manera particular existen tuberías como la p667 y p184 (ver figura 5.17), en donde se está generando un gran cuello de botella con pérdidas unitarias superiores a los 100 m/km, con velocidades de 2.94 m/s, por lo que se deberá poner atención en la propuesta de mejoras.

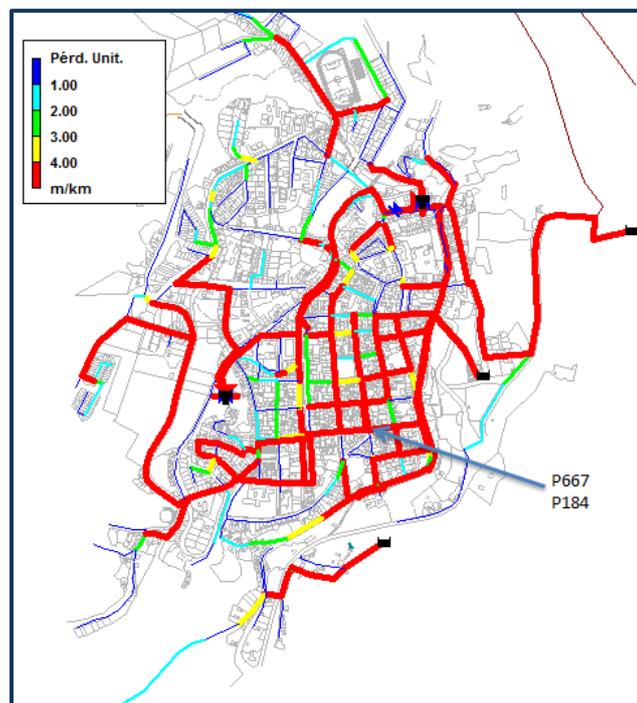


Figura 5.17. Distribución de pérdidas unitarias hora punta.

5.5 Análisis tiempo de permanencia.

Para el análisis del tiempo de permanencia se realiza con una simulación de 168 horas para observar la evolución del agua en la red, de esto se deduce un sector con tiempos de permanencia superiores a 15 horas como se muestra en la figura 5.18, por lo que se debería considerar un plan de purgas en dicho sector, en los demás sectores no presenta inconvenientes.

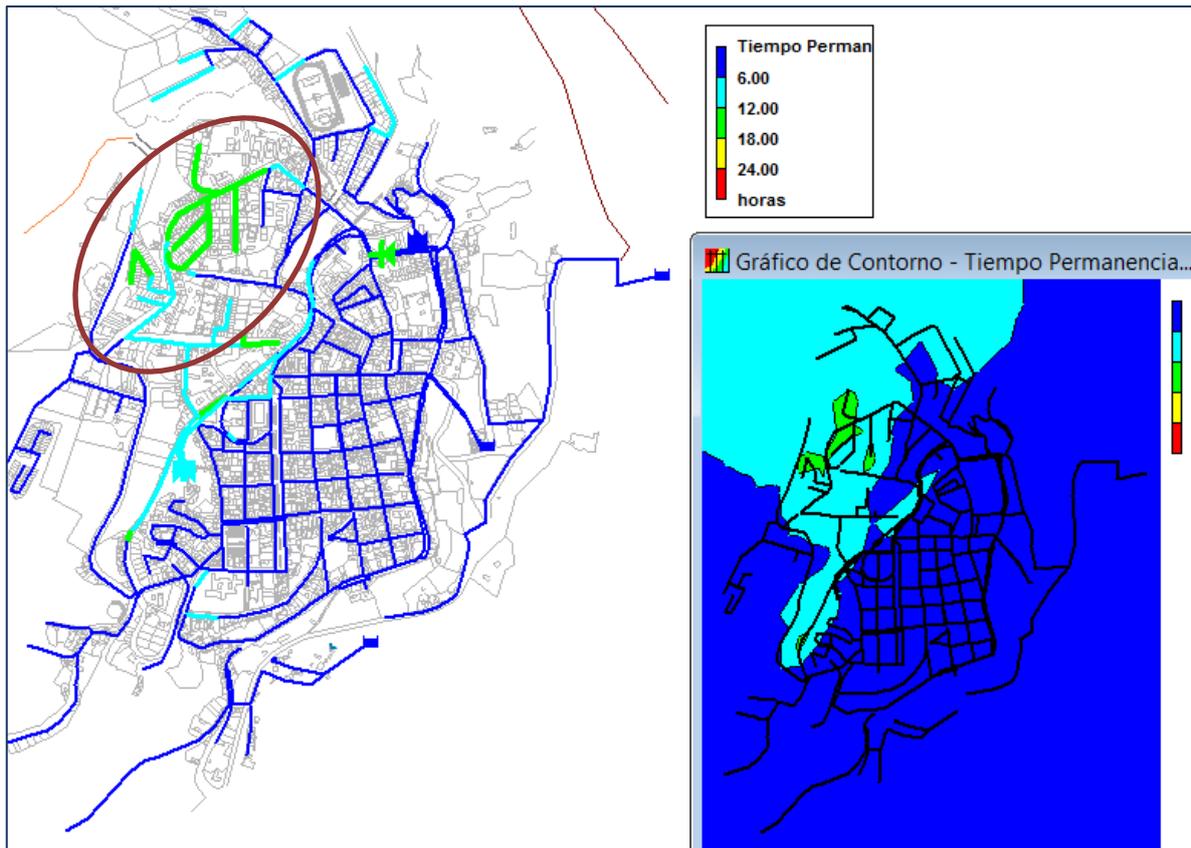


Figura 5.19.Zona con mayor tiempo de permanencia.

CAPITULO 6. PROPUESTA DE MEJORAS.

En base a los análisis realizados, claramente se puede denotar que el mayor problema y el más crítico son las sobrepresiones a los que están sometidos un gran porcentaje de nudos de consumo, como se mencionó ya anteriormente esto conlleva a que la red este expuesta a daños cotidianos y por ende el aumento del volumen fugado, lo que implica que el servicio sea interrumpido para las reparaciones, ocasionando malestar en los usuarios, y repercusión en la parte económica.

Por otra parte la ausencia de instrumentos de medida del caudal inyectado a la red implica a que no se pueda tener información que nos permita analizar la eficiencia de la red de una manera más ajustada a la realidad

Las acciones que se llevara a cabo es la propuesta de una nueva sectorización. Otra medida será la instalación de válvulas reductoras de presión que serán colocadas estratégicamente con el objetivo de reducir las sobrepresiones, y que estas se enmarquen dentro de los parámetros establecidos por la normativa ecuatoriana. La instalación de válvulas permitirá una reducción del volumen fugado, puesto que como sabemos estas dependen de la presión, una reducción de las averías en conducciones y accesorios, mejorar la eficiencia volumétrica y por ende una mejora en su parte económica. Finalmente la propuesta de la instalación de instrumentos de medida (caudalímetro) a la salida de cada reservorio (control del caudal inyectado) y el remplazo de las tuberías de abasto cemento por tubería de PVC.

6.1. Sectorización.

Una de las medidas para regular las presiones es la sectorización. Básicamente se trata de una subdivisión de la red en sectores más pequeños. Además, esta sectorización nos permitirá gestionar de una manera más eficiente y controlada el reparto de los caudales aportados desde cada uno de los reservorios.

Este procedimiento conlleva a que se tenga que modificar la circulación del flujo, y cambiar las condiciones de funcionamiento de la red, ya sea por nuevos puntos de suministro de caudal al sector, cierre de válvulas o por el aislamiento de tuberías que conectan a sectores adyacentes. Por otra parte el reforzamiento de ciertos tramos de tubería para garantizar la presión de suministro, por lo que es fundamental contar con el modelo para el análisis del comportamiento hidráulico de la red ante estos cambios y tomar acciones correctivas.

En la literatura se encuentra varias maneras de dimensionar los sectores, que puede ser por el número de abonados, por el número de Km de tubería entre otros, pero en la práctica los factores hidráulicos, la infraestructura existente, así como la topografía del terreno son condiciones determinantes a la hora de realizar la sectorización. En nuestro caso, que presenta una topografía muy irregular, la sectorización se basará de acuerdo a la ubicación y cota de cada depósito identificando los nudos de consumo que se encuentren más próximos y dentro del rango de presiones mínimas y máximas que puede generar cada depósito.(ver tabla 6.1)

RANGOS DE COTAS PARA SECTORIZACIÓN		
Zona Alta	Cota deposito	2425 m
	Presión mínima	12 m.c.a
	Cota terreno presión mínima	2413 m
	Presión máxima	50 m.c.a
	Cota terreno presión máxima	2375 m
Zona Media	Cota deposito	2384 m
	Presión mínima	12 m.c.a
	Cota terreno presión mínima	2372 m
	Presión máxima	50 m.c.a
	Cota terreno presión máxima	2334 m
Zona Baja	Cota deposito	2363 m
	Presión mínima	12 m.c.a
	Cota terreno presión mínima	2351 m
	Presión máxima	50 m.c.a
	Cota terreno presión máxima	2313 m

Tabla 6.1. Rango de cotas según presiones mínimas y máximas

Para identificar las zonas susceptibles a ser alimentada por cada depósito, y sus fronteras, generamos mapas de contornos de cotas con referencia a cada depósito.

El color amarillo en la figura 6.1 indica la posible zona a ser alimentada por los depósitos 1, 2 y 3 ubicados a la cota 2425 m. Existen puntos de consumo que se quedan fuera de esta zona, pero que de acuerdo a nuestro criterio hidráulico y de funcionamiento se les incluye. Por lo

tanto, las sobrepresiones en estos puntos se controlarán con válvulas reductoras de presión, como se detalla más adelante. Para la sectorización de esta zona se realizó varias acciones sobre las tuberías como se detalla en la tabla 6.2 y anexo 4.

RED PRINCIPAL ZONA ALTA – ACCIONES EN TUBERÍAS					
ID - Tubería	Diámetro(mm)	Longitud (m)	Nud-Inicial	Nud-Final	observaciones
p209	63	10.67	n209	n210	Eliminación
p214	63	10.17	n214	n215	Eliminación
p292	63	10.1	n293	n297	Eliminación
p558	110	12.12	n229	n341	Cierre
TUB21	63	241	n215	n405	Instalación
TUB10	50	22.76	n380	n377	Instalación
TUB11	110	7.98	n188	n190	Instalación
TUB15	110	81.35	CX7	n560	Instalación
TUB14	110	84.54	n229	n560	Instalación

Tabla 6.2. Detalle de acciones en tuberías zona alta.

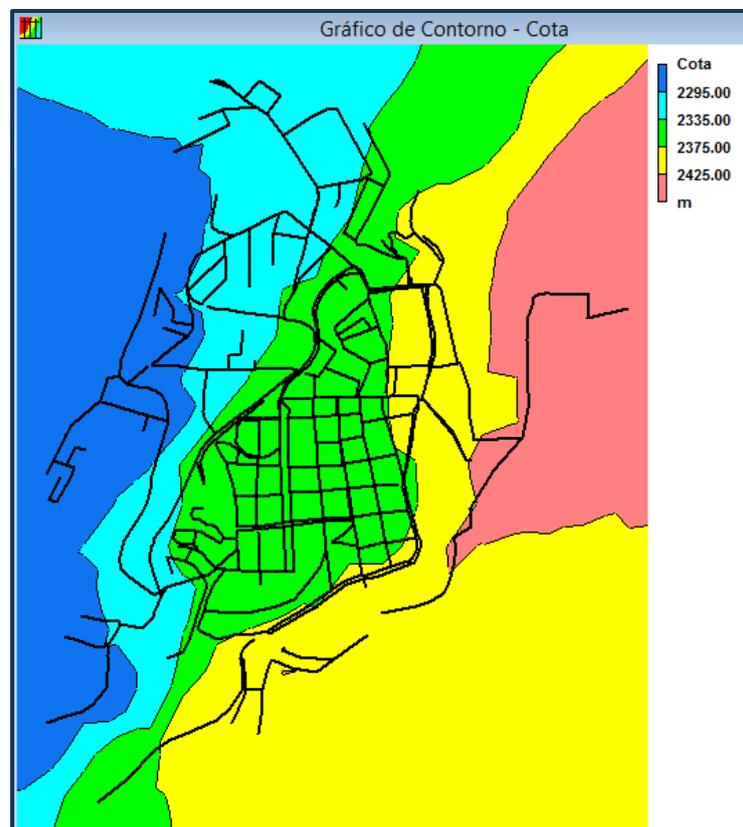


Figura 6.1. Mapa de contorno de cotas, referencia depósito 1, 2 y 3, zona alta.

El color amarillo en la figura 6.2 indica la posible zona a ser alimentada por el depósito Nicaragua, ubicado a la cota 2384 m. Para la sectorización de esta zona se realizó varias acciones sobre las tuberías como se detalla en la tabla 6.3 y anexo 4.

RED PRINCIPAL ZONA MEDIA – ACCIONES EN TUBERÍAS					
ID - Tubería	Diámetro(mm)	Longitud (m)	Nud-Inicial	Nud-Final	observaciones
p1	110	41.65	n1	n2	Cierre
p667	110	5.43	n112	n188	Cierre
TUB19	90	12.36	n330	n80	instalación

Tabla 6.3. Detalle de acciones en tuberías zona media.

