



MCIA
Maestría en Ciencias
en Ingeniería Ambiental
UMSNH

**UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA
FACULTAD DE BIOLOGÍA**

TESIS:

**ANÁLISIS DE LA MODELACIÓN DE REDES DE
AGUA POTABLE POR MEDIO DEL SOFTWARE
EPANET, RESPECTO A LOS LINEAMIENTOS DE
DISEÑO UTILIZADOS EN MÉXICO**

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN CIENCIAS EN INGENIERÍA AMBIENTAL

PRESENTA:

JAIME SAID REYES SÁNCHEZ

ASESOR:

DR. EZEQUIEL GARCÍA RODRÍGUEZ

COASESOR:

M. EN C. ING. RICARDO RUIZ CHÁVEZ

MORELIA, MICHOACÁN

DICIEMBRE DE 2020

Índice

1.- INTRODUCCIÓN.....	1
2.- MARCO TEÓRICO	3
2.1 Diseño de redes de distribución.....	3
2.2 Red de distribución	3
2.3 El problema del diseño de redes de distribución de agua potable	5
2.4 Métodos de diseño	5
2.5 Tipos de Modelos Matemáticos	6
2.5.1 Aplicaciones.....	6
2.5.1.1 Modelos de planificación.....	6
2.5.1.2 Modelos operacionales o de diseño.....	6
2.5.2 Grado de detalle	7
2.5.2.1 Estratégicos o arteriales.....	7
2.5.2.2 Detallados	7
2.5.3 Variación en el tiempo	7
2.5.3.1 Estáticos o de flujo permanente	7
2.5.3.2 Dinámicos o de flujo no permanente.....	9
2.5.3.3 Inerciales.....	9
2.5.3.4 No inerciales	9
2.5.4 Variables del Sistema	10
2.5.4.1 Hidráulicos	11
2.5.4.2 Calidad del agua	11
3.- ANTECEDENTES.....	12
3.1 Antecedentes de los modelos matemáticos.....	12
4.- JUSTIFICACIÓN.....	14
5.- HIPÓTESIS.....	15
6.- OBJETIVOS.....	15
7.- METODOLOGÍA	16

7.1 Estudio bibliográfico de EPANET respecto a su uso en diferentes redes de distribución de agua potable.	16
7.2 Revisión del método tradicional para el diseño de redes de distribución de agua potable.	17
7.2.1 Método tradicional para el diseño de una red abierta	17
7.2.1.1 Método tradicional para el diseño de una red cerrada o por circuitos....	19
7.3 Selección de la red de distribución para llevar a cabo el análisis hidráulico tradicional y por medio de EPANET para una red abierta	21
7.3.1 Análisis de red abierta	21
7.3.1.1 Ubicación	21
7.3.1.2 Planta de la red de distribución.....	22
7.4 Establecimiento de los criterios de diseño, así como el análisis de las variables involucradas.....	23
7.4.1 Criterios de Diseño	23
7.4.2 variables involucradas	24
7.5 Modelación de una red de distribución abierta bajo el método tradicional y comparado con EPANET.....	24
7.5.1 Modelación de la red abierta bajo el método tradicional	24
7.5.1.1 Datos básicos	24
7.5.2 Modelación de la red por medio del EPANET.....	29
7.5.2.1 Cálculo de los gastos en los nodos o cruceros respecto al flujo en cada tubería.....	29
7.5.2.2 Entrada de los datos a EPANET	40
7.5.2.3 Modelo corrido en EPANET	49
7.6 Selección de la red de distribución para llevar a cabo el análisis hidráulico tradicional y por medio de EPANET para una red cerrada o por circuitos	53
7.6.1 Análisis de red cerrada o por circuitos	53
7.6.1.1 Modelación de la red cerrada bajo el método tradicional.....	53
7.6.1.2 Datos básicos	53
7.6.1.3 Planta de la red de distribución.....	54
7.7 Modelación de la red de distribución cerrada de dos circuitos por medio de EPANET.....	63
7.7.1 Datos ingresados al programa	63

7.7.1.1 Cálculo de la demanda base por cada nodo.....	65
7.7.2 Entrada de datos al programa.....	69
7.7.3 Corrida del modelo en EPANET	71
7.7.4 Resultados.....	72
7.8 Aplicación de los modelos de calidad mediante el uso de software	74
7.8.1 Aplicación de los modelos de calidad mediante el uso de software.....	74
7.8.2 Datos para el cálculo de parámetros de calidad del agua	75
7.8.3 Calibración de los modelos de calidad.....	76
8.- CONCLUSIONES.....	77
9.-REFERENCIAS	79

RESUMEN

El problema de abastecimiento de agua potable para las pequeñas comunidades y las grandes ciudades en todo el mundo crece cada vez más al paso de los años a causa de la irresponsabilidad que se tiene en el manejo de residuos sólidos por lo tanto el agua de las principales fuentes se ha ido contaminando y con ello reducido la cantidad de agua disponible para uso y consumo humano, si a esto sumamos que el tratamiento de aguas residuales no se lleva a cabo en todos los asentamientos y por lo tanto las aguas servidas regresan a los cuerpos de agua dulce, el problema se acrecienta mucho más.

Recordando que en el planeta tierra un 97% es agua salada, constituyente de los océanos; del 3% restante, casi un 70% es hielo, y prácticamente el 30% que queda, está en acuíferos (que por cierto, agotamos a un ritmo superior a la de recarga natural). Ríos y lagos contienen menos del 0.5% del total del agua, y forman parte indesligable de la vida e historia de la humanidad. Son testigos y sustento de los lugares donde se fundaron ciudades, donde se establecieron pueblos, son la vía por la que éstos circularon y comerciaron; los ríos mantienen productivas las tierras que hemos cultivado, y por último han sido domesticados mediante presas y canales. (Utrera Caro, 2014)

La falta de inversión en los sistemas de agua potable en nuestro país ha llevado a que estos sigan operando a pesar de haber sobrepasado su tiempo de vida útil y por lo tanto ha llegado a existir un 40 % de fugas en ellos, con esto no se está aprovechando el recurso hídrico total que se extrae. (Botello, 2017). Ahora si a los problemas anteriormente mencionados se añade algún mal criterio o una falta de conocimiento en la modelación de los sistemas de abastecimiento y redes de agua potable, este problema crece exponencialmente y de nueva cuenta se cae al punto de la deficiencia en el aprovechamiento del agua.

En el presente trabajo se pretende analizar uno de los softwares de uso más común para el diseño de redes de agua potable, como es EPANET; ya que a pesar de que incluso la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) recomienda el uso de este software, no se han llevado a cabo pruebas que demuestren que este programa sea el

más ideal para llevar a cabo el diseño de los sistemas de distribución, dadas las condiciones particulares de nuestro país.

En este proyecto se realizará una comparación sobre las modelaciones tanto en redes cerradas y abiertas, con métodos tradicionales y comparadas con el software, para poder definir si este programa es adecuado para realizar este tipo trabajos y así poder tener un funcionamiento hidráulico más eficiente y óptimo en los sistemas y redes de distribución de agua potable, se evaluará a detalle cualquier dato a emplear, tanto en los métodos tradicionales, como en el software, viendo que variaciones hay en ellos y los posibles problemas que puedan surgir por desconocer alguno de ellos.

Palabras clave: agua, comunidades, ciudades, consumo, calidad.

ABSTRACT

The problem of providing drinking water for small communities and large cities around the world is growing more and more over the years because of the irresponsibility that exists in the management of solid waste, therefore the water of the main sources have been contaminated and thereby reduced the amount of water available for human use and consumption, if we add that the wastewater treatment is not carried out in all settlements and therefore wastewater return to the bodies of fresh water the problem grows much more.

Remembering that on the planet earth 97% is salt water, constituent of the oceans; of the remaining 3%, almost 70% is ice, and practically the remaining 30% is in aquifers (which by the way, we exhaust at a rate higher than that of natural recharge). Rivers and lakes contain less than 0.5% of the total water, and are an inseparable part of the life and history of humanity. They are witnesses and sustenance of the places where cities were founded, where villages were established, they are the way they circulated and traded; the rivers maintain productive the lands we have cultivated, and finally have been domesticated by dams and canals. (Utrera Caro, 2014)

The lack of investment in drinking water systems in our country has led them continuing to operate despite having exceeded their lifespan and therefore has reached 40% leakage in them, with this constant problem we are not been able to take advantage of the total water resource that is extracted. (Botello, 2017). Now if some bad criteria or a lack of knowledge in the modeling of supply systems and drinking water networks are added to the aforementioned problems, this problem grows exponentially and once again falls to the point of deficiency in the use of water.

This project pretends to analyze one of the most utilize software for the design of drinking water networks, such as EPANET; even though the National Water Commission (CONAGUA) recommends the use of this software, however this program has not been proven to carried out or demonstrate that this software is the most ideal to carry out the distribution systems, given the particular conditions of our country.

In this project, a comparison will be made on the modeling both in closed and open networks, with traditional methods and compared with the software, to be able to define if this program is adequate to carry out this type of work and thus be able to have a more efficient and optimal hydraulic operation In drinking water distribution systems and networks, any data to be used will be evaluated in detail, both in traditional methods and in software, seeing what variations there are in them and the possible problems that may arise due to someone not knowing any of them .

Keywords: water, communities, cities, consumption, quality.

1.- INTRODUCCIÓN

La realidad en México es que se tiene una escasez de agua a causa de la sobreexplotación de acuíferos y la extracción inconsciente de agua por la perforación de pozos profundos, principalmente por empresas a las cuales no se les regula el uso y consumo del este vital líquido, sumándole a esto la falta de mantenimiento a las redes y por ende el porcentaje de fugas que se tienen dentro de estas, esto se traduce a energía requerida para extraer agua que no es aprovechada, por lo tanto nuestros sistemas son deficientes para el abastecimiento de agua potable, son algunas de las razones por la que nuestros sistemas no funcionan de manera continua e ininterrumpida.

En México la mayoría de las redes de distribución de agua potable funcionan solo unas horas del día, se abastece por tandeos, solo se tiene el servicio de agua unas horas al día y algunos días de la semana y no de manera continua las 24 horas del día, como en algunos otros países, es el caso de Estados Unidos de Norteamérica, por lo que las personas se ven obligadas a almacenar agua en sus hogares ya sea en cisternas o aljibes para cubrir las necesidades básicas durante el resto del día y los días que no se tenga el servicio, con esto se puede comprobar que las redes funcionan en condiciones críticas en ciertas horas donde la demanda es la máxima, razón por la cual las redes de distribución eran diseñadas por métodos estáticos (diseño para condiciones críticas), en la actualidad se ha incrementado el uso de software para modelación de redes de agua potable y uno de los más utilizados es el EPANET, el organismo encargado de marcar los lineamientos de diseño incluso lo ha recomendado, pero no se tiene un estudio previo donde se demuestre que estas modelaciones garanticen un funcionamiento óptimo respecto a los criterios de diseño para las condiciones particulares de nuestro país, englobando todas las variables involucradas sin que se presenten problemas en cuanto a falta de abastecimiento, deficiencia en la carga hidráulica, calidad del agua y fallas en las tuberías por un diseño insuficiente e inadecuado en cuanto a los diámetros propios de la red.

En esta investigación se pretende realizar un análisis completo para la modelación de redes de distribución de agua potable utilizando el software EPANET, comparándolo con los diseños de redes tradicionales utilizando métodos estáticos, con la finalidad de comparar, discutir y analizar los resultados obtenidos, verificando si en realidad cumple con los lineamientos de diseño utilizados en México.

2.- MARCO TEÓRICO

2.1 Diseño de redes de distribución

El diseño de una red de distribución de agua potable nueva consiste en determinar los diámetros de cada una de las tuberías que la conforman dados un caudal de consumo en cada uno de los nodos fijados por la demanda de agua potable, una velocidad recomendable para evitar pérdidas de energía, debido a altas velocidades o sedimentación de partículas dentro de la tubería a causa de velocidades muy pequeñas, como una presión mínima en las horas de máximo consumo fijada por una norma local (Saldarriaga, 2007). Para esta investigación se tomará de referencia los libros del Manual Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (M.A.P.A.S.) diseñados por la Comisión Nacional de Agua (CONAGUA) para comparar los resultados de un análisis hidráulico para una red de distribución de agua potable que arroja un método tradicional respecto a la modelación utilizando el software EPANET.

2.2 Red de distribución

La red de distribución, es el conjunto de tuberías que se instalan subterráneamente en las calles de una población, y de las que se derivan las tomas domiciliarias que entregan el agua en la puerta de la casa del usuario (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, 2020)

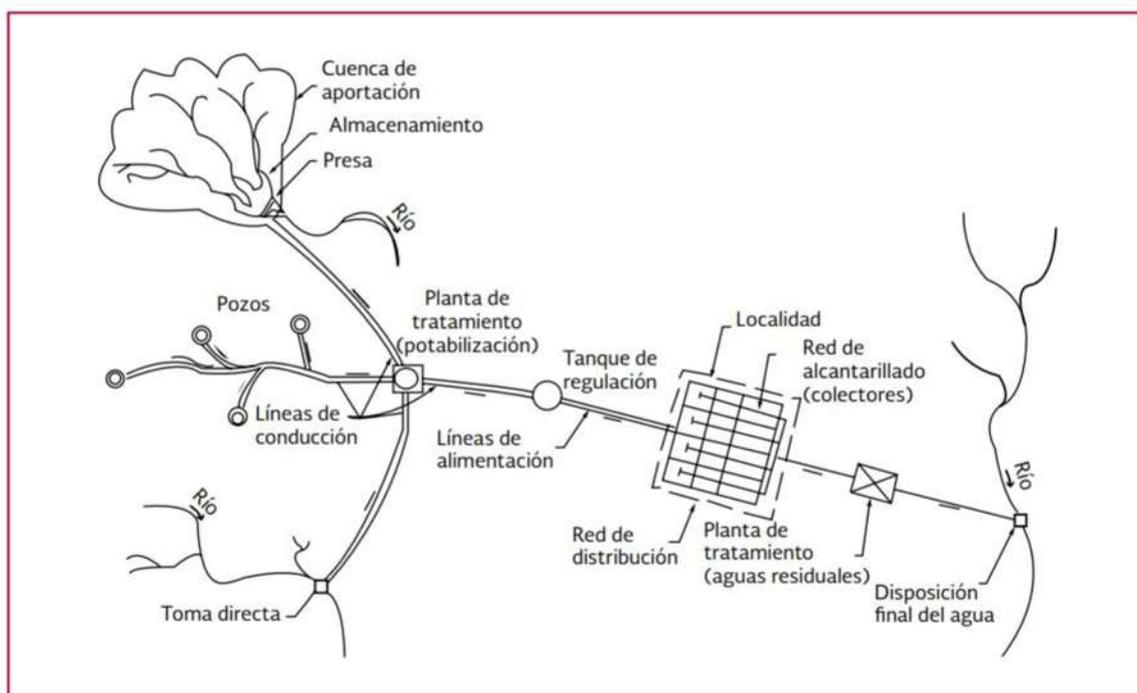
Existen tres tipos de redes de distribución de agua potable las cuales son: abierta, cerrada y combinada, para elegir alguna de ellas depende de factores como son la topografía y la traza urbana de la zona, la red está conformada por tuberías primarias que se conocen también como troncales y por secundarias que se derivan de las primeras.

Las redes de distribución abiertas se eligen cuando la topografía es muy irregular, tiene una traza urbana muy alargada y si hay mucha dispersión de la población en la zona que se pretende realizar el diseño, también se elige cuando se tiene contemplado un incremento de la población y por lo tanto una ampliación en la red, regularmente este

tipo de red se elige en zonas rurales porque cuentan con estas características mencionadas, a continuación se muestra un esquema de este tipo de red.

Las redes cerradas se eligen cuando la topografía es más plana y no tan irregular y la traza urbana es más simétrica en forma de malla donde se puedan formar circuitos, estos se van a situar en las calles más densamente pobladas, se pueden emplear cuando haya un incremento de población considerado pero con una predicción más exacta y controlada pero ya se tiene contemplada esta ampliación de más circuitos desde el diseño y estos se van realizando por etapas, como en el caso de fraccionamientos, a continuación se muestra un esquema de este tipo de red.

Las redes combinadas es cuando se necesita una ampliación en la red diseñada originalmente, por lo regular son redes cerradas y se necesitan ramificaciones para abastecer la demanda de agua a causa del incremento de la población en la zona de interés, esto a causa de que en nuestro país no se tiene en consideración la planificación y por consiguiente la mancha urbana crece sin ninguna predicción y se va llevando el servicio como se vaya requiriendo. (Maria de C. Cunha, July/August 1999).



Fuente: (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, 2020)

Ilustración 2.1 Configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas

2.3 El problema del diseño de redes de distribución de agua potable

Además de conocer las demandas de agua en los nodos y la presión mínima, para el diseño de una red de distribución de agua potable es necesario conocer, su topología: Coordenadas X,Y,Z de cada uno de sus nodos y accesorios importantes, la conectividad entre los nodos de la red (siempre a través de tubos) y las características fijas de las tuberías con excepción de su diámetro, es decir, longitud, coeficiente de pérdidas menores y rugosidad absoluta. También es necesario conocer las coordenadas y la línea piezométrica de cada una de las fuentes de agua (tanques probablemente) que alimentaran la red bajo diseño.

El problema de diseño se ha resuelto tradicionalmente por ensayo y error orientado por la experiencia del diseñador o por reglas dadas por organismos encargados del manejo del agua potable. De esta manera es posible encontrar una solución factible al problema; sin embargo, este método no tiene ningún criterio de optimización económica, lo cual lleva a diseños funcionales desde el punto de vista hidráulico pero con altos costos de construcción, operación y mantenimiento (Saldarriaga, 2007)

2.4 Métodos de diseño

Los métodos que se utilizan para un diseño tradicional de una red de distribución de agua potable son estáticos, esto quiere decir que se analiza la red como si estuviera funcionando a su máxima capacidad o demanda en ese instante, es decir, que todos los usuarios estuvieran extrayendo agua simultáneamente de la red, en otras palabras, que se está utilizando la carga hidráulica requerida y calculada para cada nodo de la red en un mismo momento (Arreola, 2017)

Para estos diseños se emplean las ecuaciones para el cálculo de las pérdidas de la altura piezométrica por fricción dentro de las tuberías a presión, las cuales son las ecuaciones de Robert Manning, Hazen-Williams y Darcy-Weisbach, estos métodos arrojan resultados diferentes en cuanto a pérdidas por fricción y por ende en la carga hidráulica disponible pero es aquí donde se selecciona el más adecuado dependiendo de las características particulares de la zona de estudio (Diskin, 1960)., ya sea urbana o rural; se sabe que las ecuaciones de Manning y Hazen-Williams tienen resultados parecidos respecto a la de Darcy-Weisbach, en el caso de la ecuación de Hazen-

Williams esto varía por los límites encontrados por los mismos científicos en pruebas experimentales, está limitada a ciertas características del tubo (el diámetro debe de ser superior a 75 mm o 3 pulgadas), del fluido (agua a temperaturas normales) y del flujo (la velocidad en las tuberías debe de ser inferior a 3 m/s o 10 pies/seg), (Saldarriaga, 2007) y por experiencia en la práctica se sabe que estas condiciones no se mantienen, además que los organismos encargados de los lineamientos de diseño también tienen algunos límites en cuanto a diámetros de tuberías, por ejemplo en zonas urbanas no se puede instalar un diámetro menor a 2 pulgadas y en rurales menor a 1 ½ pulgadas, por estas razones es que se debe saber que método es el más adecuado para cada caso (Lamont, 1969) (Maria de C. Cunha, July/August 1999).

2.5 Tipos de Modelos Matemáticos

Tomando en cuenta el desarrollo que en los últimos años han experimentado los modelos de simulación, es posible clasificarlos de acuerdo con el objetivo que persigan o los criterios que se establezcan

2.5.1 Aplicaciones

De acuerdo con su aplicación, los modelos se clasifican en modelos de planificación y modelos operacionales o de diseño.

2.5.1.1 Modelos de planificación

Estos modelos se utilizan para evaluar el rendimiento, los impactos económicos o cuantitativos de sistemas propuestos de tuberías, cambios en procedimientos operativos, comportamiento de distintos elementos, como válvulas de control, tanques, etcétera.

2.5.1.2 Modelos operacionales o de diseño

Se emplean para predecir el comportamiento hidráulico de variables, como la presión y los caudales en la red, y los niveles en tanques de regulación. El objetivo es tener un mejor soporte en la toma de decisiones.

2.5.2 Grado de detalle

En nuestro país el grado de detalle es muy importante porque en ocasiones se ejecutan trabajos que no requieren un nivel de detalle profundo, como en la toma de decisiones en la planificación.

2.5.2.1 Estratégicos o arteriales

Estos modelos solo incorporan elementos primordiales, como tuberías primarias y tanques de almacenamiento y regulación. Se emplean como instrumento de planeación y diseño, como en la ampliación de la red de distribución por la incorporación de nuevas colonias

2.5.2.2 Detallados

Normalmente, para cubrir las necesidades de regulación y control de los sistemas de distribución, se requiere un modelo estratégico, e incluso, en ocasiones, se necesita un nivel de detalle mayor. Estos modelos llegan a incluir las tuberías secundarias y hasta las tomas domiciliarias (Guerrero, 2002).

2.5.3 Variación en el tiempo

El tiempo es una variable fundamental en la simulación de redes de agua potable. Existen dos tipos de modelación: estática y dinámica.

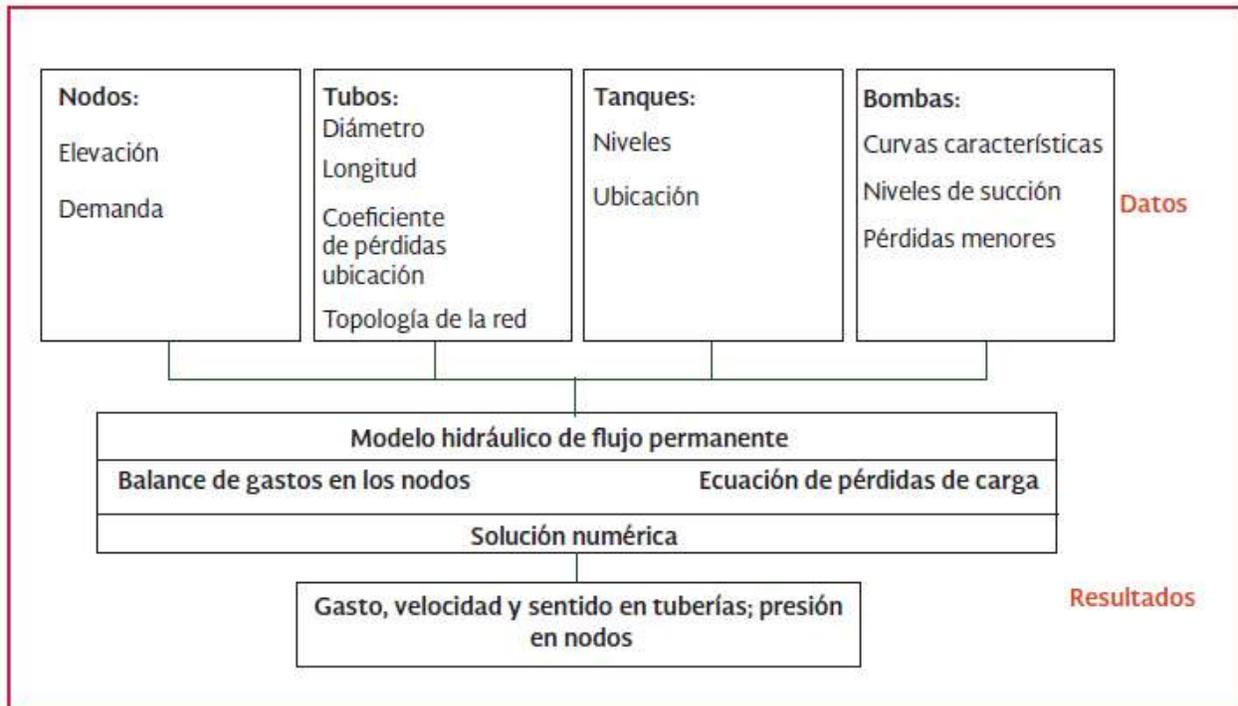
De acuerdo con el objetivo y las variables de interés se clasifican en hidráulicos y de calidad del agua.

2.5.3.1 Estáticos o de flujo permanente

En este tipo de modelos se da por hecho que los caudales demandados e inyectados permanecen constantes, que no existen variaciones en la operación en la red, y que el nivel en los tanques es fijo. Es cierto que las redes de distribución de agua potable no permanecen invariables a lo largo del tiempo. No obstante, estos modelos se emplean frecuentemente para analizar el comportamiento de la red con los caudales máximos horarios, así se somete a las condiciones más desfavorables. También son empleados como condición inicial para otro tipo de modelos de mayor grado de complejidad: los cuasiestáticos o los periodos extendidos. De forma general, un programa o software

comercial sobre modelación hidráulica en redes de distribución solicita, al menos, los siguientes datos para el análisis en estado permanente.

- Tuberías (tramos de la red): diámetro, longitud, coeficientes de pérdidas de carga por fricción
- Válvulas (abiertas, cerradas o semicerradas y en qué grado)
- Conexiones entre las tuberías (topología de la red)
- Nodos: elevación, demanda de agua
- Tanques: nivel de agua (se considera constante en un análisis de flujo permanente)
- Bombas: curvas gasto-carga, nivel de succión, pérdidas de cargas menores
- El programa arrojará una serie de resultados: el caudal con su velocidad en los tramos de tuberías, la presión en los nodos, las pérdidas de carga, el sentido del flujo y el nivel en los tanques.



Fuente: (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, 2020)

Ilustración 1.2 Diagrama de un modelo hidráulico de flujo permanente

2.5.3.2 Dinámicos o de flujo no permanente

A diferencia de los modelos estáticos, en los modelos de tipo dinámico se permite la variación temporal de los caudales demandados e inyectados, de las condiciones operativas de la red y de los niveles en los tanques. Consideran bajo ciertas restricciones, simular la evolución temporal de la red, en un intervalo determinado. Estos modelos se clasifican en inerciales y no inerciales.

2.5.3.3 Inerciales

Consideran la inercia del fluido en su movimiento, es decir, la energía que consumen o devuelven los cambios de velocidad. Estos modelos se subdividen, a su vez, en elásticos y rígidos, dependiendo de la inclusión o exclusión de la elasticidad del fluido y de la tubería.

Tienen aplicación en simulaciones que involucran cambios bruscos de velocidad en el sistema, derivados de maniobras repentinas y de roturas de tuberías, entre otras. Cuando estos cambios ocurren muy rápidamente, deberán considerarse los efectos elásticos en las tuberías y en el agua, como lo hacen los modelos elásticos o de golpe de ariete. Si los cambios no son tan rápidos, será suficiente incluir y considerar la inercia del fluido, que se traduce en una tubería indeformable y en agua incompresible, como sucede en un modelo rígido.