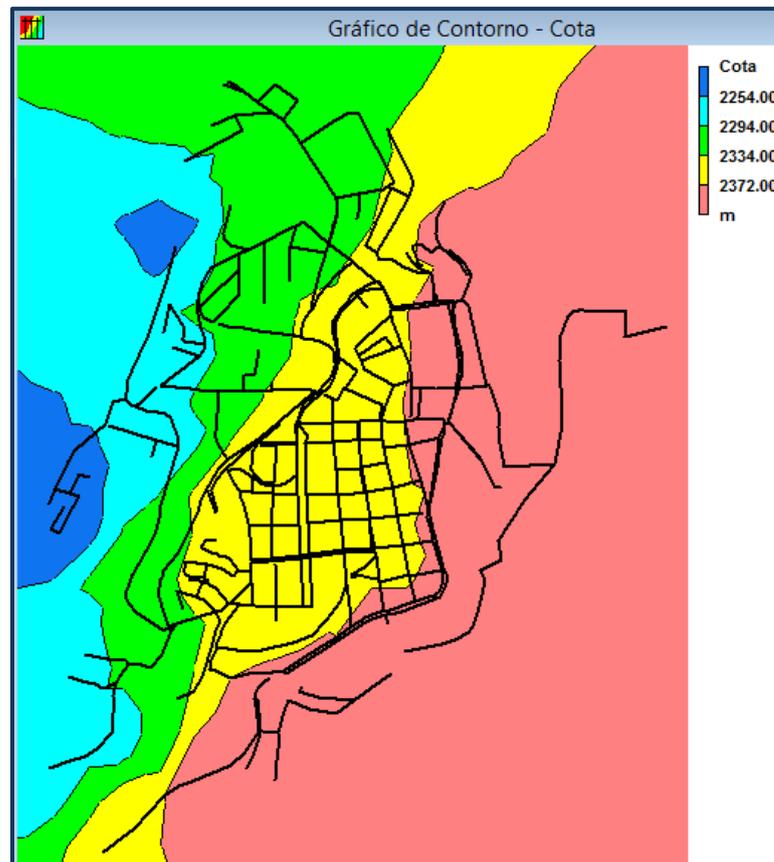


Figura 6.2. Mapa de contorno de cotas, referencia depósito Nicaragua, zona media.

- El color amarillo en la figura 6.3 indica la posible zona a ser alimentada por el depósito San Pedro, ubicado a la cota 2363 m. Para la sectorización de esta zona se realizó varias acciones sobre las tuberías como se detalla en la tabla 6.4 y anexo 4.

RED PRINCIPAL ZONA BAJA – ACCIONES EN TUBERÍAS					
ID - Tubería	Diámetro(mm)	Longitud (m)	Nud-Inicial	Nud-Final	observaciones
p379	63	27.03	n375	n381	Cierre
p380	63	20.29	n375	n382	Cierre
TUB16	63	17.09	n331	n14	Instalación
TUB8	63	3.08	n305	n386	Instalación
TUB13	63	5	n332	n5	Instalación
TUB9	63	11.52	n382	N381	Instalación

Tabla 6.4. Detalle de acciones en tuberías zona baja.

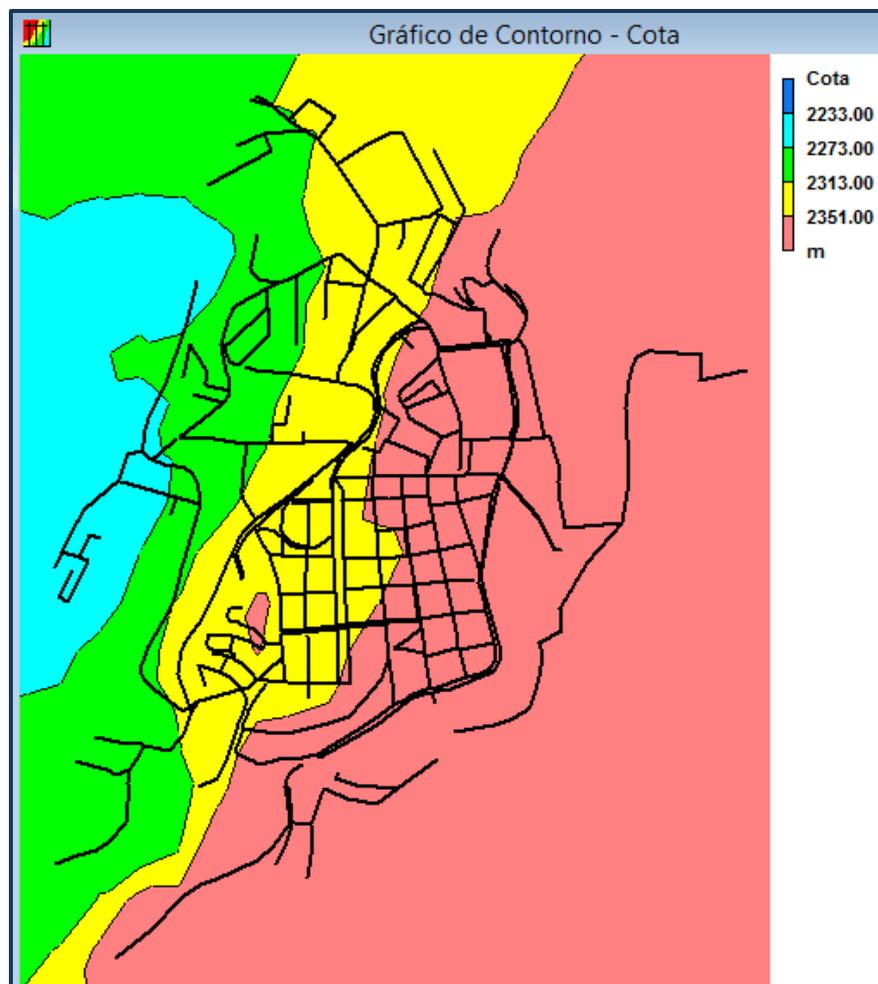


Figura 6.3. Mapa de contorno de cotas, referencia depósito San Pedro, zona baja.

En base a este análisis se propone la siguiente sectorización: la red principal se dividirá en 3 sectores o zonas:

1. Una parte alta, abastecida por los reservorios 1, 2 y 3 ubicados a la cota 2425 m.

2. Una zona media abastecida por el reservorio Nicaragua ubicado a la cota 2384 m.
3. Una zona baja abastecida por el depósito San Pedro ubicado a la cota 2363 m (ver figura 6.4).

Con respecto a la red 1 y 2 se ha considerado el mismo sector al que se encuentran funcionando en la actualidad como se indica en la figura 6.4.

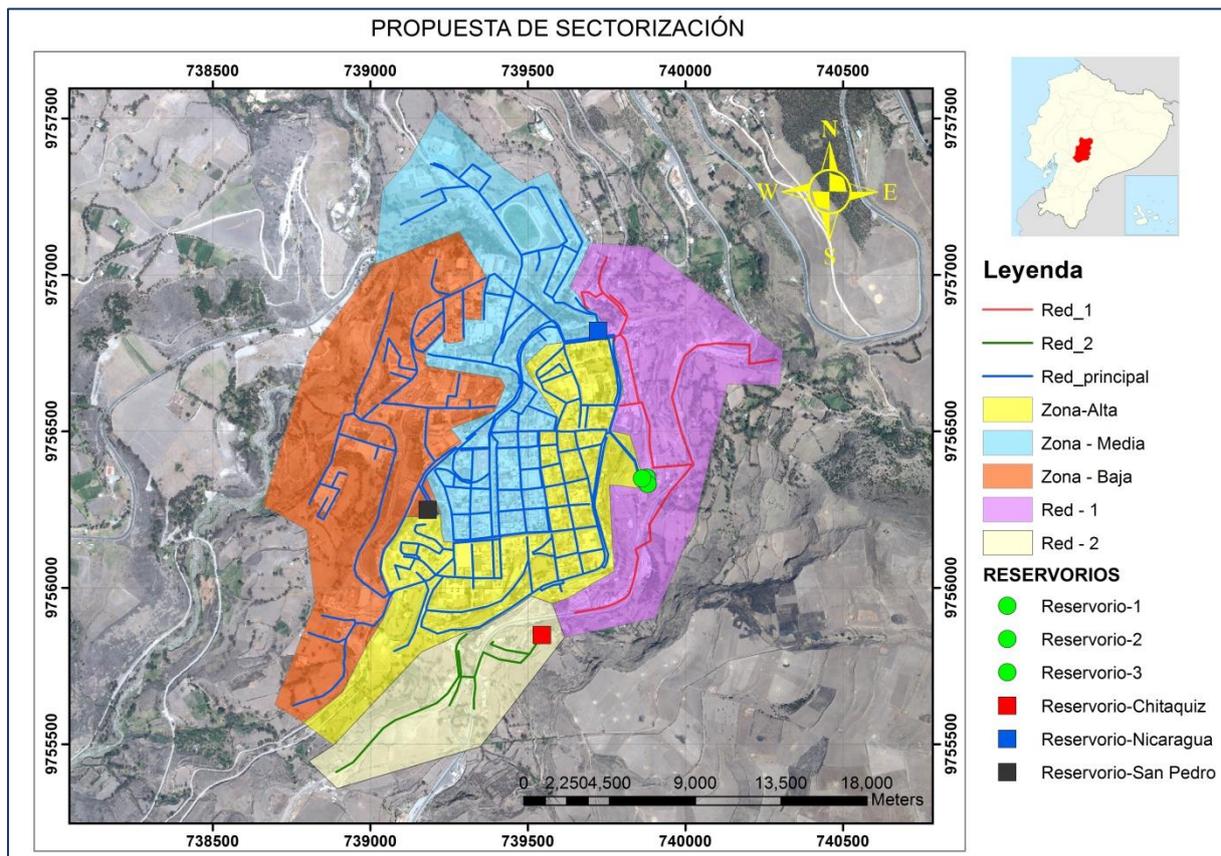


Figura 6.4. Propuesta de nueva sectorización.

6.2. Instalación de válvulas reductoras de presión.

La reducción de presiones hasta llegar a los límites permisibles en todos los puntos de consumo que contenga cada sector, se realizará mediante la instalación de válvulas reguladoras. Para este análisis se asumirá una presión dinámica mínima de 12 mca y una máxima de 50 mca. Se instalarán del mismo diámetro nominal de la tubería en la cual se coloque, con una consigna que se ajustará por medio de las simulaciones.

6.2.1. Red Principal.

- Zona Alta. En esta zona se instala un total de 6 válvulas reductoras de presión (ver tabla 6.5 y figura 6.5), de acuerdo al escalón de presiones y sus fronteras.

RED PRINCIPAL ZONA ALTA				
Colocación de válvulas				
Válvula N°	Diámetro(mm)	Consigna (m.c.a)	Ubicación(ID-Tubería)	Cota (m)
1	160	18	p659	2388.46
2	160	13	p11	2388.46
3	110	31	TUB15	2351.22
4	63	10	P340	2381.51
5	63	10	P405	2372.61
6	63	18	P374	2339.63

Tabla.6.5. Detalle de válvulas instaladas en zona alta.

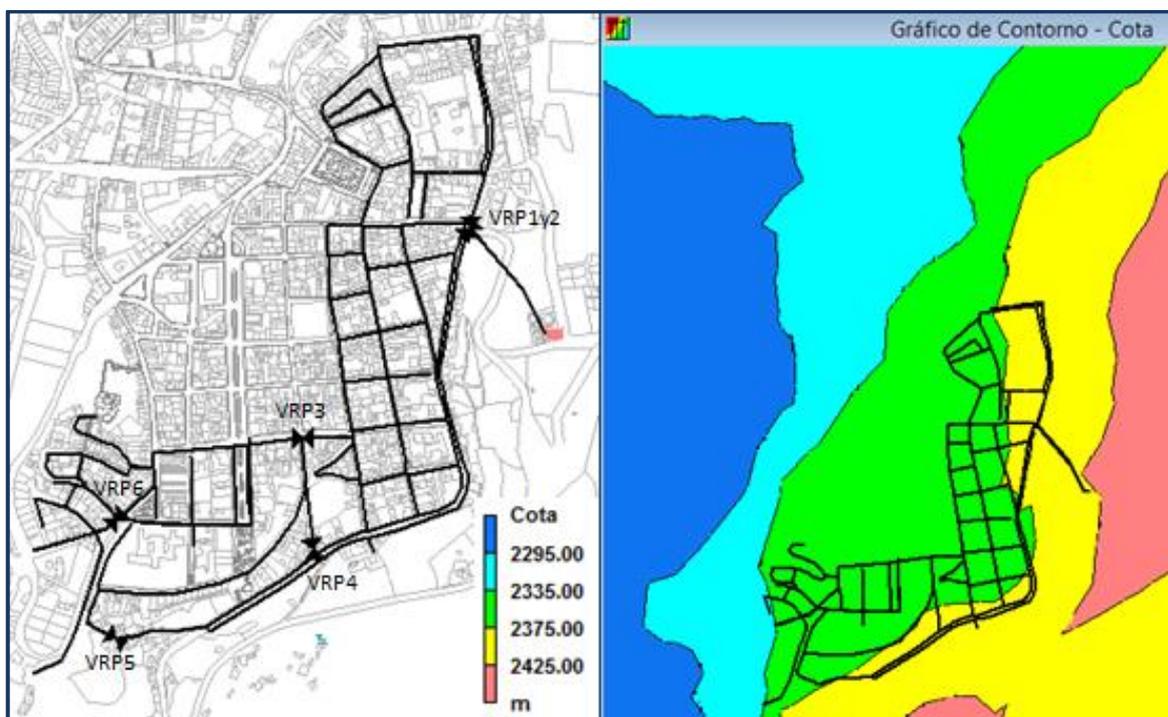


Figura 6.5. Detalle ubicación de VPR y tuberías.