2.5.3.4 No inerciales

Simulan una serie de estados permanentes sucesivos bajo ciertas condiciones de frontera, variables en el tiempo. Estas variaciones le dan el carácter dinámico al modelo. Este modelo es conocido como cuasidinámico y su uso es ampliamente conocido como de simulación en periodo extendido' (*extended period simulation*, EPS). Se emplea cuando las variaciones en la velocidad del fluido en el interior de las tuberías son muy bajas, y se desprecia la energía que el fluido invierte o recupera al acelerar o desacelerar.

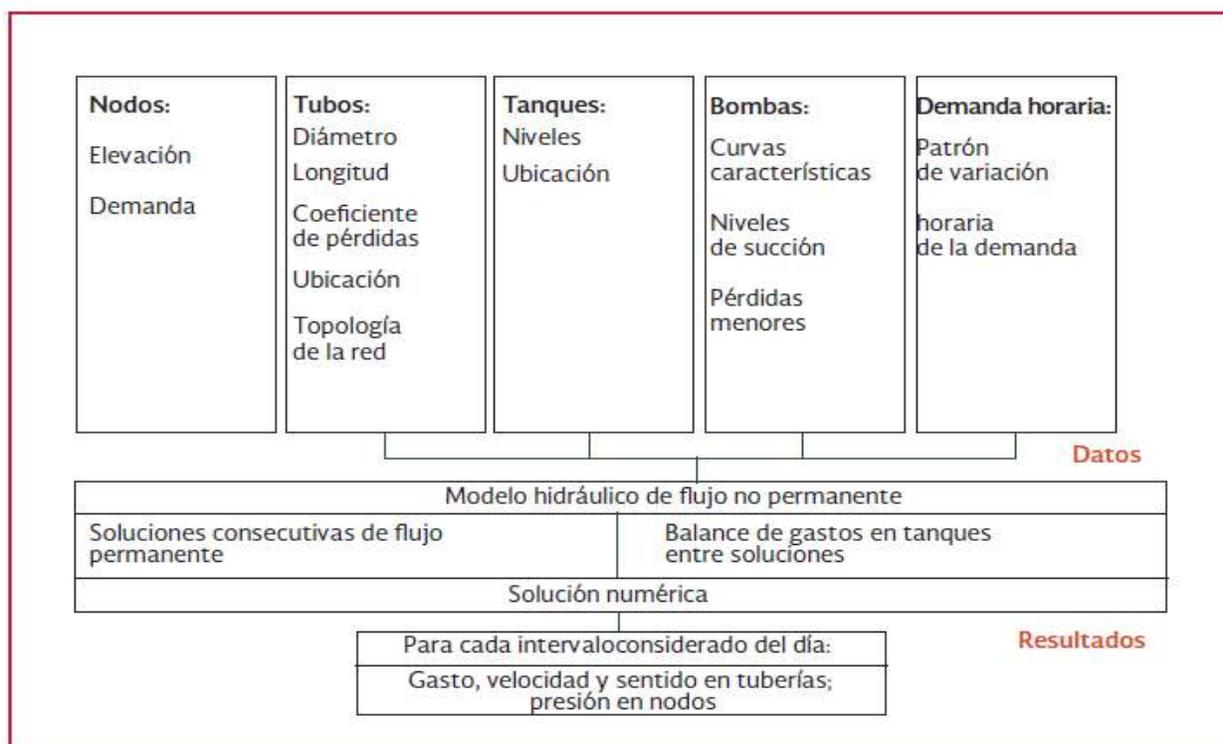
Básicamente se aplica para simular la evolución temporal de una red de abastecimiento en condiciones normales de funcionamiento, en las que los consumos en los nodos varían de manera gradual. De forma general, el modelo EPS se basa en soluciones

consecutivas de flujo permanente para cada hora del día u otro intervalo con la demanda correspondiente y en el balance del volumen de agua en los tanques.

Además de los datos iniciales que solicita el modelo de flujo permanente (Ilustración 2.2), un programa o software comercial de modelación de flujo en periodos extendidos requiere los siguientes datos (ilustración 2.3):

- Dimensiones de los tanques
- Variación de la demanda dentro de las 24 horas del día

Un programa de estas características arrojará una serie de resultados (el gasto en las tuberías, presión y demanda en los nodos, los niveles en los tanques) que cambian con el tiempo y se presentan para cada intervalo considerado en el análisis.



Fuente: (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, 2020)

Ilustración 2.3 Diagrama de un modelo hidráulico de flujo no permanente

2.5.4 Variables del Sistema

De acuerdo con el objetivo y las variables de interés los modelos se clasifican en hidráulicos y de calidad del agua.

2.5.4.1 Hidráulicos

Estos modelos determinan los caudales y presiones dentro de la red de distribución de agua, bajo condiciones iniciales y de frontera establecidas.

2.5.4.2 Calidad del agua

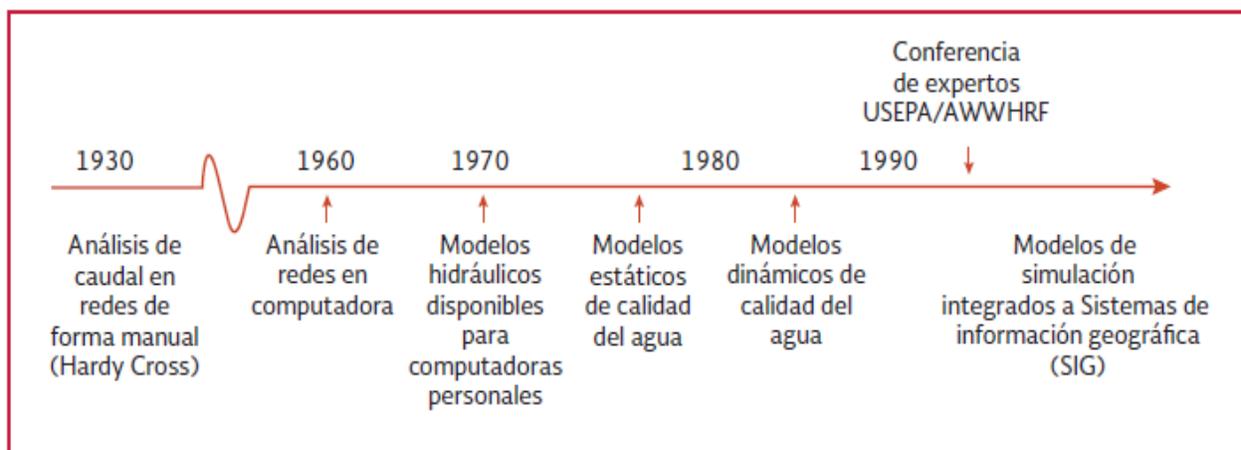
Los modelos de calidad del agua determinan la variación temporal y espacial de un determinado parámetro físico-químico de la calidad del agua, como la concentración de sustancias contaminantes o bien, desinfectantes. Aun cuando se conocen como modelos de calidad del agua, la aplicación se ha reducido a la modelación del cloro residual y del flúor. Esta clase de modelos requiere variables hidráulicas, como la velocidad, calculadas previamente con la ayuda de un modelo hidráulico.

3.- ANTECEDENTES

3.1 Antecedentes de los modelos matemáticos

El uso de modelos matemáticos para el análisis de sistemas de distribución de agua potable fue propuesto por vez primera por Hardy Cross en 1936. Desde entonces, los métodos de solución empleados en los modelos han evolucionado del análisis del caudal en redes desarrollado por él, hecho a mano, hasta el desarrollo y extensión de modelos hidráulicos de redes para computadoras en las décadas de los setenta y ochenta, y la posterior aparición de los modelos de calidad del agua en redes de distribución, a finales de la década de los ochenta (siguiente ilustración).

Actualmente, los modelos de simulación son sistemas completos de fácil manejo que permiten a los usuarios analizar y mostrar los parámetros hidráulicos y de calidad del agua dentro de un sistema de distribución de agua potable. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, 2020)



Fuente: (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, 2020)

Ilustración 3.1 Desarrollo histórico de los modelos de simulación matemática aplicados a redes de distribución de agua potable

En 1993 se lanza la primera versión al público del Software EPANET desarrollado por un grupo de trabajo de la U.S. EPA liderado por *Lewis Rossman*. La primera versión de EPANET se basó en dos modelos de uso público mencionados anteriormente: WADISO (Simulación Hidráulica) y DWQM (Modelación Dinámica de Calidad). En

ambos casos estos modelos estaban escritos en FORTRAN, y el equipo de Rossman los convirtió en lenguaje de programación C que para su época era un lenguaje de última generación. Como gran innovación se presentaba el uso de un programa en entorno gráfico de Windows, que brindaba al usuario un software de código abierto con una interfaz muy amigable que fue rápidamente adoptado por investigadores y la comunidad de ingeniería.

Rossman et al., (1994) señalaron que, para algunos puntos de medición ubicados en tuberías con baja velocidad del flujo, EPANET no logra representar bien las concentraciones medidas.

Para Tzatchkov et al., (2002), una de las probables razones de esta diferencia es que hay que considerar una alta variabilidad en la demanda y una dispersión no permanente que se genera en las tuberías, condiciones que no pueden ser consideradas por EPANET.

Es importante anotar que EPANET sufrió cambios significativos hasta el lanzamiento de la versión EPANET 2.0 a finales de la década (1998 – 2000), esto cambios no solamente tuvieron que ver con mejoras a la interfaz gráfica y herramientas de entrada de datos sino también con sus métodos de cálculo y algoritmos. En primer lugar en lo que tiene que ver con el método de análisis hidráulico se adaptó el método de gradiente conjugado (con el objeto de mejorar la velocidad de convergencia y uso de memoria). En lo que tiene que ver con el modelo dinámico de calidad también se reemplazó la aproximación Euleriana (M. Elementos Discretos de Volumen) por una aproximación o método Lagrangiana, quien según un análisis comparativo realizado por *P. Boulos* y el mismo *L. Rossman* demostró ser más versátil y eficiente.

Si bien el método del gradiente comenzó a ser una estándar de cálculo en la mayoría de programas luego de su adopción por el EPANET, cada nueva versión de los paquetes comerciales traía consigo mejoras en el manejo de datos, reportes gráficos y tabulares, gestión de escenarios, y la capacidad de interoperación con otros sistemas de información, especialmente con Bases de Datos comerciales y Sistemas de Información Geográfica (GIS).

4.- JUSTIFICACIÓN

Los sistemas de distribución de agua son una parte fundamental en la calidad de vida y desarrollo del ser humano, dado que suministran el vital líquido de manera continua a cada uno de los hogares; sin embargo, en estos podemos observar algunos problemas tales como escasez, fugas en la red de distribución, deficiencia de la calidad del agua, falta de presión, tandeo del suministro, entre otros. Resolver estos problemas, exige alcanzar un conocimiento profundo de los sistemas de distribución de agua potable, para así tomar mejores decisiones y optimizar el servicio. En la actualidad, la modelación de casi la totalidad de estos sistemas, se lleva a cabo por medio de programas de cómputo, en la presente investigación se pretende verificar si los resultados obtenidos por uno de los programas más empleados y sugerido por la autoridad en la materia, referente a modelación de redes de abastecimiento, como lo es el software EPANET, revisando si en realidad cumple con los lineamientos de diseño utilizados en México.

5.- HIPÓTESIS

El software EPANET no cumple con los lineamientos de diseño utilizados en México para la modelación y el diseño de redes de distribución de agua potable.

6.- OBJETIVOS

Objetivo General:

Analizar los resultados obtenidos en la modelación de redes de distribución de agua potable, por medio del software EPANET, comparándolos con los lineamientos de diseño utilizados en México en materia de distribución de Agua Potable.

Objetivos específicos:

- Verificar que los resultados obtenidos mediante el uso de EPANET para el cálculo hidráulico, cumplan con los lineamientos de diseño utilizados en México, tanto para planificación, operación y gestión de la red.
- Analizar los resultados obtenidos por medio del análisis tradicional y el análisis por medio de EPANET, tanto para una red de distribución abierta, como para una red cerrada o por circuitos.
- Revisar el manejo de las variables de cálculo para sustancias conservativas y no conservativas, en el EPANET, en redes de distribución de agua potable.

7.- METODOLOGÍA

7.1 Estudio bibliográfico de EPANET respecto a su uso en diferentes redes de distribución de agua potable.

EPANET es un programa desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos (EPA, Environmental Protection Agency), para el estudio y análisis del comportamiento de redes hidráulicas a presión. El programa está compuesto por un módulo de análisis hidráulico que permite simular el comportamiento dinámico de una RDAP. Hace posible incorporar a la simulación tuberías, bombas de velocidad fija y velocidad variable, válvulas de estrangulación, válvulas reductoras y sostenedoras de presión, tanques de altura piezométrica constante y variable y sistema de control y operación temporales o según nivel o presión.

El análisis hidráulico de la red se puede realizar mediante las ecuaciones de Hazem-Williams, Darcy-Weisbach o Chézy-Manning a fin de calcular las pérdidas de altura piezométrica por fricción. EPANET modela reacciones químicas del agua en el seno de un fluido o con el material en las paredes de la tubería y de los tanques. Para ello utiliza reacciones cinéticas de primer orden y requiere las constantes K_b y K_w .

El programa se encuentra en lenguaje C y puede correr en entornos MS-DOS, Windows 95, UNIX o Windows XP o superior, siendo este último sistema operacional el más popular debido a su facilidad de manejo y la excelente presentación de resultados por pantalla. El programa es bastante rápido y confiable; el tamaño de la red sólo puede verse limitado por las capacidades de memoria del equipo utilizado. La entrada de datos se hace a través de un archivo input de tipo texto con toda la información de entrada.

Una vez se realiza la simulación del comportamiento de la red, el programa EPANET ofrece la posibilidad de visualizar por pantalla los resultados obtenidos. Este sistema presenta dos ventanas principales: un esquema de la red sobre el cual codifica, por colores, los diversos resultados que el usuario desee ver para un instante específico del periodo de simulación, y una ventana llamada browser en la cual se pueden seleccionar nodos y tuberías, con el fin de presentar toda la información disponible. Además el programa permite generar, con los resultados, algunas tablas y gráficas que

pueden imprimirse directamente o emplearse en otras aplicaciones, como Excel o Word. Los resultados obtenidos por el programa son bastante confiables; la popularidad de EPANET se ha extendido rápidamente por su buen desempeño y por ser de distribución gratuita. (Saldarriaga, 2007)

7.2 Revisión del método tradicional para el diseño de redes de distribución de agua potable.

7.2.1 Método tradicional para el diseño de una red abierta

A continuación se explicará el procedimiento y las ecuaciones a utilizar para el cálculo de una red de distribución abierta con el método de tubería real hf (Manning).

- Tramo: se indican los cruceros en los que se realizara el cálculo.
- Longitud del tramo: es la longitud propia del tramo entre los cruceros.
- Longitud acumulada: es la longitud que se viene sumando de todos los tramos de tubería anteriores a ese crucero.
- Gasto específico: es el resultado de dividir el gasto máximo horario entre la longitud total de la tubería.

$$q.e. = \frac{Q_{\text{máxhorario}}}{\text{Longitud total}}$$

Cabe mencionar que el gasto máximo horario depende del gasto máximo diario y este a su vez del gasto medio, este último está en función de la población en estudio y la dotación que se le asigne a esta

- Gasto acumulado: es el resultado de la multiplicación del gasto específico por la longitud acumulada en cada tramo.

$$Q_{\text{acum}} = q.e. (\text{Longitud Acumulada})$$

- Cálculo del diámetro: para calcular el diámetro se emplea la ecuación de Dupuit que está en función del gasto, para nuestro caso el gasto acumulado.

$$Dupuit = 1.2\sqrt{Q_{\text{acum}}}$$

- Diámetro y clase de tubería: aquí se selecciona un diámetro comercial que más se acerque al resultado obtenido con la ecuación de Dupuit, anotando también la clase de tubería con la que se estará trabajando, la clase se refiere a la resistencia.
- Área: aquí se calcula el área en base al diámetro comercial seleccionado

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

- Velocidad: se obtiene dividiendo el gasto acumulado entre el área de la tubería

$$V = \frac{Q_{acum}}{A}$$

- El coeficiente de rugosidad de Manning (K) está en función del diámetro de la tubería y el coeficiente de rugosidad del material (n)

$$K = \frac{10.3n^2}{D^{(\frac{16}{3})}}$$

- Las pérdidas por fricción de la tubería se calculan con la ecuación de Robert Manning

$$hf = KLQ^2_{acum}$$

- La elevación piezométrica para el primer tramo que es del tanque de regularización al primer crucero (línea de alimentación) se obtiene restando las pérdidas que se generan en el tramo a la cota de terreno natural de donde se ubica el tanque de regularización, de ahí en adelante se obtiene restando la pérdida generada en el tramo a la elevación piezométrica del crucero anterior.

$$Elev. piezométrica = (Elev. piezométrica_{anterior} - hf)$$

- El cálculo de la carga disponible en cada crucero se obtiene mediante la siguiente ecuación

$$H_D = (\text{Elev. piezométrica} - \text{cota de terreno})$$

7.2.1.1 Método tradicional para el diseño de una red cerrada o por circuitos

Para este análisis se explicará paso a paso el cálculo de una red cerrada por el método de Hardy Cross.

- Sobre el plano de la población se trazarán las tuberías de circuito y de relleno localizadas en la forma indicada; se anotará la longitud de cada tramo de calles y se enumerarán ordenadamente los cruces o nodos.
- Se obtendrá la longitud total de la red, sumando todas las longitudes de los tramos de calle.
- Se determinará el coeficiente de gasto o gasto por unidad de longitud, el cual es el resultado de dividir el gasto máximo horario entre la longitud total de la red; conocido como gasto específico.

$$q.e. = \frac{Q_{\text{máxhorario}}}{\text{Longitud total}}$$

- Se indicará en cada tramo de tubería el gasto correspondiente a ese tramo, que es producto de su longitud por el coeficiente de gasto o gasto específico.
- Se supondrá una distribución de escurrimientos y se localizarán los puntos de equilibrio, es decir, puntos en donde la presión en cualquier sentido en que llegue el agua debe ser la misma.
- Acumulación de gastos en los tramos de tubería principal y estimación preliminar de los diámetros de éstas mismas tuberías en función de los gastos que fluyen por ellas.
- Ajuste del funcionamiento hidráulico de la red por el método de Hardy Cross.
- Cuidar la carga de operación para que esté dentro de los rangos permisibles que varían de 10 a 50 m.c.a. así como las velocidades que se encuentren de 0.3 a 5 m/s.

Con respecto a la acumulación de gastos, es necesario aclarar que cuando un gasto Q llega al circuito, se divide en dos partes: una va por un sentido del circuito hasta el

punto de equilibrio y otra va por el otro sentido también hasta el punto de equilibrio; los dos gastos Q_1 y Q_2 suman el gasto Q que llega a dicho circuito. Si la red consta de un solo circuito, la acumulación se hace partiendo del punto de equilibrio; sumando todos los gastos parciales en un sentido primero hasta llegar al punto de entrada del circuito y después en otro sentido desde el mismo punto de equilibrio hasta el punto de entrada. Es decir, que se sigue un camino inverso del que sigue el agua en su distribución.

Para el ajuste hidráulico se procede de la siguiente manera: fijados los diámetros y elegido el punto de equilibrio de acuerdo con el escurrimiento supuesto, se determinan las pérdidas de carga en las dos ramas en que se supone escurre desde el punto de entrada al circuito hasta el punto de equilibrio.

Si la pérdida de carga con la que se llega en un sentido es igual a la del otro sentido, el problema está resuelto y los diámetros y escurrimientos supuestos son correctos, de lo contrario se procederá a hacer otro tanteo modificando los diámetros supuestos o moviendo el punto de equilibrio, o modificando los gastos. Se procede de esta manera en forma sucesiva, hasta lograr que la pérdida de carga en uno y otro sentido sean iguales o tengan una diferencia razonable.

Cuando la red es más complicada, es decir, cuando está formada por más de 3 circuitos, este procedimiento se hace más laborioso, en estos casos en vez de modificar diámetros o puntos de equilibrio, se modifican los gastos, para ello el procedimiento de Cross aconseja hacer correcciones sucesivas modificando los gastos en uno y otro sentido, según lo indique el signo de corrección ($Q_1 + \Delta$; $Q_2 - \Delta$) hasta tener una diferencia aceptable de cargas.

Esta corrección se realiza mediante la aplicación de la fórmula siguiente:

$$\Delta = - \frac{\sum H}{n \sum \frac{H}{Q}}$$

En donde:

Δ = corrección

ΣH = suma algebraica de pérdida de cargas en los dos sentidos (positivo y negativo).

$\Sigma (H/Q)$ = Suma algebraica de las relaciones de pérdida de cargas a gastos en los dos sentidos.

n = coeficiente (para Manning = 2; para Hazen y Williams $n = 1.85$).

En los tramos de circuito comunes la corrección es $(\Delta_1) - (\Delta_2)$ con sus respectivos signos.

7.3 Selección de la red de distribución para llevar a cabo el análisis hidráulico tradicional y por medio de EPANET para una red abierta

7.3.1 Análisis de red abierta

Como primera propuesta es hacer el análisis en una red abierta, para lo cual se tomará la localidad de Isaac Arriaga conocido como Noriega la cual está situada en el Municipio de Morelia (en el Estado de Michoacán de Ocampo). Tiene 302 habitantes (al censo del 2010), por lo que la localidad se clasifica como tipo rural. Es importante mencionar que la principal actividad económica de esta localidad es la agricultura y la ganadería.

7.3.1.1 Ubicación

La localidad de Isaac Arriaga (Noriega) se sitúa dentro del estado mexicano de Michoacán de Ocampo, Se encuentra localizado en las coordenadas geográficas 19°33'56" latitud norte 101°19'39" longitud oeste, tiene una altitud de 2,031 metros sobre el nivel del mar, se localiza en el extremo sur del municipio de Morelia, casi en los límites con el municipio de Tiripetio a unos 20 kilómetros de la capital, con la que se comunica a través de la Carretera Federal 14, hacia el noreste y hacia el suroeste con las ciudades de Pátzcuaro y Uruapan.

A continuación se muestran unas imágenes del estado de Michoacán y de la ubicación de Isaac Arriaga (Noriega) y las poblaciones cercanas a esta localidad.

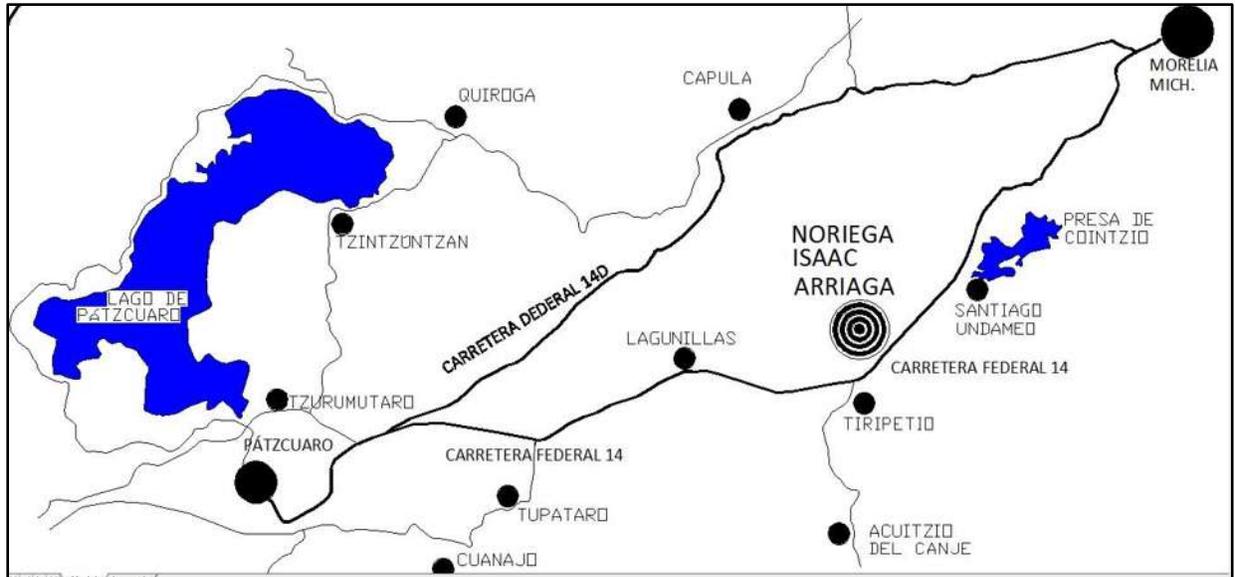


Ilustración 7.1 Ubicación de Isaac Arriaga (Noriega) destacando los demás asentamientos humanos así como las principales vías de comunicación.

7.3.1.2 Planta de la red de distribución

A continuación se muestra una imagen donde se aprecia en el mapa la traza urbana y la planta propuesta de la red de distribución abierta, además del límite de la localidad con su modelo digital de elevaciones, así como las vialidades principales de la localidad de Isaac Arriaga.