- Zona Media. En esta zona se instala un total de 3, válvulas, reductoras de presión (ver tabla 6.6 y figura 6.6), de acuerdo al escalón de presiones y a sus fronteras.

RED PRINCIPAL ZONA MEDIA				
Colocación de válvulas				
Válvula N°	Diámetro(mm)	Consigna (m.c.a)	Ubicación(ID-Tubería)	Cota (m)
1	110	13	P29	2338.36
2	90	13	P41	2338.13
3	63	25	p684	2311.65

Tabla.6.6. Detalle de válvulas instaladas en zona media.

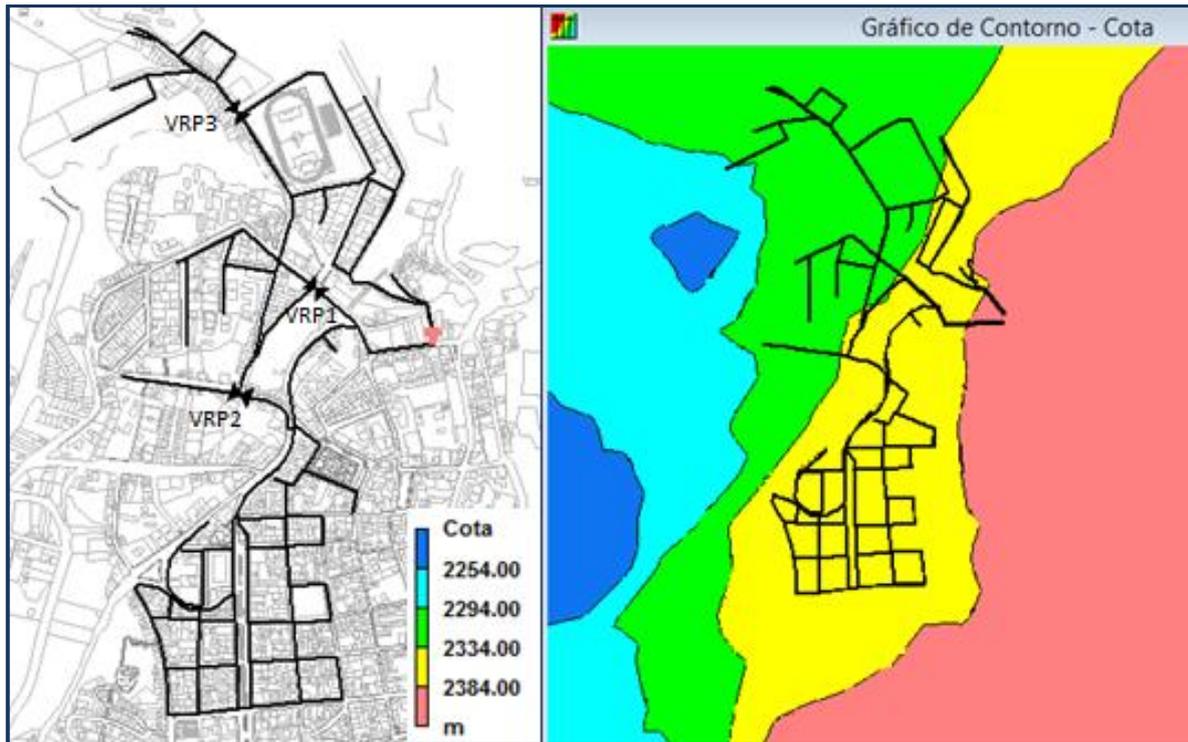


Figura 6.6. Detalle de ubicación de VRP, red principal zona media.

- Zona Baja. En esta zona se instala un total de 5 válvulas reductoras de presión (ver tabla 6.7 y figura 6.7), de acuerdo al escalón de presiones y a sus fronteras.

RED PRINCIPAL ZONA BAJA				
Colocación de válvulas				
Válvula N°	Diámetro(mm)	Consigna (m.c.a)	Ubicación(ID-Tubería)	Cota (m)
1	110	14	p315	2307.42
2	63	12	p483	2270.96
3	63	10	p478	2291.02
4	110	20	p304	2336.62
5	63	13	p683	2315.22

Tabla.6.7. Detalle de válvulas instaladas en zona baja.

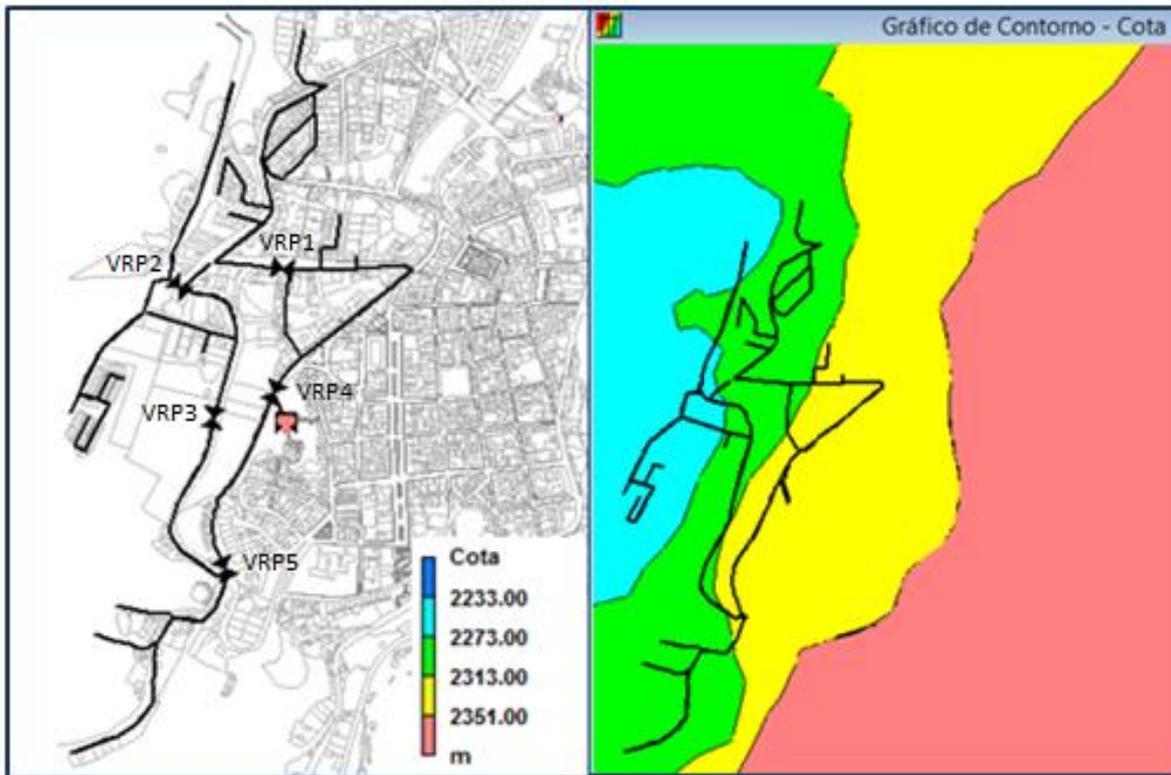


Figura 6.7. Detalle ubicación de VRP, red principal zona baja.

6.2.2. Red 1 y Red 2.

Estas redes se encuentran dando servicio a las zonas periféricas de la ciudad. Son independientes, con grandes desniveles. Se instalan válvulas reductoras de presión de acuerdo al escalón de presiones. En la red 1, se instalan cuatro VRP y en la red 2, una VRP. (Ver tabla 6.8, figura 6.8 y 6.9).

RED 1 y RED 2				
Colocación de válvulas				
Válvula N°	Diámetro(mm)	Consigna (m.c.a)	ubicación(ID-Tubería)	Cota (m)
1	63	10	P728	2512.76
2	63	10	p746	2462.27
3	63	10	p722	2424.25
4	63	10	P251	2399.86
5	63	13	p724	2401.86

Tabla.6.8. Detalle de válvulas instaladas red 1 y red 2.

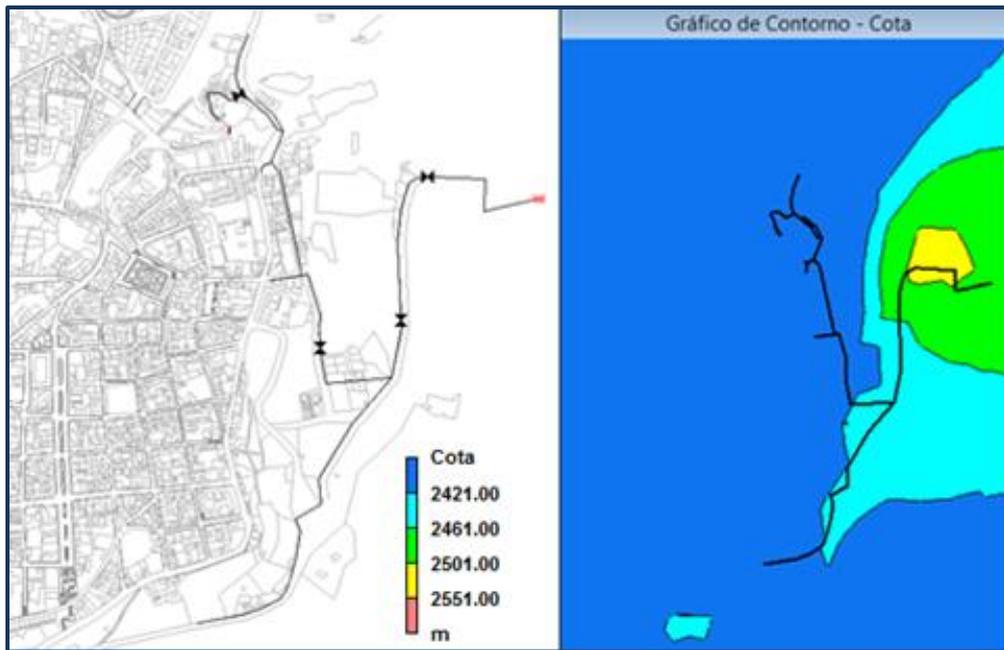


Figura 6.8. Detalle de ubicación de VRP en la red 1.

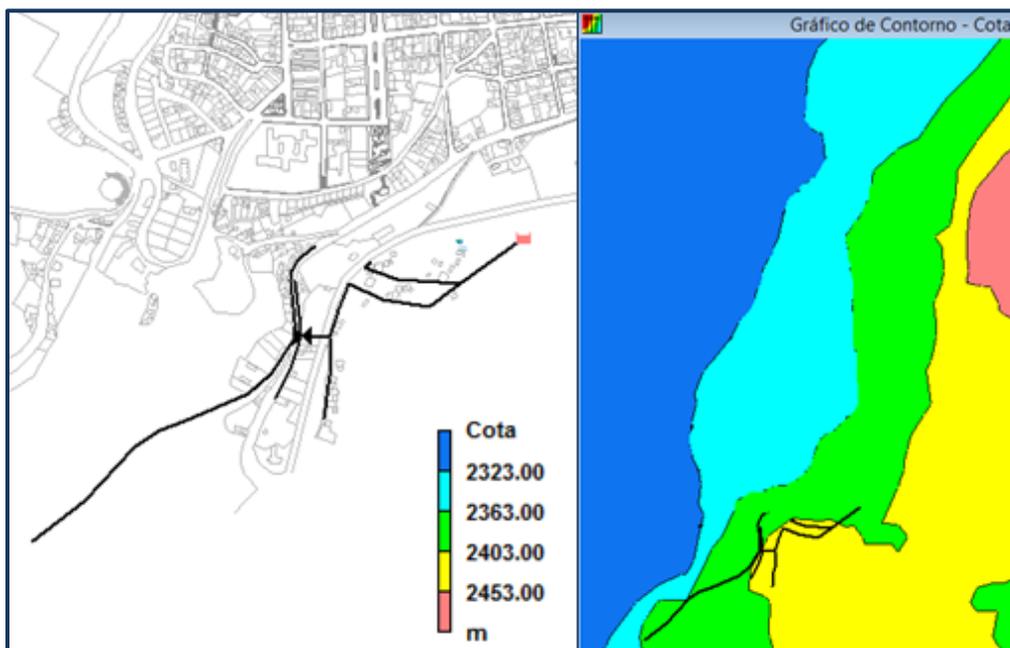


Figura 6.9. Detalle de ubicación de VRP en la red 2.

Realizado estas acciones se mejoró el funcionamiento de la red de abastecimiento distribuyendo y controlando las sobrepresiones que existían, garantizando una presión dinámica mínima de 12 mca y una máxima de 50 mca.

De igual manera, el remplazo y la instalación en paralelo de tuberías, permitió un mejor control de velocidades y pérdidas de carga.

El caudal inyectado se redujo en un 7.28%, equivalente a 2.55 l/s, como se indica en la figura 6.14, lo que indicaría una reducción del caudal fugado, favoreciendo de esta manera a la economía de la institución. En la figura, 6.10 se indica los resultados obtenidos con las acciones propuestas en hora valle.

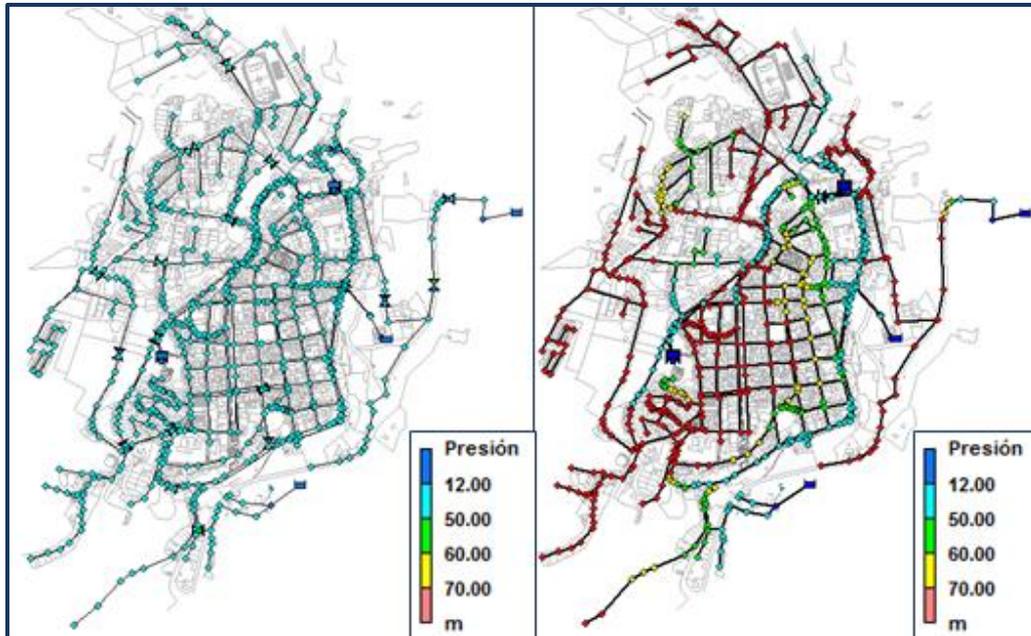


Figura 6.10. Con mejoras, hora valle

Figura 6.11. Sin mejoras, hora valle

En la figura 6.12, se indica los resultados obtenidos con las acciones propuestas en hora punta.

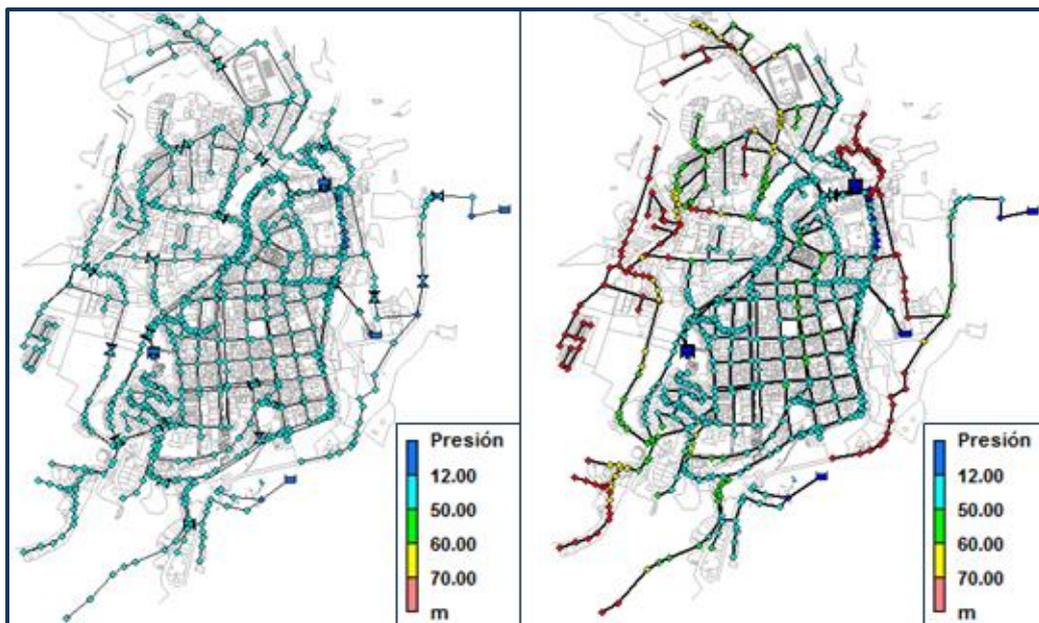


Figura 6.12. Con mejoras, hora punta

Figura 6.13. Sin mejoras, hora punta

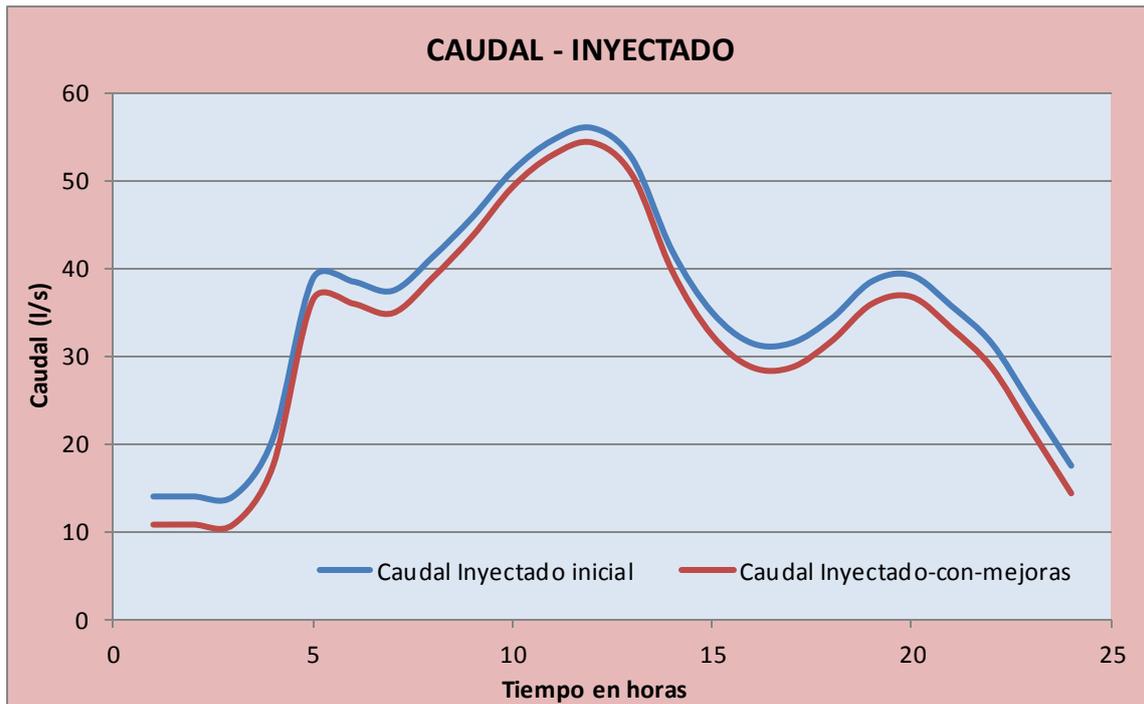


Figura 6.14. Detalle reducción de caudal inyectado.

6.3 Instalación de Macromedidores.

Para el control del caudal inyectado a la red de distribución se instalarán caudalímetros electromagnéticos, en todas las tuberías que salen de los tanques de reserva de cada sector con lo que nos permitirá hacer una evaluación más real sobre las pérdidas de agua que se producen en el sistema y realizar correcciones.

En la tabla 6.9 detallamos la lista de accesorios utilizados para la instalación de un caudalímetro electromagnético y en la figura 6.15 y 6.16 un esquema grafico de la ubicación de cada accesorio y ubicación en el sector.

ACCESORIOS				
Código	Descripción	Diámetro	Longitud (m)	Cantidad
A	Tramo	variable	0.65	2
B	Codos de 45°	variable		4
C	Tramo	variable	0.35	1
D	Junta de desmonte	variable		1
E	Tramo	variable	0.2	1
F	Medidor electromagnético	variable		1
G	Tramo	variable	0.6	1
H	Unión Gibault asimétrica	variable		1

Tabla.6.9. Detalle de accesorios de instalación.

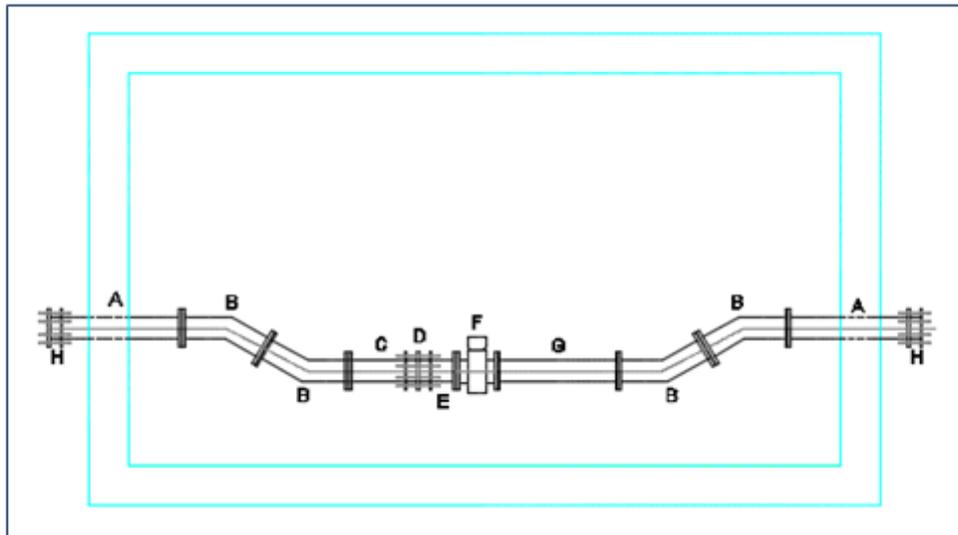


Figura 6.15. Esquema de instalación de caudalímetros

CAUDALÍMETROS	
Caudalímetro Electromagnético	Diámetro tubería (DN)(mm)
1	63
2	160
3	63
4	110
5	110

Tabla.6.10. Diámetros de tubería para colocación de caudalímetros.

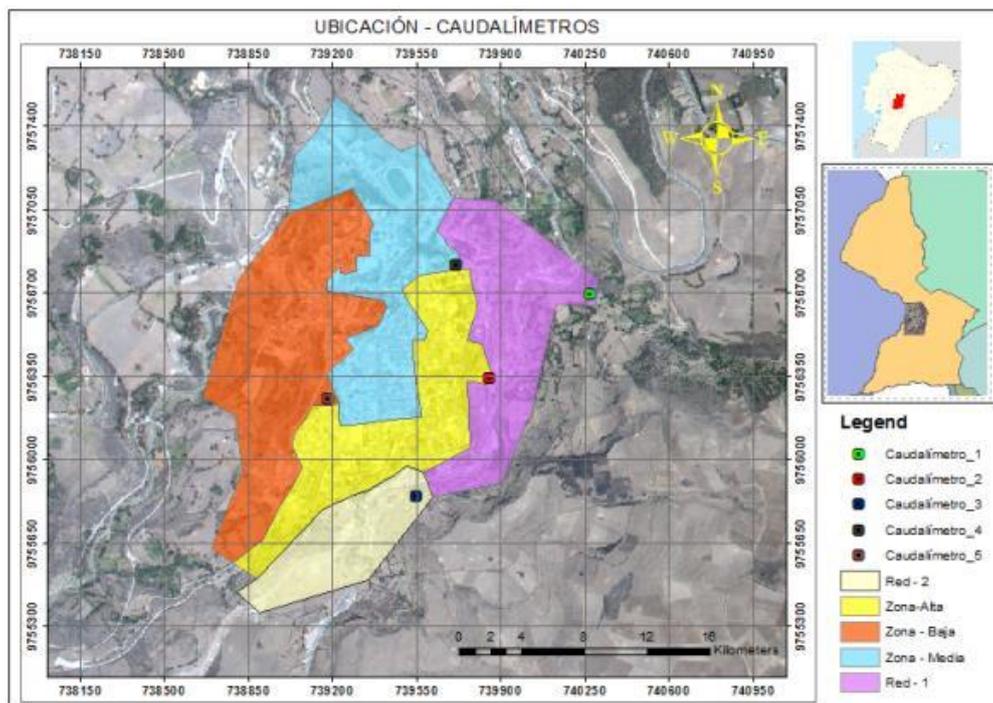


Figura 6.16. Detalle ubicación de Caudalímetros.

6.4. Renovación de la tubería de asbestocemento.

Este tipo de tuberías se fabrican a partir de una combinación de cemento portland, fibras de amianto y agua. Por un lado la Organización Mundial de la Salud determinó que el amianto es un material altamente cancerígeno por lo que se estaría expuesto a que tanto usuarios como trabajadores puedan estar en contacto con este material. Por otro lado, la dificultad en las reparaciones, ya que al momento no se fabrican tuberías ni accesorios de este material, se propone el remplazo de estas tuberías por tubería de PVC, en la tabla 6.11 se detalla los diámetros y longitudes a cambiar y en la figura 6.17 su ubicación.