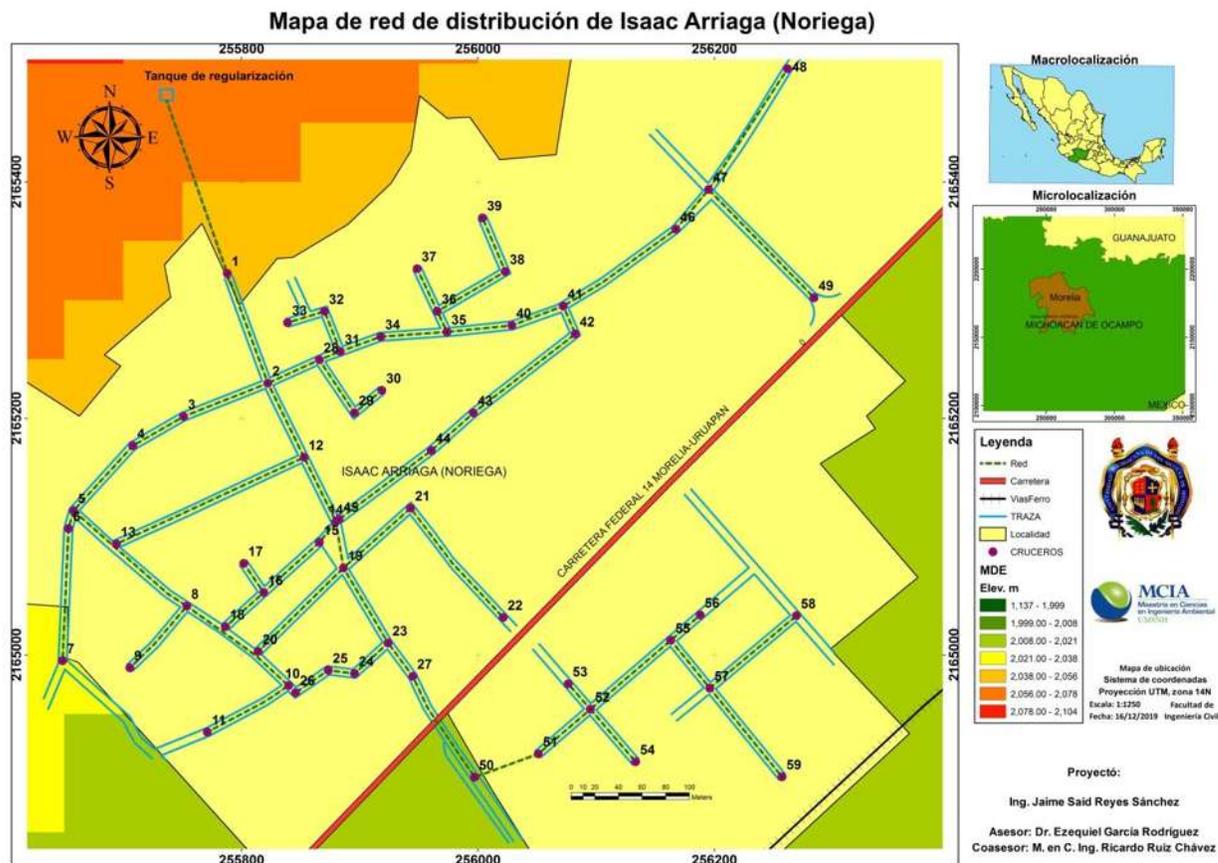


Ilustración 7.3 Mapa de traza urbana y planta de la red de distribución de Isaac Arriaga Noriega

7.4 Establecimiento de los criterios de diseño, así como el análisis de las variables involucradas.

7.4.1 Criterios de Diseño

Una vez localizadas las calles por las que se instalaran las tuberías de circuito, las calles restantes se cubrirán con tubería de relleno, estas tuberías pueden ser de plástico rígido con clase o resistencia de trabajo tal que soporte la presión normal de operación (RD – 41 o clase 7) con diámetro de 50 o 60 mm. (2" y 2 ½") y en poblaciones rurales de 50 mm. (2") hasta 38 mm (1 ½") si se requiere. Puede también emplearse fierro galvanizado, pero en casos excepcionales solamente. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, 2020)

La presión no debe exceder de 50 metros columna de agua (5 kg/cm^2), en todos los casos. La mínima debe ser mayor de 15 metros columna de agua (1.5 kg/cm^2) en poblaciones urbanas pequeñas hasta de 2,500 habitantes actuales y de 10 metros columna de agua (1 kg/cm^2) en poblaciones rurales (poblaciones menores a 2,500 habitantes). La presión máxima debe tomarse a partir de la superficie libre del agua en el tanque y la mínima a partir de la plantilla de dicho tanque, la velocidad mínima permisible será de 0.3 m/s y la velocidad máxima de 5.0 m/s. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, 2020)

7.4.2 variables involucradas

Se dividirán en tres estas variables, en tanques o depósitos, nodos o cruceros y líneas o tuberías, para el caso de los primeros, solo se debe saber la cota de elevación en m. de donde se sitúen, para los segundos se necesitará la cota de elevación de cada nodo en m. y el caudal consumido en (l/s) y por último se especificarán los nodos de inicio y fin, la longitud de cada tramo de la tubería en m., el diámetro en m. y la rugosidad de la tubería, esto en función del material que se utilice para el análisis.

7.5 Modelación de una red de distribución abierta bajo el método tradicional y comparado con EPANET.

7.5.1 Modelación de la red abierta bajo el método tradicional

7.5.1.1 Datos básicos

Para esta red se hizo un análisis previo en cuanto a la población total de la localidad de Isaac Arriaga (Noriega) respecto al censo de INEGI del año 2010 y se hizo una proyección de población, considerando una vida útil de la red de 20 años por lo que al hacer los cálculos correspondientes se tiene un gasto para la modelación (gasto máximo horario) de 1.44 l/s, que es el gasto de diseño para redes de distribución, se tiene una longitud total de la red de 3763.32 m., posteriormente se calculó el gasto específico, que es el resultado de dividir el gasto máximo horario entre la longitud total de la red, dando como resultado q.e.= 0.0003831 l/s por cada metro de tubería, se utilizará PVC, como material para la tubería por lo que el coeficiente de rugosidad será

$n_{PVC} = 0.009$, los demás datos necesarios para llevar a cabo esta modelación como las cotas de elevación del tanque y cruceros, diámetros de tuberías, así como la secuencia de cálculo se presentarán más adelante en la tabla 7.1, anteriormente en la revisión del método tradicional en el apartado 7.2 se explicó cómo se calcula cada columna de la tabla.

TRAMO	LONGITUD		GASTO	GASTO	DIAM	DIAMETRO Y CLASE DE TUBERIA	DIAMETRO	ÁREA	VEL	K	hf	ELEVACIÓN		HD	Carga	
	TRAMO	ACUM	ACUM	ACUM	Dupuit (1.2)		INTERIOR					PIEZOM	TERRENO			
		(m)		l/s	m3/s	(in)	PVC RD-41	(m)	(m2)	(m/s)		(m)	(m)		(m.c.a.)	(kg/cm2)
TR												0	2070			
TR	1	155.21	155.21	1.4416	0.001442	1.44	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.793	8910.08	2.87394	2067.13	2056.50	10.63	1.06
1	2	99.00	3763.31	1.4416	0.001442	1.44	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.793	8910.08	1.83312	2065.29	2045.90	19.39	1.94
2	3	76.66	712.91	0.2731	0.000273	0.63	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.150	8910.08	0.05094	2065.24	2050.50	14.74	1.47
3	4	49.49	636.25	0.2437	0.000244	0.59	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.134	8910.08	0.02619	2065.22	2053.50	11.72	1.17
4	5	74.48	586.76	0.2248	0.000225	0.57	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.124	8910.08	0.03353	2065.18	2048.00	17.18	1.72
5	6	15.61	512.28	0.1962	0.000196	0.53	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.108	8910.08	0.00536	2065.18	2046.00	19.18	1.92
6	7	111.79	111.79	0.0428	0.000043	0.25	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.024	8910.08	0.00183	2065.18	2035.10	30.08	3.01
5	8	125.42	384.88	0.1474	0.000147	0.46	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.081	8910.08	0.02429	2065.16	2036.50	28.66	2.87
8	9	70.98	70.98	0.0272	0.000027	0.20	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.015	8910.08	0.00047	2065.16	2033.50	31.66	3.17
8	10	109.39	188.48	0.0722	0.000072	0.32	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.040	8910.08	0.00508	2065.15	2027.40	37.75	3.78
10	11	79.09	79.09	0.0303	0.000030	0.21	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.017	8910.08	0.00065	2065.15	2025.00	40.15	4.02
2	28	47.49	1276.36	0.4889	0.000489	0.84	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.269	8910.08	0.10115	2065.19	2044.80	20.39	2.04
28	29	53.81	83.79	0.0321	0.000032	0.21	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.018	8910.08	0.00049	2065.19	2040.10	25.09	2.51
29	30	29.98	29.98	0.0115	0.000011	0.13	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.006	8910.08	0.00004	2065.19	2040.90	24.29	2.43
28	31	19.19	1144.78	0.4385	0.000439	0.79	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.241	8910.08	0.03288	2065.16	2044.60	20.56	2.06
31	32	36.43	68.93	0.0264	0.000026	0.19	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.015	8910.08	0.00023	2065.16	2049.50	15.66	1.57
32	33	32.50	32.50	0.0124	0.000012	0.13	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.007	8910.08	0.00004	2065.16	2049.90	15.26	1.53
31	34	36.34	1056.66	0.4048	0.000405	0.76	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.223	8910.08	0.05305	2065.11	2046.50	18.61	1.86
34	35	56.19	1020.32	0.3908	0.000391	0.75	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.215	8910.08	0.07648	2065.03	2047.10	17.93	1.79
35	36	19.23	173.96	0.0666	0.000067	0.31	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.037	8910.08	0.00076	2065.03	2048.90	16.13	1.61
36	37	38.82	38.82	0.0149	0.000015	0.15	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.008	8910.08	0.00008	2065.03	2051.30	13.73	1.37
36	38	66.62	115.91	0.0444	0.000044	0.25	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.024	8910.08	0.00117	2065.03	2048.20	16.83	1.68
38	39	49.29	49.29	0.0189	0.000019	0.16	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.010	8910.08	0.00016	2065.03	2050.10	14.93	1.49
35	40	55.19	790.17	0.3027	0.000303	0.66	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.167	8910.08	0.04505	2064.98	2046.10	18.88	1.89
40	41	46.42	734.98	0.2815	0.000282	0.64	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.155	8910.08	0.03278	2064.95	2048.90	16.05	1.61

TRAMO		LONGITUD		GASTO	GASTO	DIAM	DIAMETRO Y CLASE DE TUBERIA	DIAMETRO	ÁREA	VEL	K	hf	ELEVACIÓN		HD	Carga
		TRAMO	ACUM	ACUM	ACUM	Dupuit (1.2)		INTERIOR					PIEZOM	TERRENO		
		(m)		l/s	m3/s	(in)	PVC RD-41	(m)					(m2)	(m/s)	(m)	
41	42	25.62	279.59	0.1071	0.000107	0.39	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.059	8910.08	0.00262	2064.95	2046.10	18.85	1.88
42	43	109.08	253.97	0.0973	0.000097	0.37	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.054	8910.08	0.00920	2064.94	2039.50	25.44	2.54
43	44	47.66	144.89	0.0555	0.000056	0.28	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.031	8910.08	0.00131	2064.94	2038.90	26.04	2.60
44	45	97.23	97.23	0.0372	0.000037	0.23	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.020	8910.08	0.00120	2064.94	2038.90	26.04	2.60
41	46	115.43	408.97	0.1567	0.000157	0.47	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.086	8910.08	0.02524	2064.93	2046.10	18.83	1.88
46	47	43.48	293.54	0.1124	0.000112	0.40	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.062	8910.08	0.00490	2064.92	2045.10	19.82	1.98
47	48	122.22	122.22	0.0468	0.000047	0.26	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.026	8910.08	0.00239	2064.92	2042.50	22.42	2.24
47	49	127.84	127.84	0.0490	0.000049	0.27	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.027	8910.08	0.00273	2064.92	2030.00	34.92	3.49
2	12	69.79	1675.04	0.6416	0.000642	0.96	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.353	8910.08	0.25601	2065.04	2040.50	24.54	2.45
12	13	174.72	174.72	0.0669	0.000067	0.31	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.037	8910.08	0.00697	2065.03	2041.10	23.93	2.39
12	14	60.67	1430.53	0.5480	0.000548	0.89	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.302	8910.08	0.16232	2064.87	2038.90	25.97	2.60
14	15	22.37	158.90	0.0609	0.000061	0.30	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.033	8910.08	0.00074	2064.87	2038.90	25.97	2.60
15	16	63.44	136.53	0.0523	0.000052	0.27	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.029	8910.08	0.00155	2064.87	2039.10	25.77	2.58
16	17	29.80	29.80	0.0114	0.000011	0.13	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.006	8910.08	0.00003	2064.87	2044.00	20.87	2.09
16	18	43.29	43.29	0.0166	0.000017	0.15	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.009	8910.08	0.00011	2064.87	2036.80	28.07	2.81
14	19	39.66	1210.96	0.4639	0.000464	0.82	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.255	8910.08	0.07604	2064.80	2037.90	26.90	2.69
19	20	100.92	100.92	0.0387	0.000039	0.24	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.021	8910.08	0.00134	2064.80	2032.50	32.30	3.23
19	21	76.04	197.44	0.0756	0.000076	0.33	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.042	8910.08	0.00388	2064.79	2038.50	26.29	2.63
21	22	121.40	121.40	0.0465	0.000047	0.26	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.026	8910.08	0.00234	2064.79	2033.10	31.69	3.17
19	23	73.86	872.94	0.3344	0.000334	0.69	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.184	8910.08	0.07359	2064.72	2036.80	27.92	2.79
23	24	38.41	94.03	0.0360	0.000036	0.23	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.020	8910.08	0.00044	2064.72	2032.00	32.72	3.27
24	25	22.30	55.62	0.0213	0.000021	0.18	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.012	8910.08	0.00009	2064.72	2029.30	35.42	3.54
25	26	33.32	33.32	0.0128	0.000013	0.14	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.007	8910.08	0.00005	2064.72	2026.40	38.32	3.83
23	27	35.08	705.05	0.2701	0.000270	0.62	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.149	8910.08	0.02280	2064.70	2035.90	28.80	2.88
27	50	100.30	669.97	0.2566	0.000257	0.61	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.141	8910.08	0.05886	2064.64	2015.50	49.14	4.91
50	51	57.41	569.67	0.2182	0.000218	0.56	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.120	8910.08	0.02436	2064.62	2016.30	48.32	4.83

TRAMO		LONGITUD		GASTO	GASTO	DIAM	DIAMETRO Y CLASE DE TUBERIA	DIAMETRO	ÁREA	VEL	K	hf	ELEVACIÓN		HD	Carga
		TRAMO	ACUM	ACUM	ACUM	Dupuit (1.2)		INTERIOR					PIEZOM	TERRENO		
		(m)		l/s	m3/s	(in)	PVC RD-41	(m)	(m2)	(m/s)	(m)	(m)		(m.c.a.)	(kg/cm2)	
51	52	58.00	512.26	0.1962	0.000196	0.53	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.108	8910.08	0.01990	2064.60	2016.10	48.50	4.85
52	53	28.55	28.55	0.0109	0.000011	0.13	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.006	8910.08	0.00003	2064.60	2020.00	44.60	4.46
52	54	58.66	58.66	0.0225	0.000022	0.18	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.012	8910.08	0.00026	2064.60	2013.30	51.30	5.13
52	55	89.60	367.05	0.1406	0.000141	0.45	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.077	8910.08	0.01578	2064.58	2011.80	52.78	5.28
55	56	32.88	32.88	0.0126	0.000013	0.13	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.007	8910.08	0.00005	2064.58	2010.20	54.38	5.44
55	57	52.29	244.57	0.0937	0.000094	0.37	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.052	8910.08	0.00409	2064.58	2014.90	49.68	4.97
57	58	95.60	95.60	0.0366	0.000037	0.23	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.020	8910.08	0.00114	2064.58	2016.50	48.08	4.81
57	59	96.68	96.68	0.0370	0.000037	0.23	1 1/2"	0.0481	0.0018	0.020	8910.08	0.00118	2064.58	2022.70	41.88	4.19

Tabla 7.1. Cálculo de la red de distribución bajo el método tradicional, método de tubería real hf (Manning).