RED PRINCIPAL			
Existente			Remplazo
Meterial	Diámetro(mm)	Longitud(m)	
Tubería Asbestocemento	150	237.09	PVC, D=160mm, 0.8 MPA
Tubería Asbestocemento	100	1101.75	PVC, D=110mm, 0.8 MPA
Tubería Asbestocemento	50	1234.57	PVC, D=50mm, 0.8 MPA
TOTAL		2573.41	

Tabla.6.11. Características de tubería a remplazar.

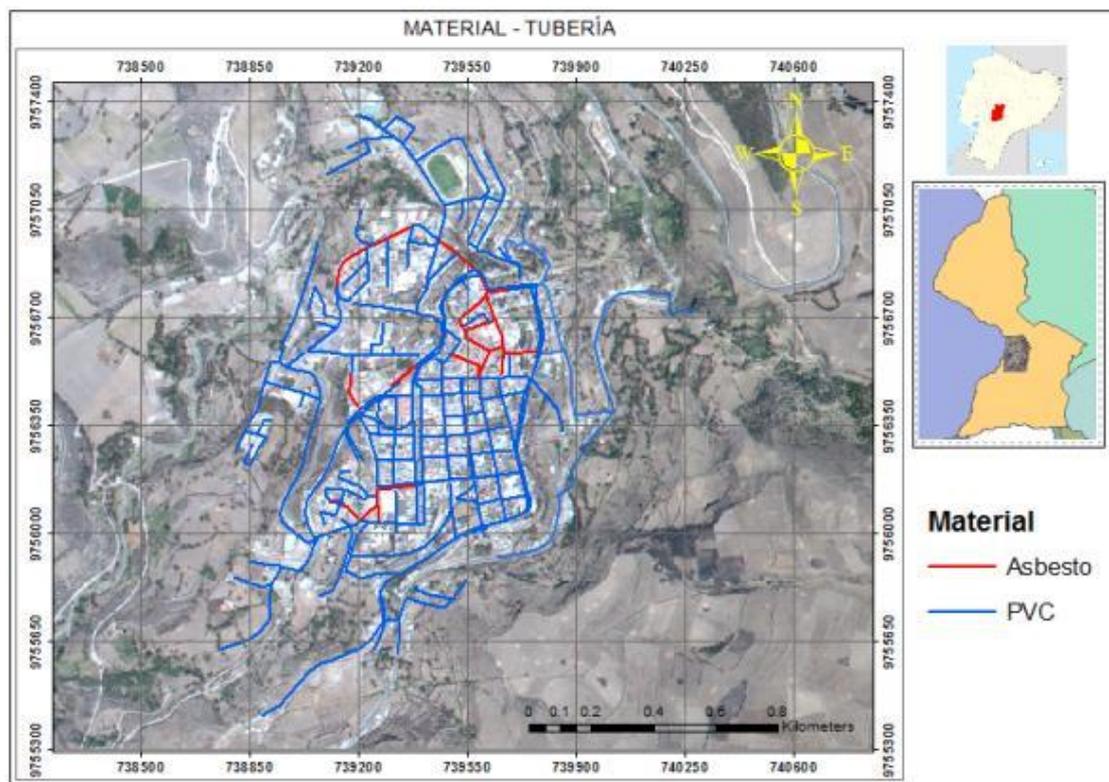


Figura 6.17. Detalle ubicación tuberías asbestocemento.

CAPITULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- Mediante el modelo realizado se puede realizar simulaciones en varios escenarios que permiten analizar las condiciones de funcionamiento y su comportamiento ante situaciones más desfavorables y tomar acciones correctivas.
- La red de abastecimiento de forma general se encuentra sometida a grandes presiones perjudicando a la vida útil de las conducciones y accesorios y favoreciendo al incremento del caudal fugado.
- La implementación de válvulas reductoras de presión y la nueva sectorización, en la red principal ha permitido controlar las sobrepresiones reduciéndolas en un 55.09%, en la Red N°2 en un 43.95%, y en la Red N°1 en un 77.79% en promedio. Se ha garantizado una presión mínima de 12 mca y una máxima de 50 mca
- La reducción de presiones ha permitido una disminución del caudal inyectado a la red de abastecimiento en un 7.28% equivalente a 2.55 l/s.
- La red N°1, en las condiciones actuales, está en capacidad de abastecer la demanda asignada pudiendo incrementar hasta en un 38% más de caudal para futuras expansiones. Valores mayores al mencionado la red no estaría en capacidad de un correcto funcionamiento ya que presenta presiones negativas, por lo que se recomienda realizar un estudio y un nuevo dimensionamiento de la línea principal ya que es en esta donde se generan las mayores pérdidas de carga lo que indica que en estas condiciones de funcionamiento la tubería estaría infradimensionada.
- La red N°2, en las condiciones actuales, está en capacidad de abastecer la demanda asignada pudiendo incrementar hasta en un 100% más de caudal demandado para futuras expansiones. Valores mayores al mencionado no estaría en capacidad de un correcto funcionamiento ya que presenta presiones negativas, por lo que se recomienda realizar un estudio y un nuevo dimensionamiento de la línea principal puesto que es en esta donde se generan las mayores pérdidas de carga lo que indica que en estas condiciones de funcionamiento la tubería estaría infradimensionada.
- La red principal en su zona alta y media no presenta problemas de funcionamiento en un escenario más desfavorable con caudal de incendio, pero en su zona baja da problemas de presiones negativas al imponer el caudal de incendio en el hidrante de esta zona. En este caso se recomendaría el estudio de un nuevo dimensionamiento de la línea principal de la zona baja.

- Se recomienda realizar un estudio económico costo-beneficio para determinar si económicamente es rentable implementar las mejoras.
- Al existir modificaciones de la red, nuevas acometidas e incremento de las demandas por expansiones, se recomienda la actualización y calibrado del modelo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AEAS, & AGA. (2018). XV Estudio Nacional Suministro de agua potable y saneamiento en España. Obtenido de [http://campus.oliverrodes.com/pluginfile.php/1717/mod_resource/content/1/Estudio Nacional AEAS 2018.pdf](http://campus.oliverrodes.com/pluginfile.php/1717/mod_resource/content/1/Estudio_Nacional_AEAS_2018.pdf)
- Agüi López, V., Alonso Parra, J. A., Arroyo Lumbier, Á., Benito López, M. del C., Cuesta Martín-Gil, L. M., & Ibañez Carranza, J. C. (2012). Normas para redes de abastecimiento, 283. <https://doi.org/10.11144/Javeriana.upsy16-5.mcae>
- Andrés, M. (1995). LEAKAGE DETECTION IN PRACTICE. APPLICATION TO THE WATER DISTRIBUTION OF VALENCIA. In E. Cabrera & A. F. Vela (Eds.), *IMPROVING EFFICIENCY AND RELIABILITY IN WATER DISTRIBUTION SYSTEMS* (pp. 97–105).
- Bartolin, H. (2013). *Confección de modelos de redes de distribución de agua desde un SIG y desarrollo de herramientas de apoyo a la toma de decisiones*. <https://doi.org/10.1038/clpt.2011.178>
- Cabrera, E., Almandoz, J., Arregui, F., & García-Serra, J. (1999). Auditoría de redes de distribución de agua. *Ingeniería Del Agua*, 6(4), 387–399.
- CEC. (2000). Código Ecuatoriano De La Construcción De Parte Ix Obras Sanitarias Normas Para Estudio Y Diseño De Sistemas De Agua Potable Y Disposición De Aguas Residuales Para Poblaciones Mayores a 1000 Habitantes. *Cpe: Normas Para Estudio Y Diseño De Sistemas De Agua Potable Y Disposición De Aguas Residuales Para Poblaciones Mayores a 1000 Habitantes*, (6). <https://doi.org/10.07>
- CHUQUÍN VASCO, N. S. (2016). *Análisis y elaboración del modelo matemático de la red de distribución de agua potable de la ciudad de Riobamba-Ecuador. Propuestas de mejora*. Universidad Politécnica de Valencia.
- Conejos, P. (2015). Desarrollo e implementación de un modelo realista de demandas y fugas dependientes de la presión para redes de distribución de agua urbana.
- Iglesias Rey, P. L., López Patiño, G., Javier Martínez Solano, F., & Amparo López Jiménez, P. (2006). *VI SEREA-Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água João Pessoa (Brasil), 5 a 7 de junho de 2006*. Obtenido de [http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/serea/6serea/TRABALHOS/trabalhoD .pdf](http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/serea/6serea/TRABALHOS/trabalhoD.pdf)
- López Patiño, G., Fuertes Miquel, V.S., Ayza Prats, M. (2009). Modelización matemática de una red en funcionamiento. In M. F. Cabrera E., Espert V., García-Serra J. (Ed.), *INGENIERÍA HIDRÁULICA aplicada a los sistemas de distribución de agua* (Tercera, pp. 657–681). Valencia.
- Martínez Espinoza, A. (2015). ACTUALIZACIÓN DEL PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO MUNICIPAL DEL CANTÓN ALAUSÍ.
- Martínez Solano, F., Iglesias Rey, P., Molina Arce, S. (2015). *Calibración de modelos de redes*

de distribución de agua mediante la utilización conjunta de demandas y consumos dependientes de la presión.

Mora Rodríguez, J. de J. (2011). *Modelación de la Intrusión Patógena a través de Fallos y su Implicación en la Red de Distribución de Agua.*

Rossman, L. A. (2000). MANUAL DE USUARIO.

Sotelo Ávila., G. (1974). *HIDRÁULICA GENERAL. Vol. I FUNDAMENTOS* (Primera Ed). México.

Vela, A., Martínez, F., García-Serra, J., & Pérez, R. (1994). Estrategias óptimas para la reducción de perdidas de agua en sistemas de abastecimiento. *Ingeniería Del Agua, I(1)*, 35–54.

Vela Gasulla, A., Ayza Prats, M., Vidal Nadal, R. (2009). Aplicación y utilización de modelos. In M. F. Cabrera E., Espert V., Garcia-Serra J. (Ed.), *INGENIERÍA HIDRÁULICA aplicada a los sistemas de distribución de agua* (pp. 715–744).

MAYOL MALLORQUÍ, J. M. (1981). TUBERIAS Tomo I MATERIALES, CÁLCULOS HIDRÁULICOS, CÁLCULOS MECÁNICOS. BARCELONA: EDITORES TÉCNICOS ASOCIADOS

Narro Ramírez, Ana Elena, Aplicación de algunos modelos matemáticos a la toma de decisiones. Política y Cultura [en línea] 1996, (primavera): [Fecha de consulta: 3 de noviembre de 2018] Disponible en: <<http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=26700614>> ISSN 0188-7742

Maggi, E. (2016). Alausí, la ciudad de los 5 patrimonios. Obtenido de <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/regional/1/alausi-la-ciudad-de-los-cinco-patrimonios-es-un-museo-viviente>

“Proyecciones poblacionales” (2013). Obtenido de <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/inec-presenta-sus-proyecciones-poblacionales-cantoniales/>

“Publicaciones Meteorológicas” (2017). Obtenido de <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/biblioteca/>

“Software EpaCAD”. Obtenido de <https://www.epacad.com/epacad-es.php>

ANEXO 1. PLANOS EN FORMATO CAD PROPORCIONADOS POR EL GADMC-ALAUÍS



Archivo CAD de trazado de red.



Archivo CAD predios.



Archivo CAD, levantamiento topográfico calles.

ANEXO 2. REGISTRO-VOLUMEN-FACTURADO (BALANCE HÍDRICO)

CAUDAL INYECTADO			
Mes	Caudal – Ingreso planta de tratamiento (l/s)	Caudal - promedio (l/s)	Caudal - Inyectado (95%) (l/s)
Enero	38	36.83	34.99
Febrero	38.5		
Marzo	38		
Abril	37		
Mayo	37		
Junio	35		
Julio	34.5		
Agosto	35		
Septiembre	36.5		
Octubre	37		
Noviembre	37.5		
Diciembre	38		

Caudal inyectado

VOLUMEN FACTURADO - DOMÉSTICO - AÑO - 2017		
MES	VOLUMEN FACTURADO (m3)	Nº DE ABONADOS
Enero	65921	1905
Febrero	60747	1907
Marzo	55719	1909
Abril	46881	1927
Mayo	58876	1929
Junio	53344	1929
Julio	56774	1929
Agosto	63278	1932
Septiembre	63175	1931
Octubre	50802	1946
Noviembre	68076	1945
Diciembre	63485	1953
Volumen (Promedio)	58923.33	1929
CAUDAL (l/s)	22.73	
Sub - Total 1	22.73	

Volumen facturado doméstico.