Se puede ver en la tabla anterior que el cálculo se realizó para 59 cruceros, dando como resultado un diámetro de 1 ½ pulgadas para toda la red de distribución, en cuanto a presiones, la mínima fue de 1.06 kg/cm² y la máxima de 5.4 kg/cm² y por norma la mínima debe de ser de 1 kg/cm² y 5 kg/cm² respectivamente, ya que se trata de una comunidad rural, cabe mencionar que solo en tres cruceros de toda la red la carga excedió de 5 kg/cm², otra variable importante es la velocidad, para este caso muy pocas están dentro de lo establecido por la COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA.

7.5.2 Modelación de la red por medio del EPANET

7.5.2.1 Cálculo de los gastos en los nodos o cruceros respecto al flujo en cada tubería

Algo importante para esta modelación con el software EPANET es que el gasto se tiene que indicar en cada nodo, lo cual para el método tradicional está señalado para cada tramo de tubería, por lo que se necesita hacer el balance de flujo para cada nodo donde haya entrada o salida de flujo, por lo que se procede a realizar una tabla, para el cálculo se utilizará una convención de signos donde el gasto que sale del nodo se tomará con signo negativo y el que entra con signo positivo, se utilizará la siguiente ecuación que es la conservación de la masa en cada nodo. El caudal que entra en un nodo menos el caudal que sale de él debe ser igual al caudal demandado en ese nodo, en el programa se identifica como gasto base

$$\sum_{j=1}^{NT_i} Q_{ij} - Q_{Di} = 0 \quad \text{Ecuación 7.1}$$

donde:

NT_i = número de tubos que llegan al nodo i

Q_{ij} = Caudal que pasa por la tubería ij hacia el nodo i desde el nodo j

Q_{Di} = Caudal demandado en el nodo i

Se puede hacer la representación de la siguiente forma

$$Q_{Base} = \sum q_{entra} - \sum q_{sale}$$

A continuación se presentan unas imágenes de la red de distribución representada en el software epanet, cabe mencionar que se utilizó una extensión del programa llamada epacad para importar la red dibujada en AutoCAD para conservar la topología, así como dimensiones de los tramos y ubicación de los cruceros, en cada imagen se tratará de ubicar los datos de caudal en cada tramo, entrando y saliendo de los nodos

con el cierto orden que se le dio y la nomenclatura que se estableció, recordando que la letra “t” corresponde al tramo de inicio y fin y la letra “c” corresponde a los nodos, todo esto para poder realizar el cálculo del caudal o demanda base que pide el software Epanet para poder hacer la modelación.

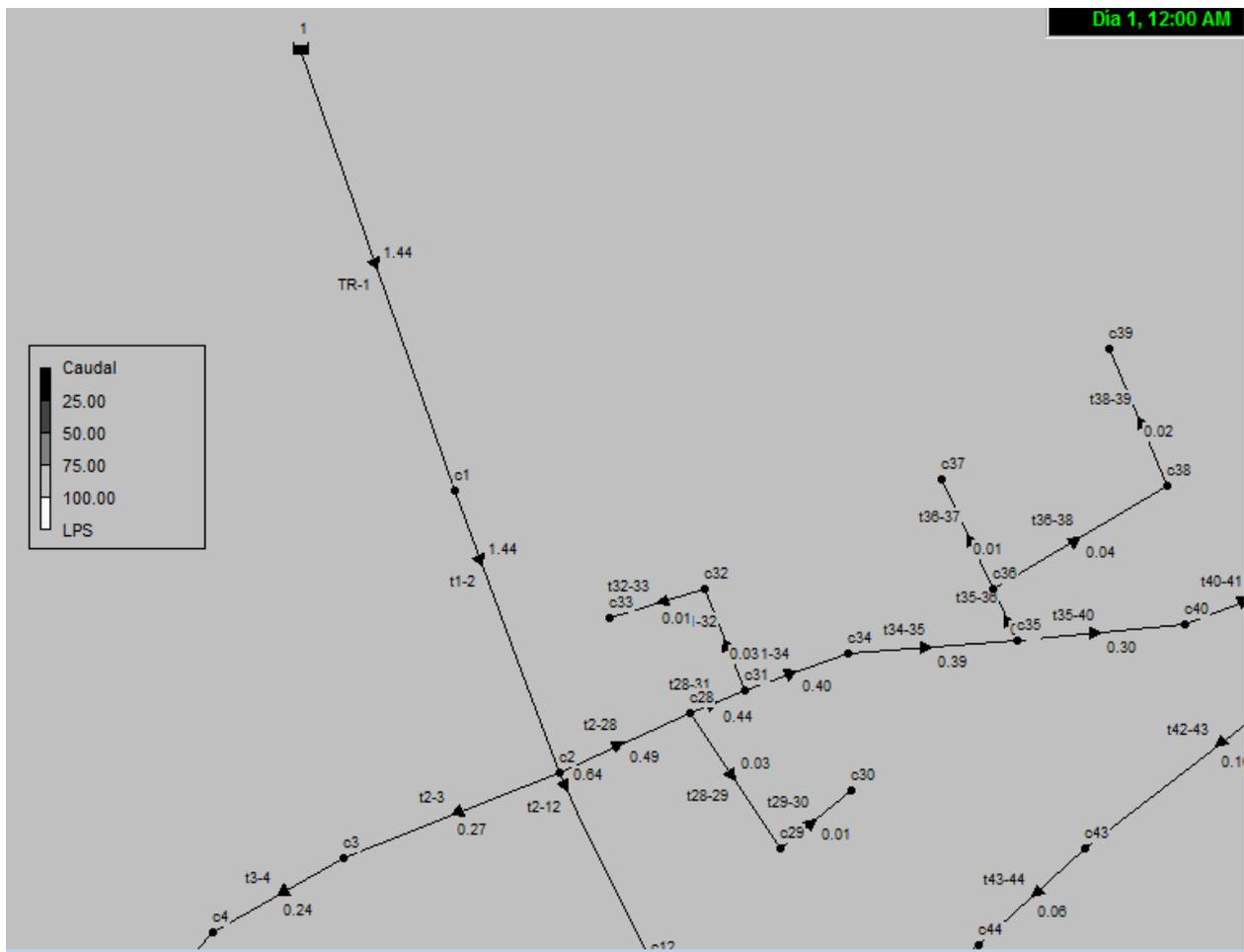


Ilustración 7.4 Valores del flujo en tramos de tubería del tanque de regularización hasta el nodo 4

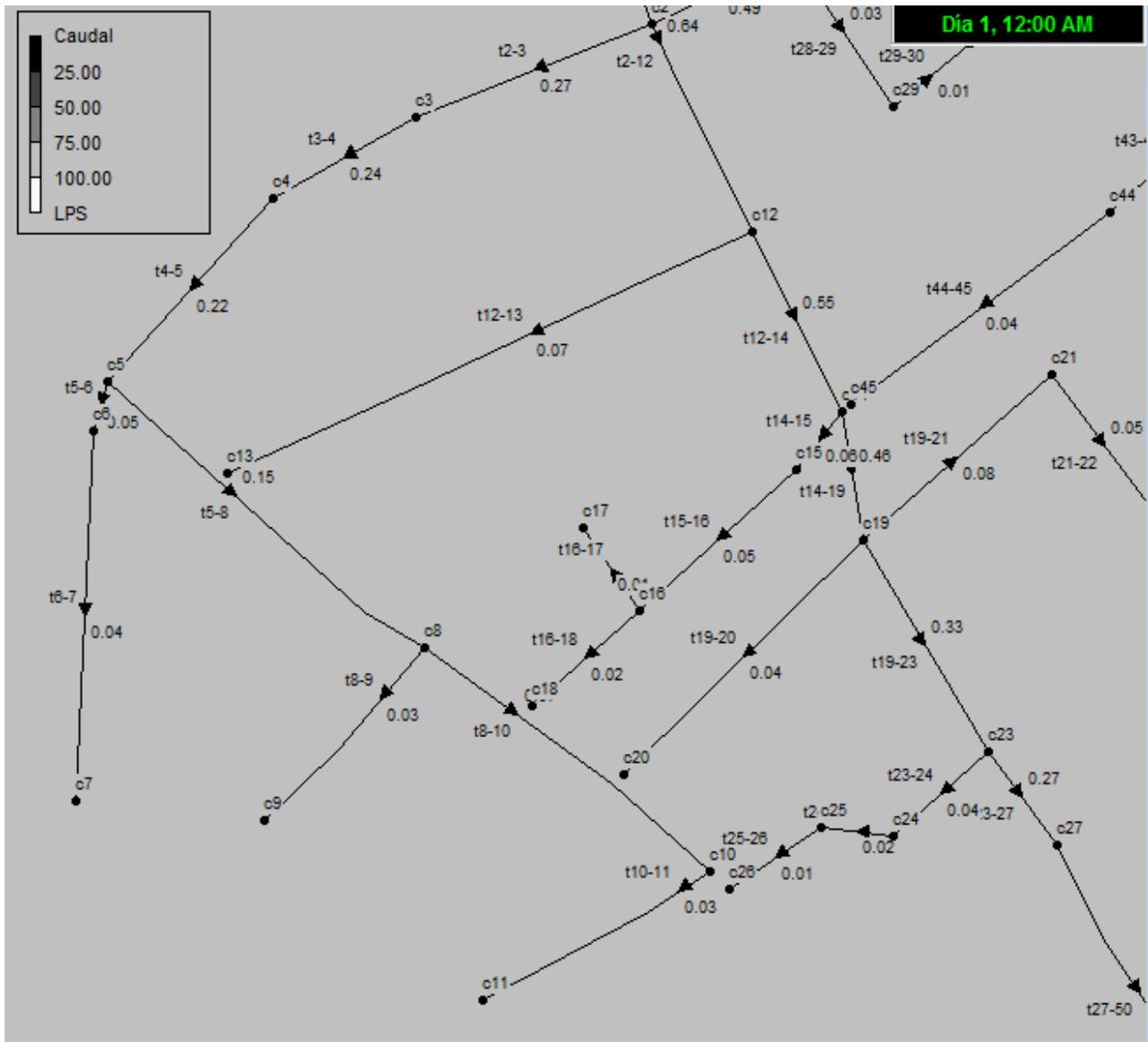


Ilustración 7.5 Valores del flujo en tramos de tubería del nodo 4 hasta el nodo 13

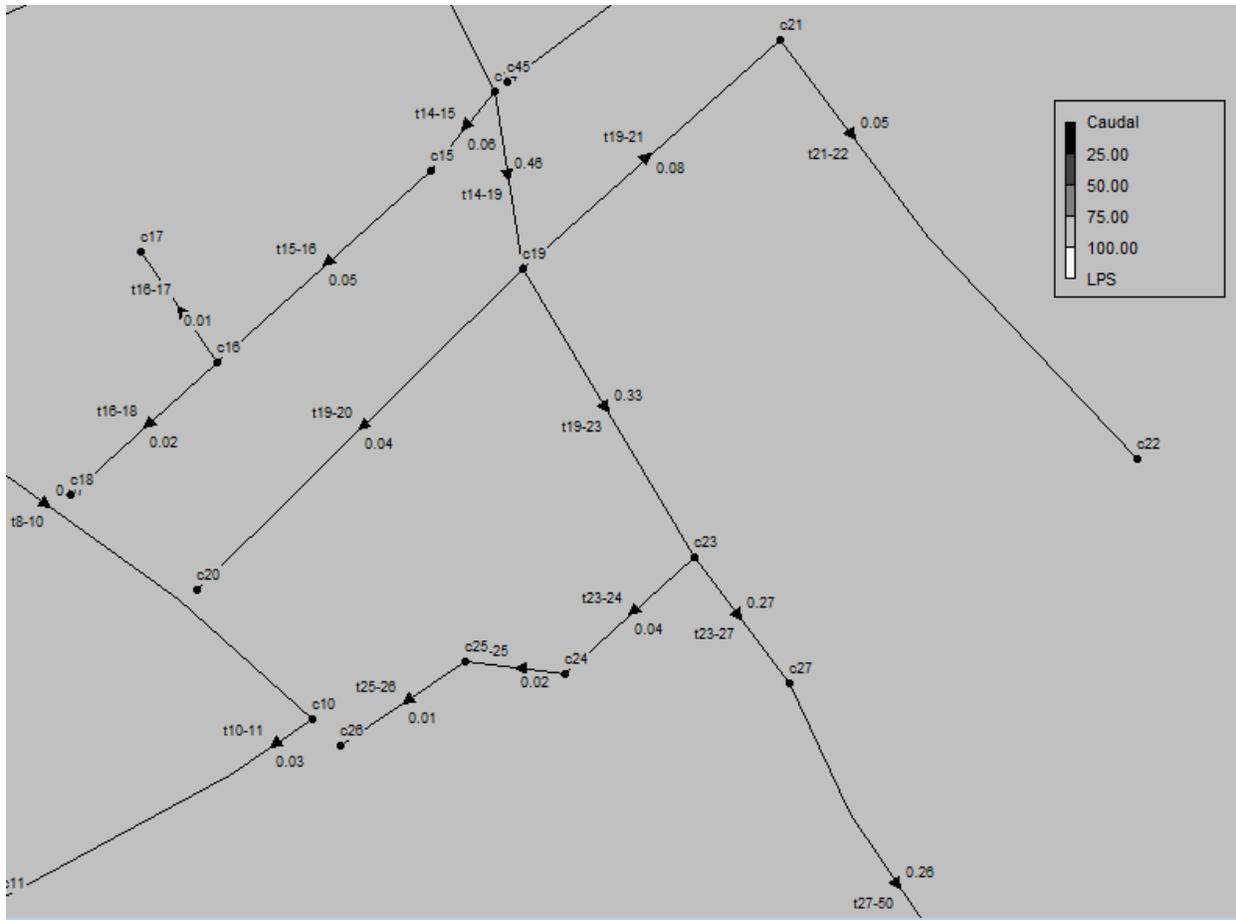


Ilustración 7.6 valores del flujo en tramos de tubería del nodo 14 hasta el nodo 27

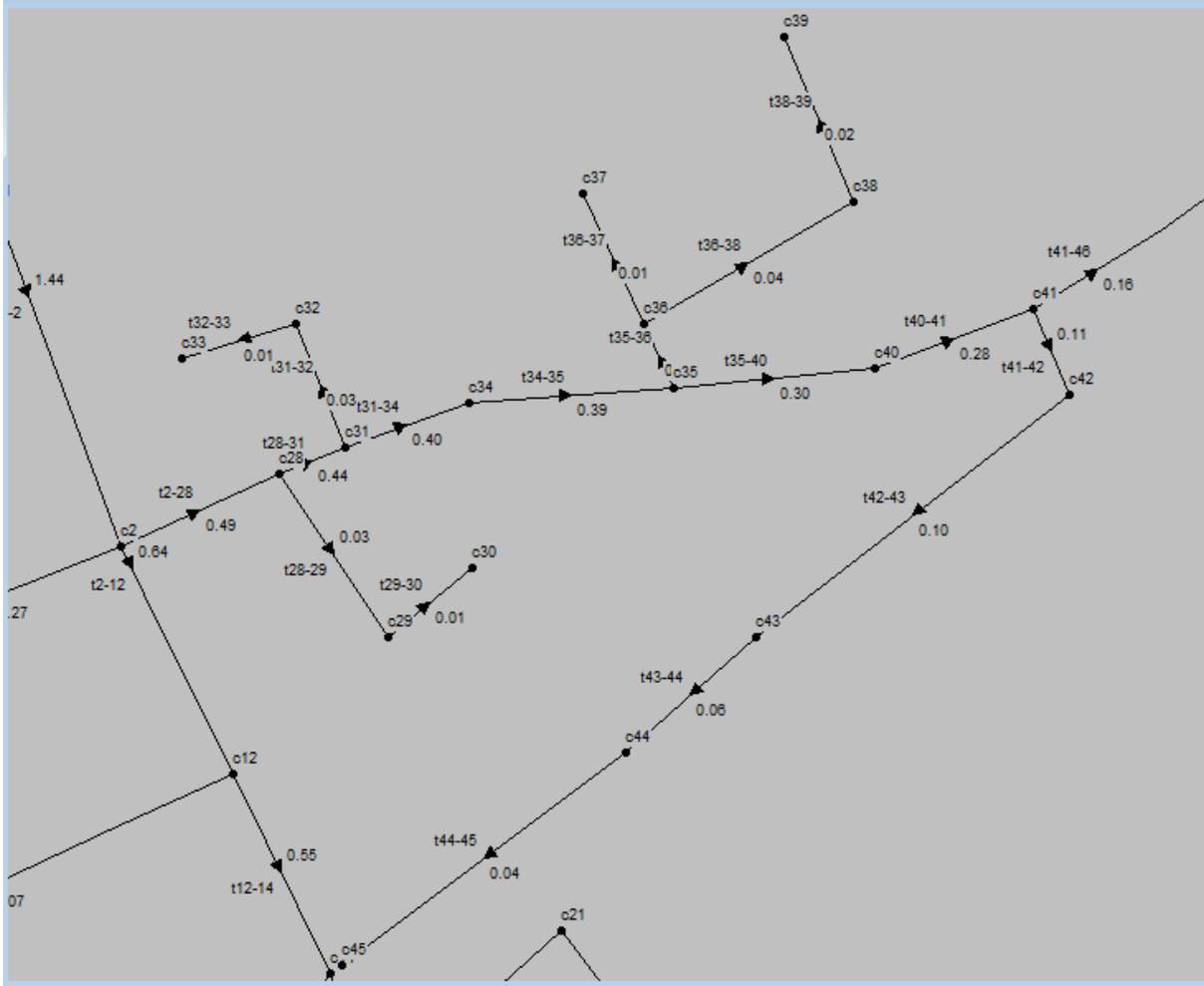


Ilustración 7.7 valores del flujo en tramos de tubería del nodo 28 hasta el nodo 45

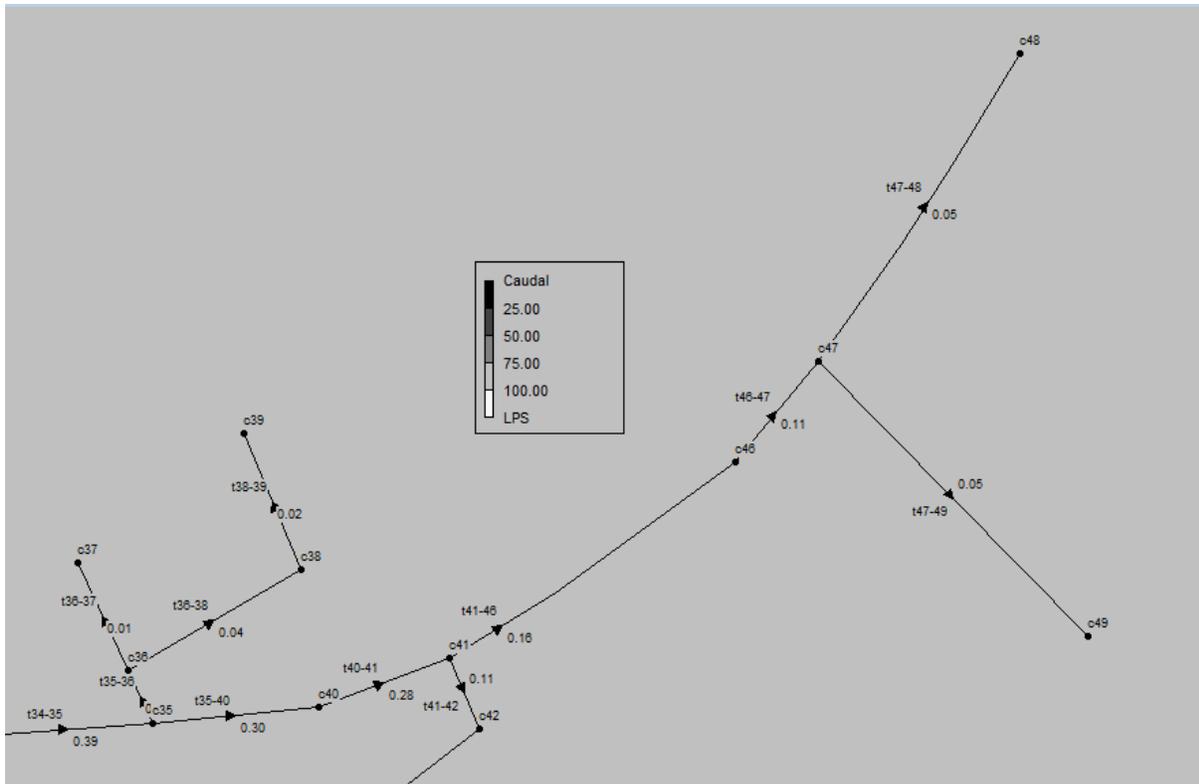


Ilustración 7.8 Valores del flujo en tramos de tubería del nodo 46 hasta el nodo 49

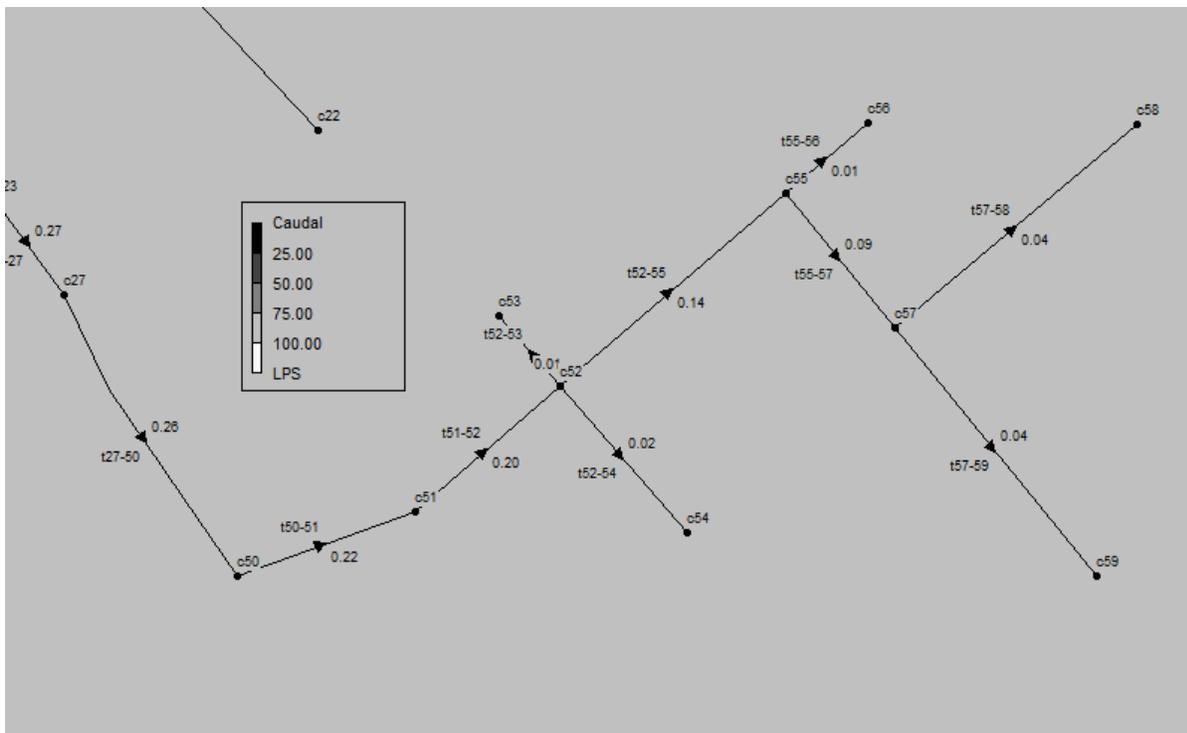


Ilustración 7.9 Valores del flujo en tramos de tubería del nodo 50 hasta el nodo 59

Con apoyo de las imágenes anteriores y con base en la distribución del flujo por los tramos de la red se procedió a calcular la demanda base o gasto base (Q_{base}), para los 59 nodos de la red y el procedimiento y resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 7.2. Cálculo del gasto o demanda base para cada nodo de la red

Nodo No.	Gasto por Tramo	Gasto que sale (l/s)	Gasto que entra (l/s)	Q_{base} (l/s)
1	q_{1-2}	1.44		
	q_{TR-1}		1.44	
	$\Sigma=$	1.44	1.44	0.00
2	q_{2-12}	0.64		
	q_{2-3}	0.27		
	q_{2-28}	0.49		
	q_{1-2}		1.44	
	$\Sigma=$	1.40	1.44	0.04
3	q_{3-4}	0.24		
	q_{2-3}		0.27	
	$\Sigma=$	0.24	0.27	0.03
4	q_{4-5}	0.22		
	q_{3-4}		0.24	
	$\Sigma=$	0.22	0.24	0.02
5	q_{5-6}	0.05		
	q_{5-8}	0.15		
	q_{4-5}		0.22	
	$\Sigma=$	0.20	0.22	0.02
6	q_{6-7}	0.04		
	q_{5-6}		0.05	
	$\Sigma=$	0.04	0.05	0.01
7	q_{6-7}	0.00	0.04	0.04
8	q_{8-9}	0.03		
	q_{8-10}	0.07		
	q_{5-8}		0.15	
	$\Sigma=$	0.10	0.15	0.05