USOS ESPECIALES HOSPITAL GENERAL			
MES	CONTADOR 1	CONTADOR 2	V.F - TOTAL(m3)
Enero	755	395	1150
Febrero	626	433	1059
Marzo	533	302	835
Abril	422	171	593
Mayo	639	295	934
Junio	860	365	1225
Julio	586	321	907
Agosto	730	334	1064
Septiembre	789	287	1076
Octubre	509	264	773
Noviembre	851	434	1285
Diciembre	576	367	943
Volumen (Promedio))			987
Caudal (l/s)			0.38
Sub - Total 2	0.38		

Volumen facturado Hospital General

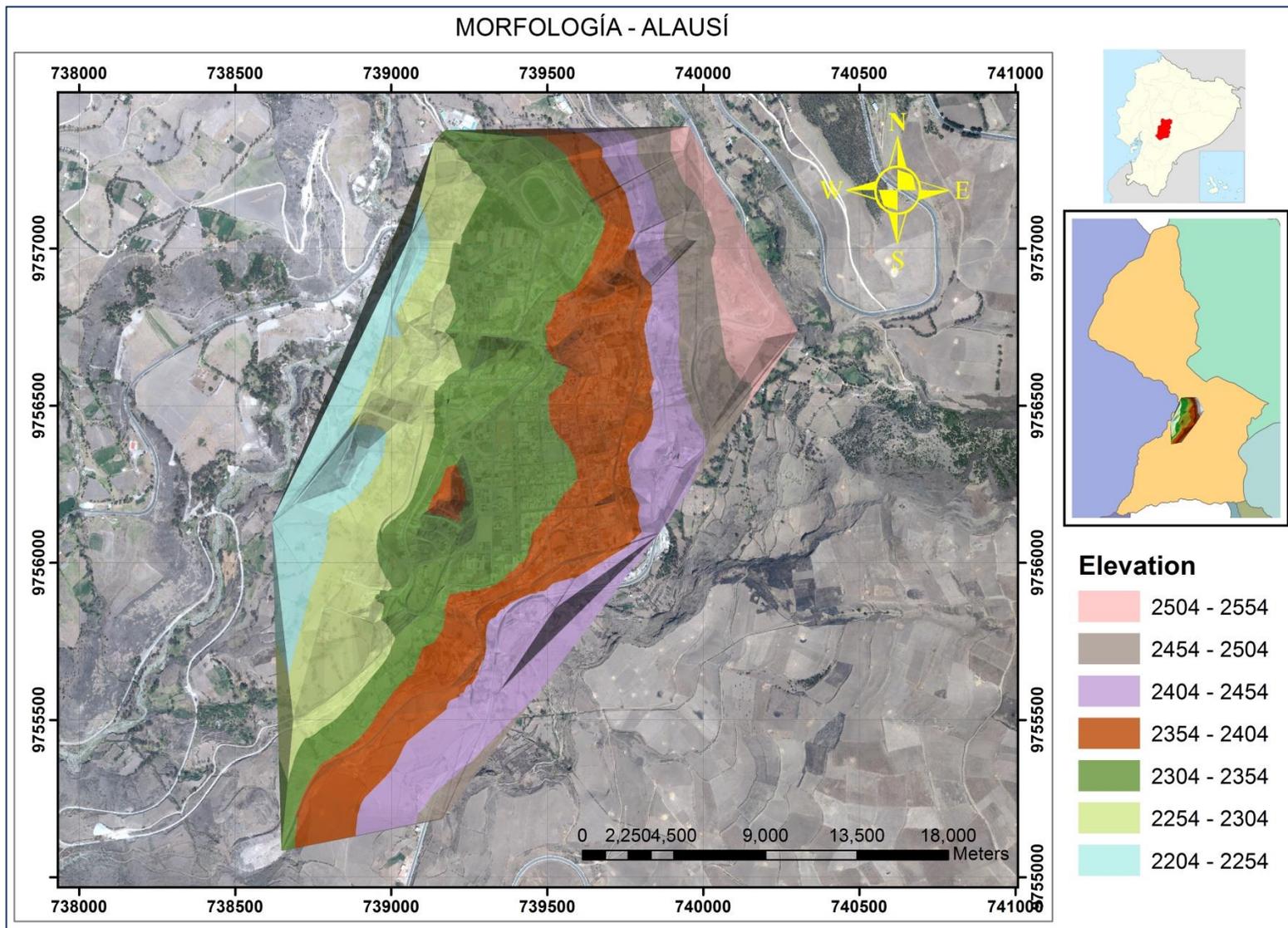
USOS ESPECIALES UNIDADES EDUCATIVAS VOLUMEN FACTURADO (m ³) AÑO 2017						
MEs	Alausí	González Suarez	Manuel Galecio	San Francisco de Sales	San Vicente Ferrer	Inés Giménez
Enero	860	254	300	326	277	89
Febrero	911	239	65	389	237	100
Marzo	521	251	600	367	239	120
Abril	700	228	321	364	141	95
Mayo	662	84	346	354	364	75
Junio	670	323	264	133	529	135
Julio	618	220	178	433	473	109
Agosto	595	255	43	443	39	68
Septiembre	426	416	145	388	14	130
Octubre	800	351	135	313	255	90
Noviembre	552	322	19	0	555	95
Diciembre	545	190	429	294	355	80
Volumen	655	261.08	237.08	317	289.83	98.83
Caudal (l/s)	0.25	0.1	0.09	0.12	0.11	0.04
Sub - Total 3	0.72					

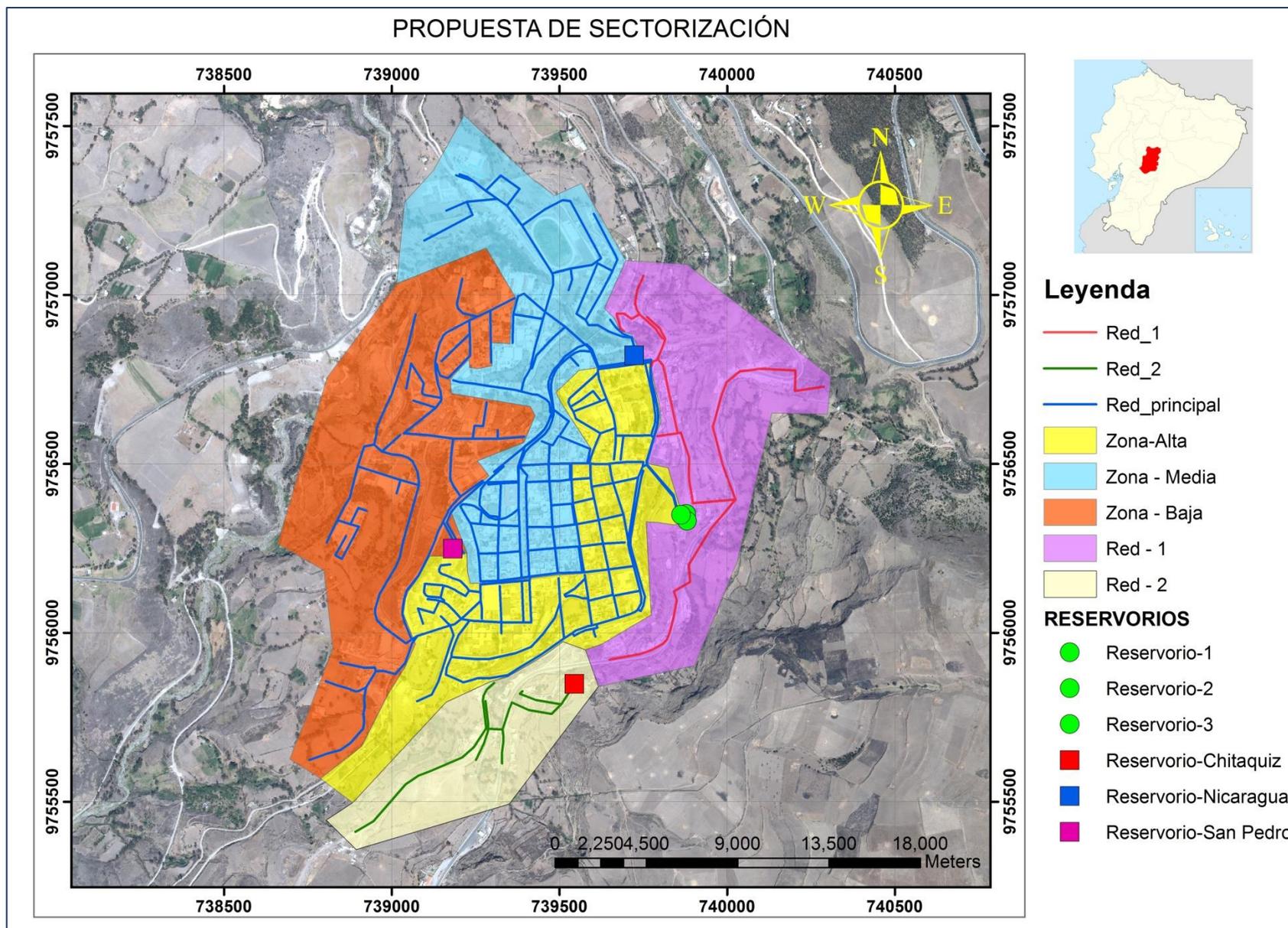
Volumen facturado Unidades Educativas

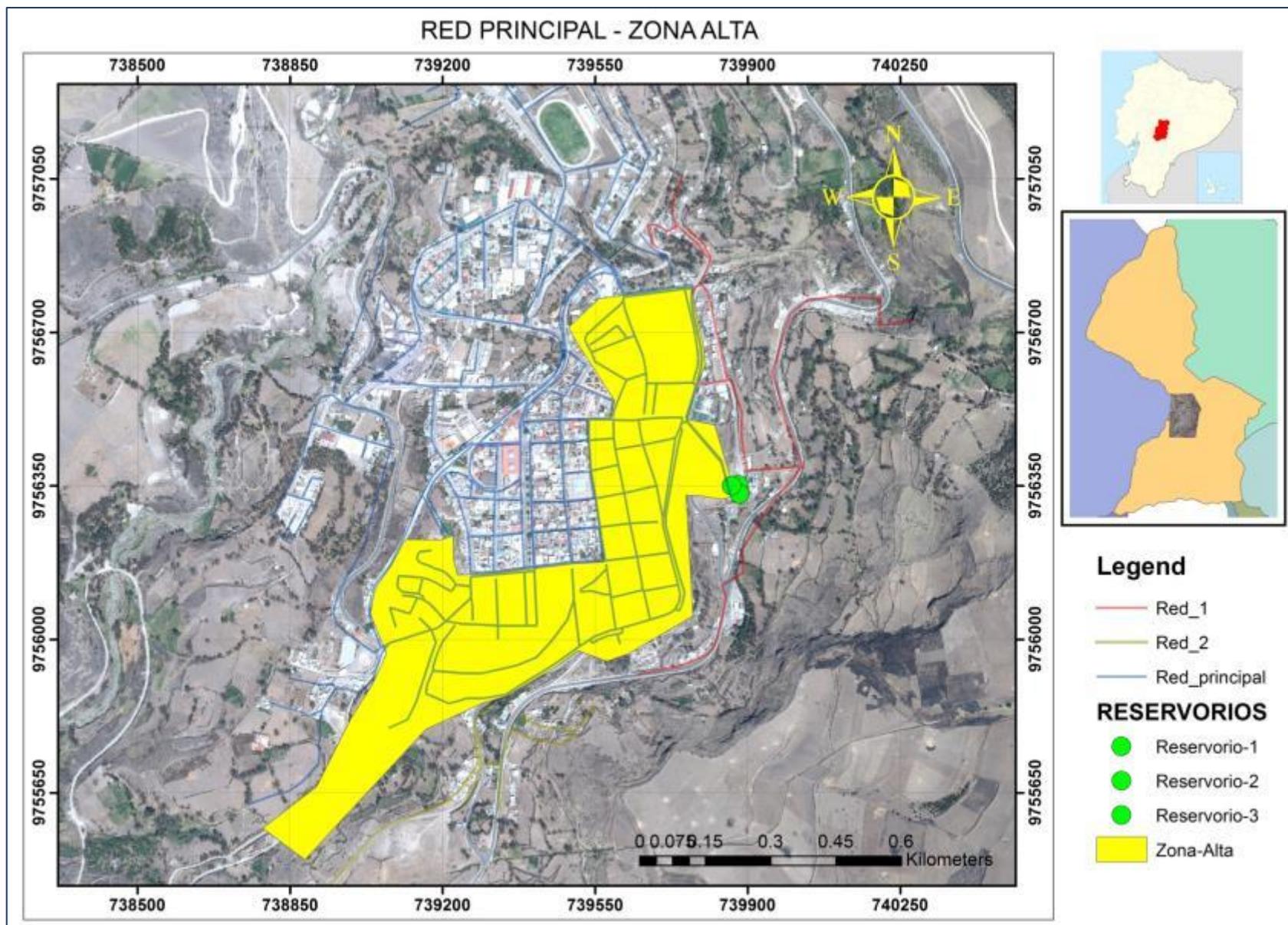
RESUMEN		
	Volumen (m3)	Caudal (l/s)
DOMESTICO	58923.33	22.73
HOSPITAL GENERAL	987	0.38
UNIDADES EDUCATIVAS	1858.83	0.72
TOTAL	61769.17	23.83

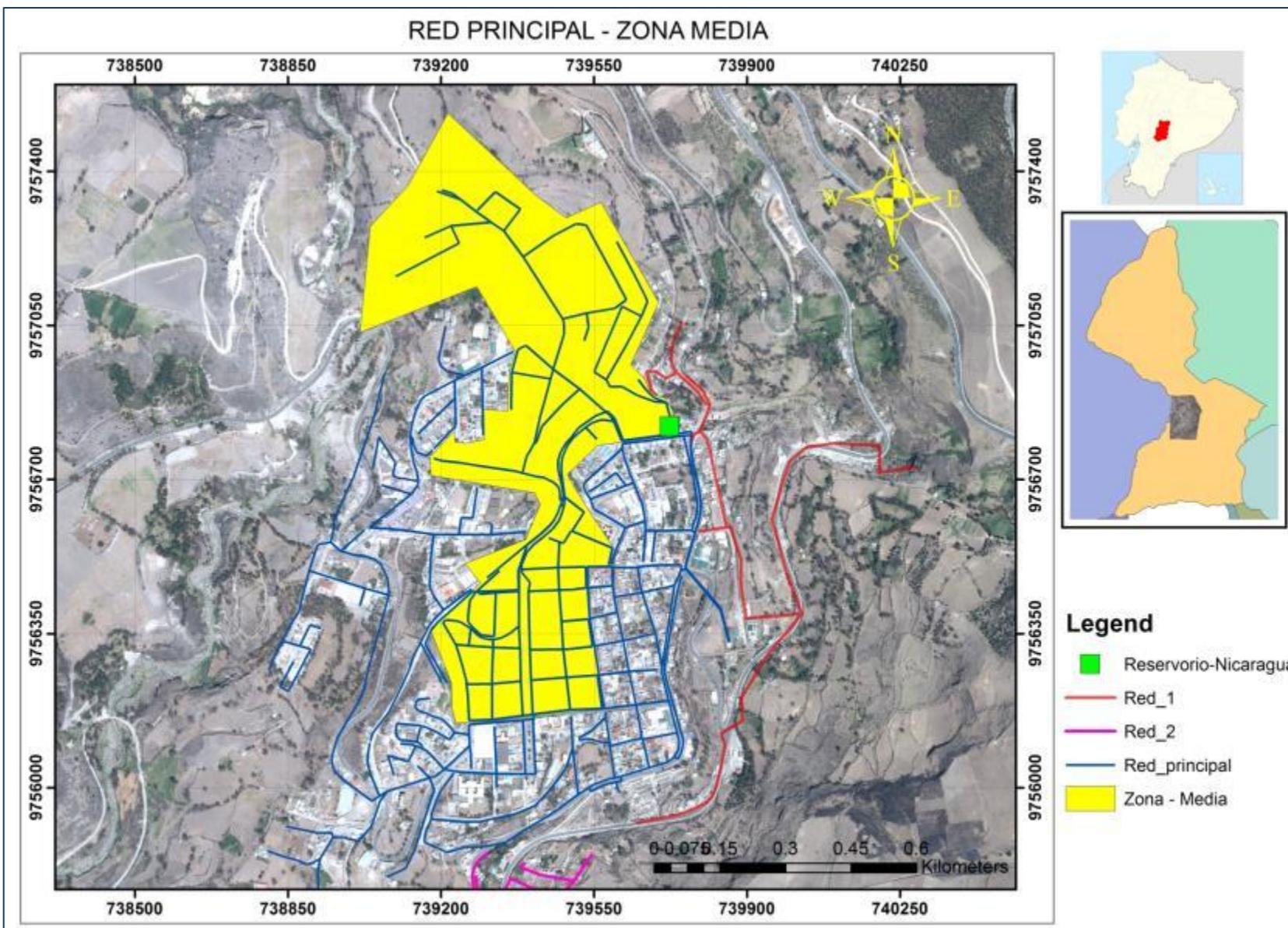
Volumen facturado total.

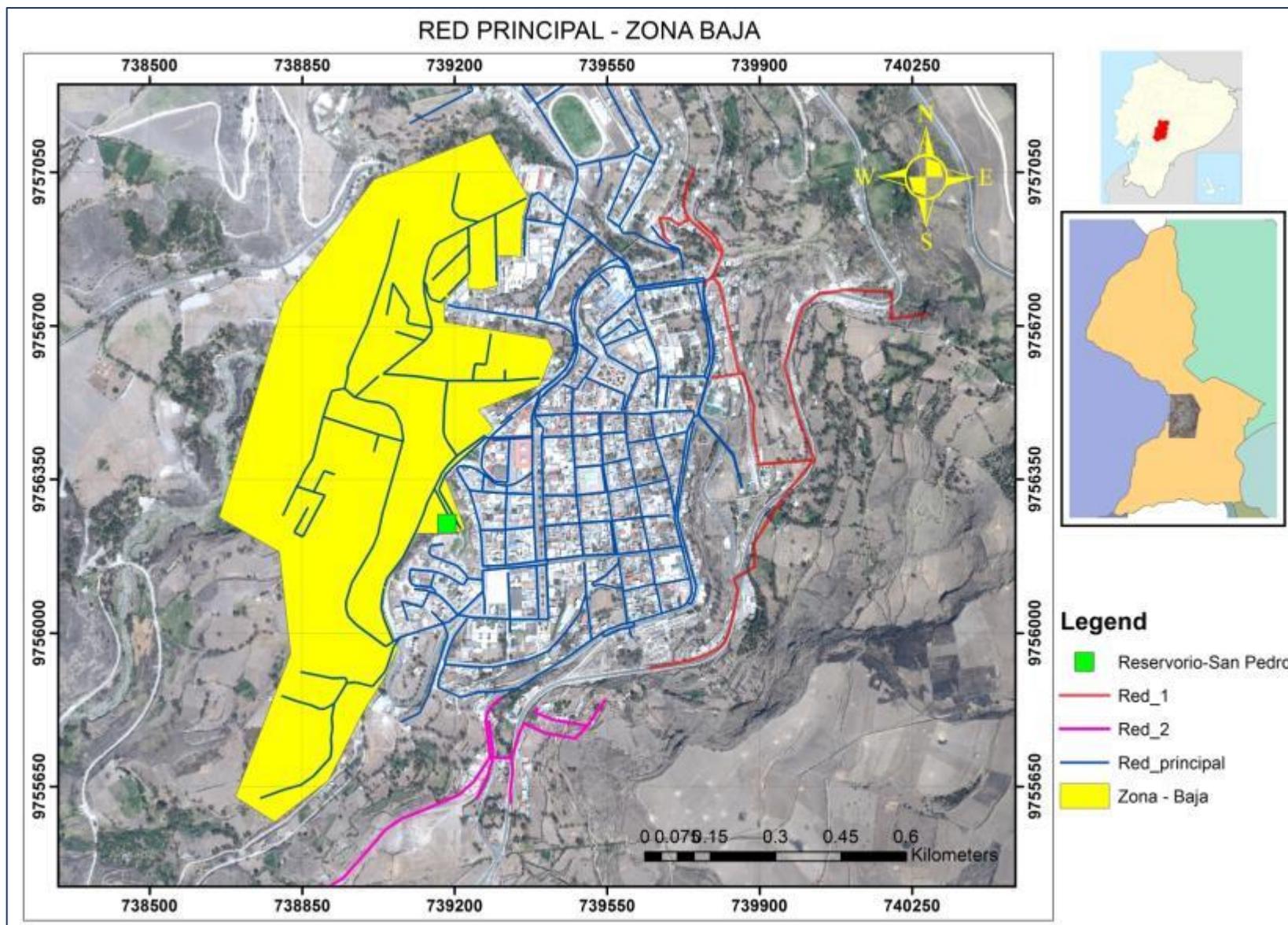
ANEXO 3. MAPAS.

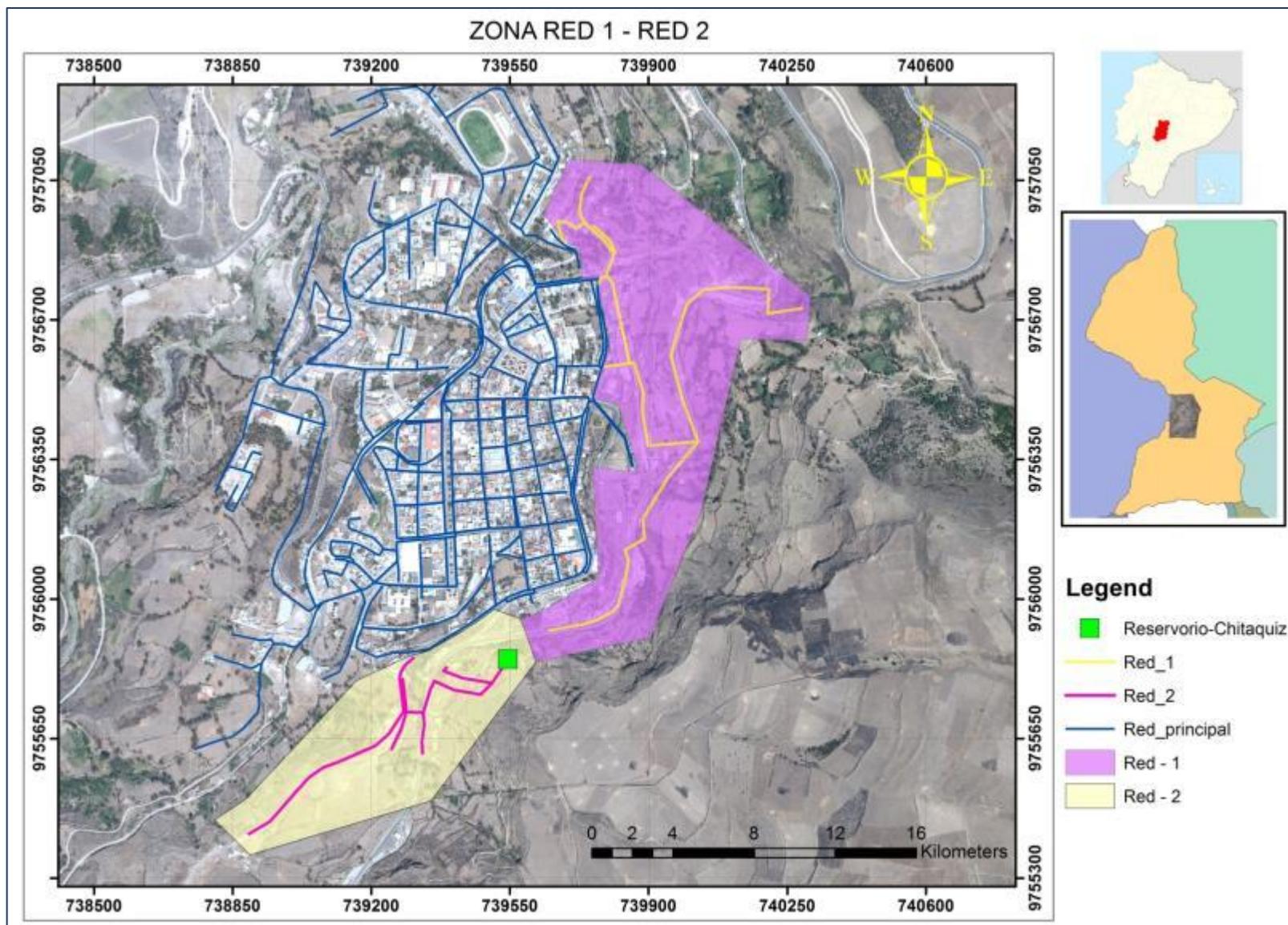


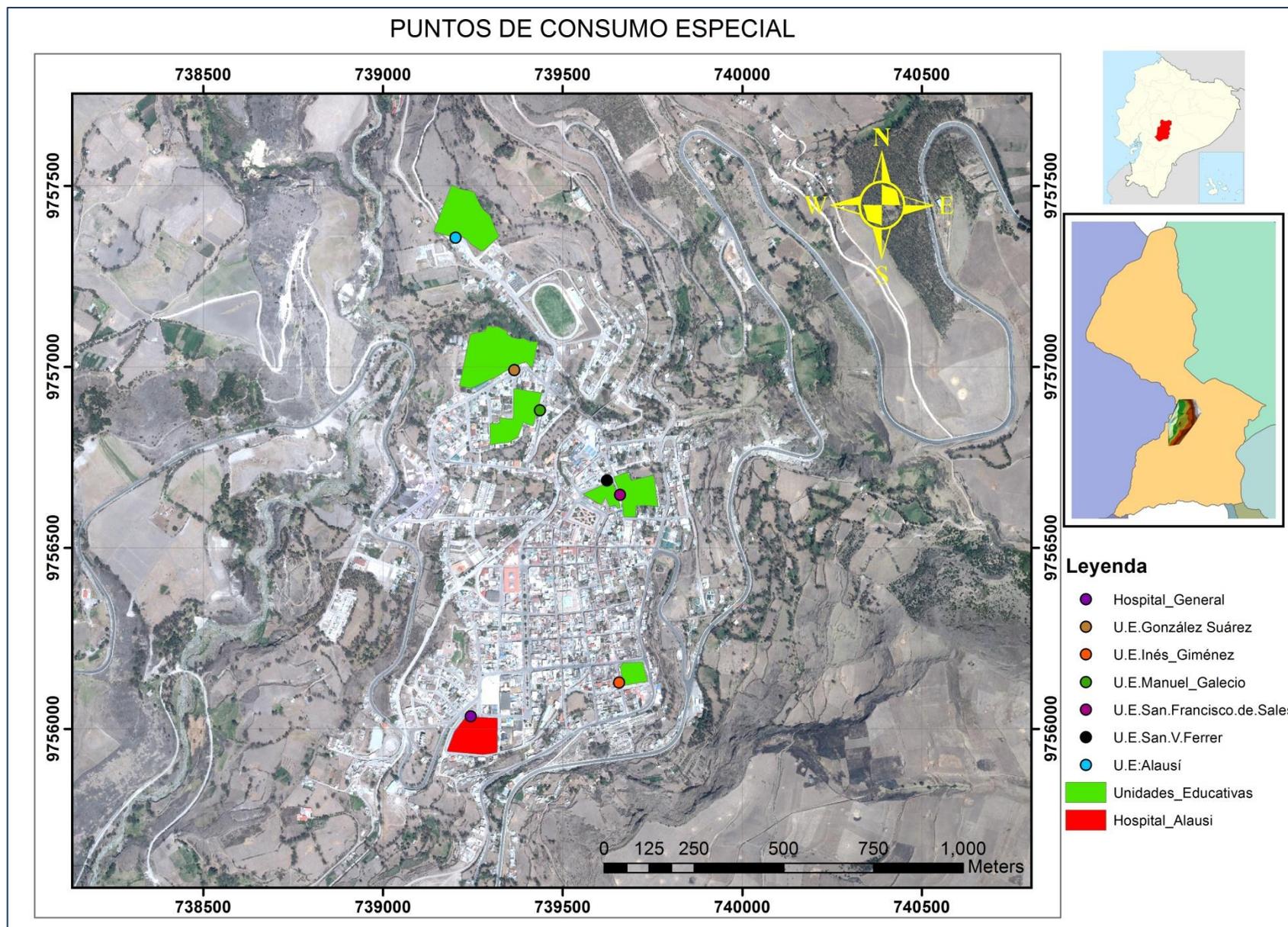


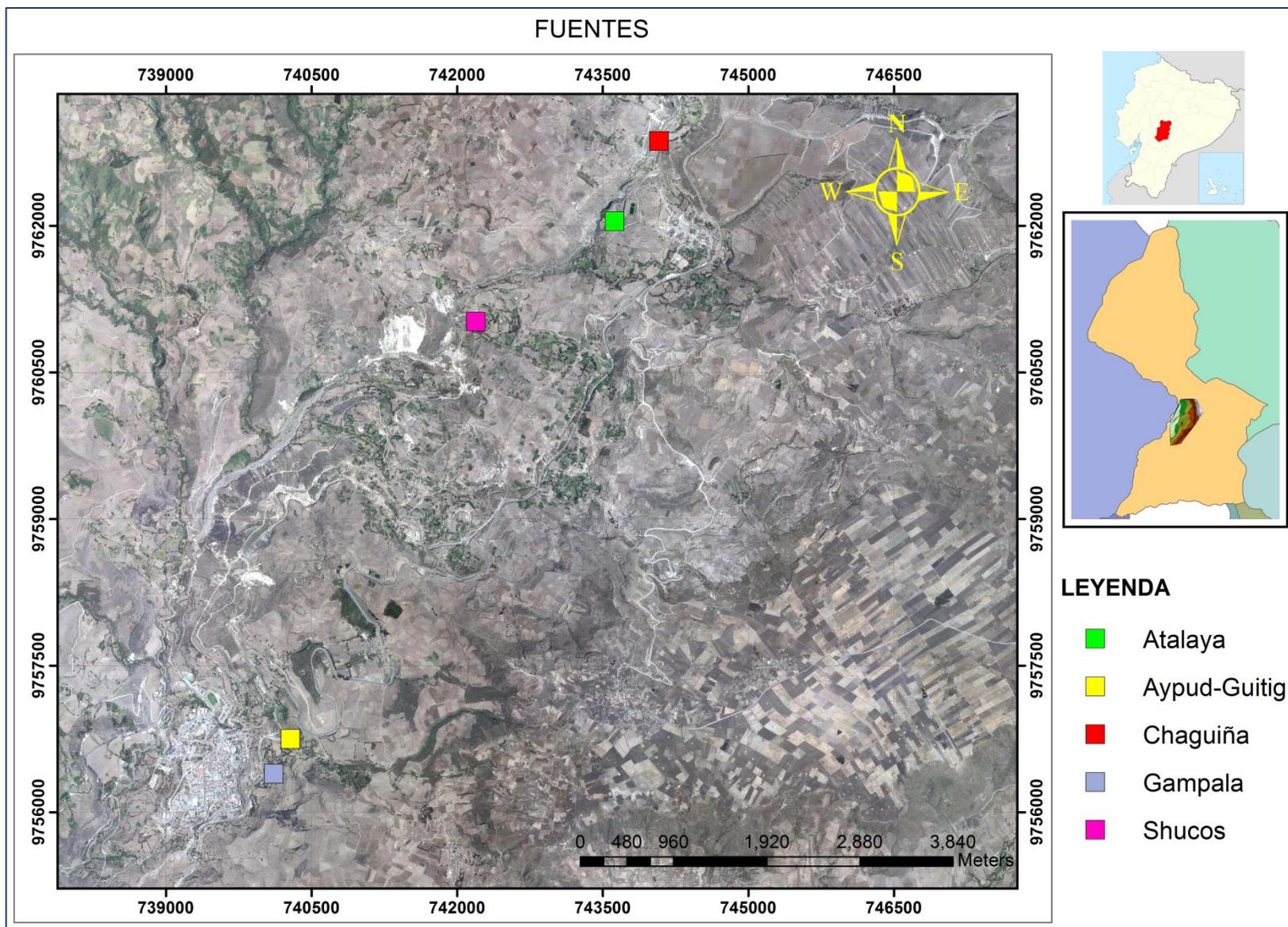




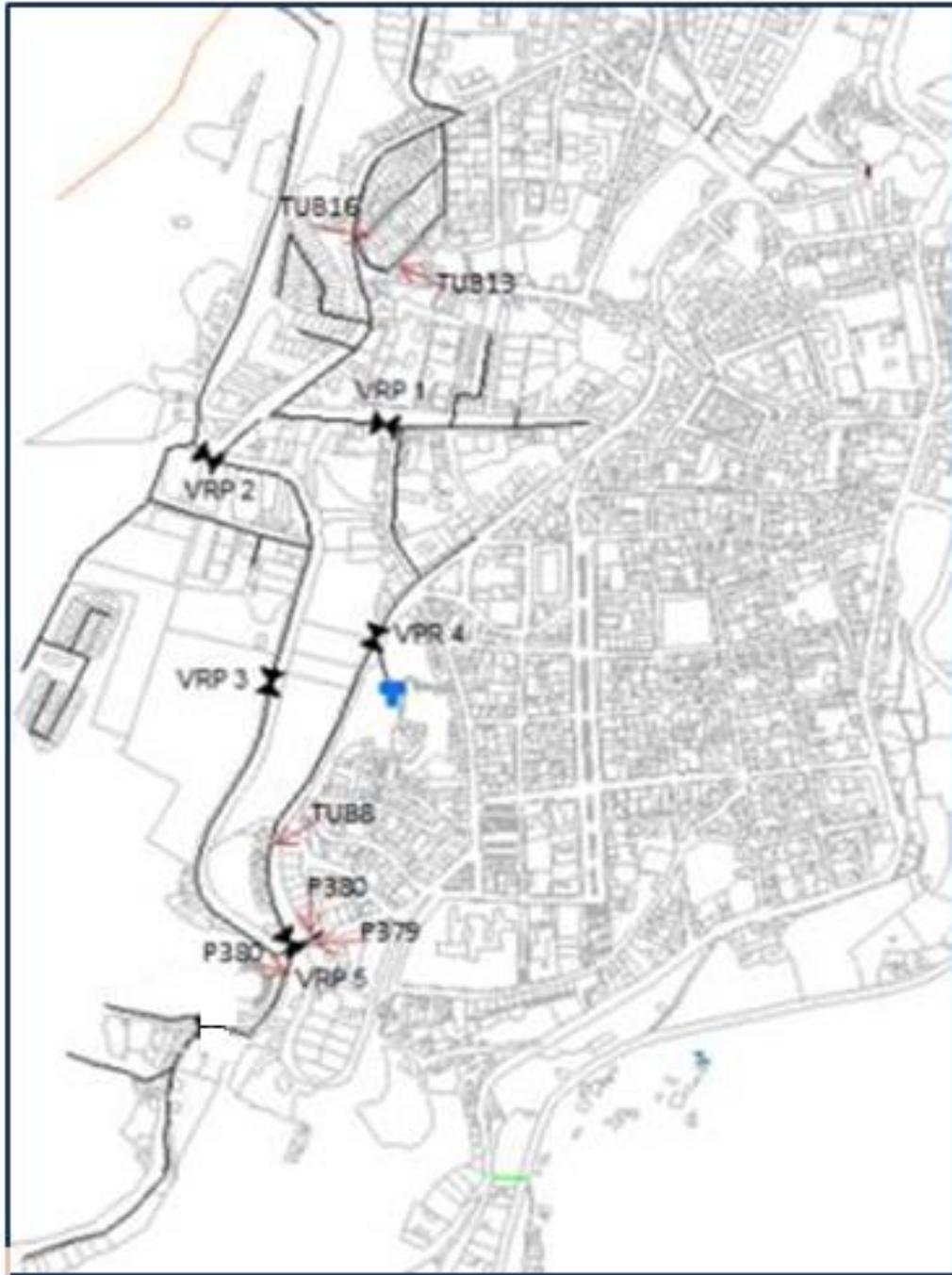








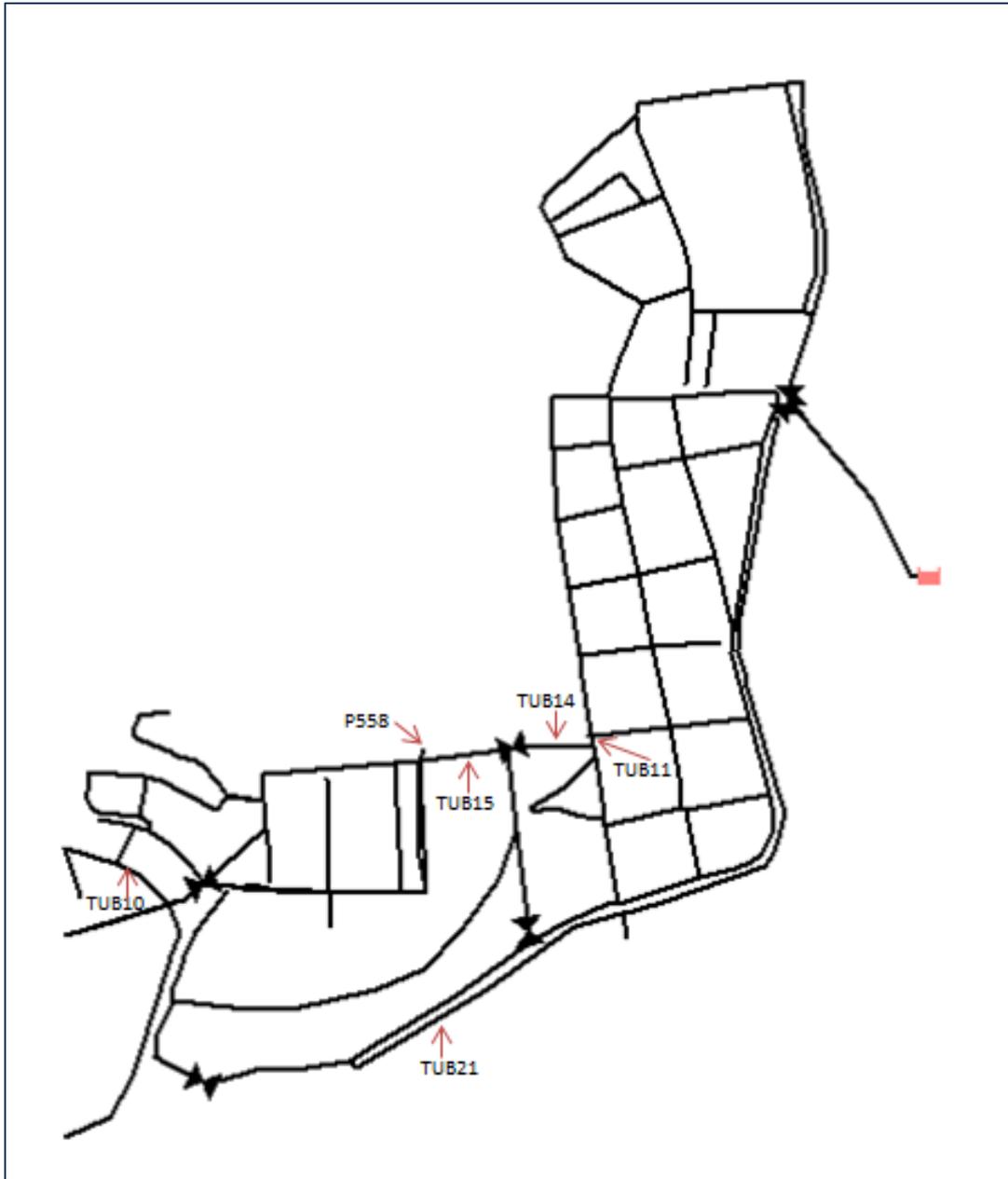
ANEXO 4. ACCIONES EN TUBERÍAS.



UBICACIÓN TUBERÍAS ZONA BAJA



UBICACIÓN TUBERÍAS ZONA MEDIA



UBICACIÓN TUBERÍAS ZONA ALTA