Nodo No.	Gasto por Tramo	Gasto que sale (l/s)	Gasto que entra (l/s)	Q_{base} (l/s)
9	q ₈₋₉	0.00	0.03	0.03
10	q ₁₀₋₁₁	0.03		
	q ₈₋₁₀		0.07	
	Σ=	0.03	0.07	0.04
11	q ₁₀₋₁₁	0.00	0.03	0.03
12	q ₁₂₋₁₃	0.07		
	q ₁₂₋₁₄	0.55		
	q ₂₋₁₂		0.64	
	Σ=	0.62	0.64	0.02
13	q ₁₂₋₁₃	0.00	0.07	0.07
14	q ₁₄₋₁₅	0.06		
	q ₁₄₋₁₉	0.46		
	q ₁₂₋₁₄		0.55	
	Σ=	0.52	0.55	0.03
15	q ₁₅₋₁₆	0.05		
	q ₁₄₋₁₅		0.06	
	Σ=	0.05	0.06	0.01
16	q ₁₆₋₁₇	0.01		
	q ₁₆₋₁₈	0.02		
	q ₁₅₋₁₆		0.05	
	Σ=	0.03	0.05	0.02
17	q ₁₆₋₁₇	0.00	0.01	0.01
18	q ₁₆₋₁₈	0.00	0.02	0.02
19	q ₁₉₋₂₀	0.04		
	q ₁₉₋₂₁	0.08		
	q ₁₉₋₂₃	0.33		
	q ₁₄₋₁₉		0.46	
	Σ=	0.45	0.46	0.01
20	q ₁₉₋₂₀	0.00	0.04	0.04
21	q ₂₁₋₂₂	0.05		
	q ₁₉₋₂₁		0.08	

Nodo No.	Gasto por Tramo	Gasto que sale (l/s)	Gasto que entra (l/s)	Q_{base} (l/s)
	$\Sigma=$	0.05	0.08	0.03
22	q ₂₁₋₂₂	0.00	0.05	0.05
23	q ₂₃₋₂₄	0.04		
	q ₂₃₋₂₇	0.27		
	q ₁₉₋₂₃		0.33	
	$\Sigma=$	0.31	0.33	0.02
24	q ₂₄₋₂₅	0.02		
	q ₂₃₋₂₄		0.04	
	$\Sigma=$	0.02	0.04	0.02
25	q ₂₅₋₂₆	0.01		
	q ₂₄₋₂₅		0.02	
	$\Sigma=$	0.01	0.02	0.01
26	q ₂₅₋₂₆	0.00	0.01	0.01
27	q ₂₇₋₅₀	0.26		
	q ₂₃₋₂₇		0.27	
	$\Sigma=$	0.26	0.27	0.01
28	q ₂₈₋₂₉	0.03		
	q ₂₈₋₃₁	0.44		
	q ₂₋₂₈		0.49	
	$\Sigma=$	0.47	0.49	0.02
29	q ₂₉₋₃₀	0.01		
	q ₂₈₋₂₉		0.03	
	$\Sigma=$	0.01	0.03	0.02
30	q ₂₉₋₃₀	0.00	0.01	0.01
31	q ₃₁₋₃₂	0.03		
	q ₃₁₋₃₄	0.40		
	q ₂₈₋₃₁		0.44	
	$\Sigma=$	0.43	0.44	0.01
32	q ₃₂₋₃₃	0.01		
	q ₃₁₋₃₂		0.03	
	$\Sigma=$	0.01	0.03	0.02
33	q ₃₂₋₃₃	0.00	0.01	0.01

Nodo No.	Gasto por Tramo	Gasto que sale (l/s)	Gasto que entra (l/s)	Q _{base} (l/s)
34	Q ₃₄₋₃₅	0.39		
	Q ₃₁₋₃₄		0.40	
	Σ=	0.39	0.40	0.01
35	Q ₃₅₋₃₆	0.07		
	Q ₃₅₋₄₀	0.30		
	Q ₃₄₋₃₅		0.39	
	Σ=	0.37	0.39	0.02
36	Q ₃₆₋₃₇	0.01		
	Q ₃₆₋₃₈	0.04		
	Q ₃₅₋₃₆		0.07	
	Σ=	0.05	0.07	0.02
37	Q ₃₆₋₃₇	0.00	0.01	0.01
38	Q ₃₈₋₃₉	0.02		
	Q ₃₆₋₃₈		0.04	
	Σ=	0.02	0.04	0.02
39	Q ₃₈₋₃₉	0.00	0.02	0.02
40	Q ₄₀₋₄₁	0.28		
	Q ₃₅₋₄₀		0.30	
	Σ=	0.28	0.30	0.02
41	Q ₄₁₋₄₂	0.11		
	Q ₄₁₋₄₆	0.16		
	Q ₄₀₋₄₁		0.28	
	Σ=	0.27	0.28	0.01
42	Q ₄₂₋₄₃	0.10		
	Q ₄₁₋₄₂		0.11	
	Σ=	0.10	0.11	0.01
43	Q ₄₃₋₄₄	0.06		
	Q ₄₂₋₄₃		0.10	
	Σ=	0.06	0.10	0.04
44	Q ₄₄₋₄₅	0.04		
	Q ₄₃₋₄₄		0.06	
	Σ=	0.04	0.06	0.02

Nodo No.	Gasto por Tramo	Gasto que sale (l/s)	Gasto que entra (l/s)	Q_{base} (l/s)
45	q ₄₄₋₄₅	0.00	0.04	0.04
46	q ₄₆₋₄₇	0.11		
	q ₄₁₋₄₆		0.16	
	Σ=	0.11	0.16	0.05
47	q ₄₇₋₄₈	0.05		
	q ₄₇₋₄₉	0.05		
	q ₄₆₋₄₇		0.11	
	Σ=	0.10	0.11	0.01
48	q ₄₇₋₄₈	0.00	0.05	0.05
49	q ₄₇₋₄₉	0.00	0.05	0.05
50	q ₅₀₋₅₁	0.22		
	q ₂₇₋₅₀		0.26	
	Σ=	0.22	0.26	0.04
51	q ₅₁₋₅₂	0.20		
	q ₅₀₋₅₁		0.22	
	Σ=	0.20	0.22	0.02
52	q ₅₂₋₅₃	0.01		
	q ₅₂₋₅₅	0.14		
	q ₅₂₋₅₄	0.02		
	q ₅₁₋₅₂		0.20	
	Σ=	0.17	0.20	0.03
53	q ₅₂₋₅₃	0.00	0.01	0.01
54	q ₅₂₋₅₄	0.00	0.02	0.02
55	q ₅₅₋₅₆	0.01		
	q ₅₅₋₅₇	0.09		
	q ₅₂₋₅₅		0.14	
	Σ=	0.10	0.14	0.04
56	q ₅₅₋₅₆	0.00	0.01	0.01
57	q ₅₇₋₅₈	0.04		
	q ₅₇₋₅₉	0.04		
	q ₅₅₋₅₇		0.09	

Nodo No.	Gasto por Tramo	Gasto que sale (l/s)	Gasto que entra (l/s)	Q _{base} (l/s)
	$\Sigma=$	0.08	0.09	0.01
58	q ₅₇₋₅₈	0.00	0.04	0.04
59	q ₅₇₋₅₉	0.00	0.04	0.04

7.5.2.2 Entrada de los datos a EPANET

Recordando que este programa va a solicitar datos de entrada para tanques, nodos y tuberías, ahora que ya se tienen los valores de gasto base para cada nodo, se tomarán los datos de la tabla 7.1 para ingresar los valores de cota de elevación en tanque y nodos, así como el diámetro y longitud correspondiente a cada tramo de tubería y su rugosidad. A continuación se presentarán un ejemplo para el ingreso de datos de cada caso anteriormente mencionado.

Tabla 7.3. Datos que se ingresaron para el tanque exportados de EPANET

[RESERVOIRS]	
;ID	Head
1	2070

Tabla 7.4. Datos que se ingresaron en los nodos exportados de EPANET

[JUNCTIONS]		
;ID	Elev	Demand
c1	2056.5	0
c2	2045.9	0.04
c3	2050.5	0.03
c4	2053.5	0.02
c5	2048	0.02
c6	2046	0.01
c7	2035.1	0.04
c8	2036.5	0.05
c9	2033.5	0.03
c10	2027.4	0.04
c11	2025	0.03
c12	2040.5	0.02

[JUNCTIONS]		
ID	Elev	Demand
c13	2041.1	0.07
c14	2038.9	0.03
c15	2038.9	0.01
c16	2039.1	0.02
c17	2044	0.01
c18	2036.8	0.02
c19	2037.9	0.01
c20	2032.5	0.04
c21	2038.5	0.03
c22	2033.1	0.05
c23	2036.8	0.02
c24	2032	0.02
c25	2029.3	0.01
c26	2026.4	0.01
c27	2035.9	0.01
c28	2044.8	0.02
c29	2040.1	0.02
c30	2040.9	0.01
c31	2044.6	0.01
c32	2049.5	0.02
c33	2049.9	0.01
c34	2046.5	0.01
c35	2047.1	0.02
c36	2048.9	0.02
c37	2051.3	0.01
c38	2048.2	0.02
c39	2050.1	0.02
c40	2046.1	0.02
c41	2048.9	0.01
c42	2046.1	0.01
c43	2039.5	0.04
c44	2038.9	0.02
c45	2038.9	0.04
c46	2046.1	0.05
c47	2045.1	0.01
c48	2042.5	0.05
c49	2030	0.05
c50	2015.5	0.04
c51	2016.3	0.02

[JUNCTIONS]		
;ID	Elev	Demand
c52	2016.1	0.03
c53	2020	0.01
c54	2013.3	0.02
c55	2011.8	0.04
c56	2010.2	0.01
c57	2014.9	0.01
c58	2016.5	0.04
c59	2022.7	0.04

Tabla 7.5. Datos ingresados para cada tramo de tubería, exportados de EPANET

[PIPES]					
;ID	Node1	Node2	Length	Diameter	Roughness
TR-1	1	c1	155.21	48.1	0.009
t1-2	c1	c2	99	48.1	0.009
t2-3	c2	c3	76.66	48.1	0.009
t3-4	c3	c4	49.49	48.1	0.009
t4-5	c4	c5	74.48	48.1	0.009
t5-6	c5	c6	15.61	48.1	0.009
t6-7	c6	c7	111.79	48.1	0.009
t5-8	c5	c8	125.55	48.1	0.009
t8-9	c8	c9	70.98	48.1	0.009
t8-10	c8	c10	109.39	48.1	0.009
t10-11	c10	c11	79.09	48.1	0.009
t2-28	c2	c28	47.79	48.1	0.009
t28-29	c28	c29	53.81	48.1	0.009
t29-30	c29	c30	29.98	48.1	0.009
t28-31	c28	c31	19.19	48.1	0.009
t31-32	c31	c32	36.43	48.1	0.009
t32-33	c32	c33	32.5	48.1	0.009
t31-34	c31	c34	36.34	48.1	0.009
t34-35	c34	c35	56.19	48.1	0.009
t35-36	c35	c36	19.23	48.1	0.009
t36-37	c36	c37	38.82	48.1	0.009
t36-38	c36	c38	66.62	48.1	0.009
t38-39	c38	c39	49.29	48.1	0.009
t35-40	c35	c40	55.19	48.1	0.009
t40-41	c40	c41	46.42	48.1	0.009
t41-42	c41	c42	25.62	48.1	0.009
t42-43	c42	c43	109.08	48.1	0.009

[PIPES]					
ID	Node1	Node2	Length	Diameter	Roughness
t43-44	c43	c44	47.66	48.1	0.009
t44-45	c44	c45	97.23	48.1	0.009
t41-46	c41	c46	115.43	48.1	0.009
t46-47	c46	c47	43.48	48.1	0.009
t47-48	c47	c48	122.22	48.1	0.009
t47-49	c47	c49	127.84	48.1	0.009
t2-12	c2	c12	69.79	48.1	0.009
t12-13	c12	c13	174.72	48.1	0.009
t12-14	c12	c14	60.67	48.1	0.009
t14-15	c14	c15	22.37	48.1	0.009
t15-16	c15	c16	63.44	48.1	0.009
t16-17	c16	c17	29.8	48.1	0.009
t16-18	c16	c18	43.29	48.1	0.009
t14-19	c14	c19	39.66	48.1	0.009
t19-20	c19	c20	100.92	48.1	0.009
t19-21	c19	c21	76.04	48.1	0.009
t21-22	c21	c22	121.4	48.1	0.009
t19-23	c19	c23	73.86	48.1	0.009
t23-24	c23	c24	38.41	48.1	0.009
t24-25	c24	c25	22.3	48.1	0.009
t25-26	c25	c26	33.32	48.1	0.009
t23-27	c23	c27	35.08	48.1	0.009
t27-50	c27	c50	100.3	48.1	0.009
t50-51	c50	c51	57.41	48.1	0.009
t51-52	c51	c52	58	48.1	0.009
t52-53	c52	c53	28.55	48.1	0.009
t52-54	c52	c54	58.66	48.1	0.009
t52-55	c52	c55	89.6	48.1	0.009
t55-56	c55	c56	32.88	48.1	0.009
t55-57	c55	c57	52.29	48.1	0.009
t57-58	c57	c58	95.6	48.1	0.009
t57-59	c57	c59	96.68	48.1	0.009

En la siguiente imagen se aprecia que para el caso de los tanques o embalses solo se ingresa la altura total a la que se encuentra y el ID, los dos valores obligatorios que deben ingresarse están marcados con un asterisco.

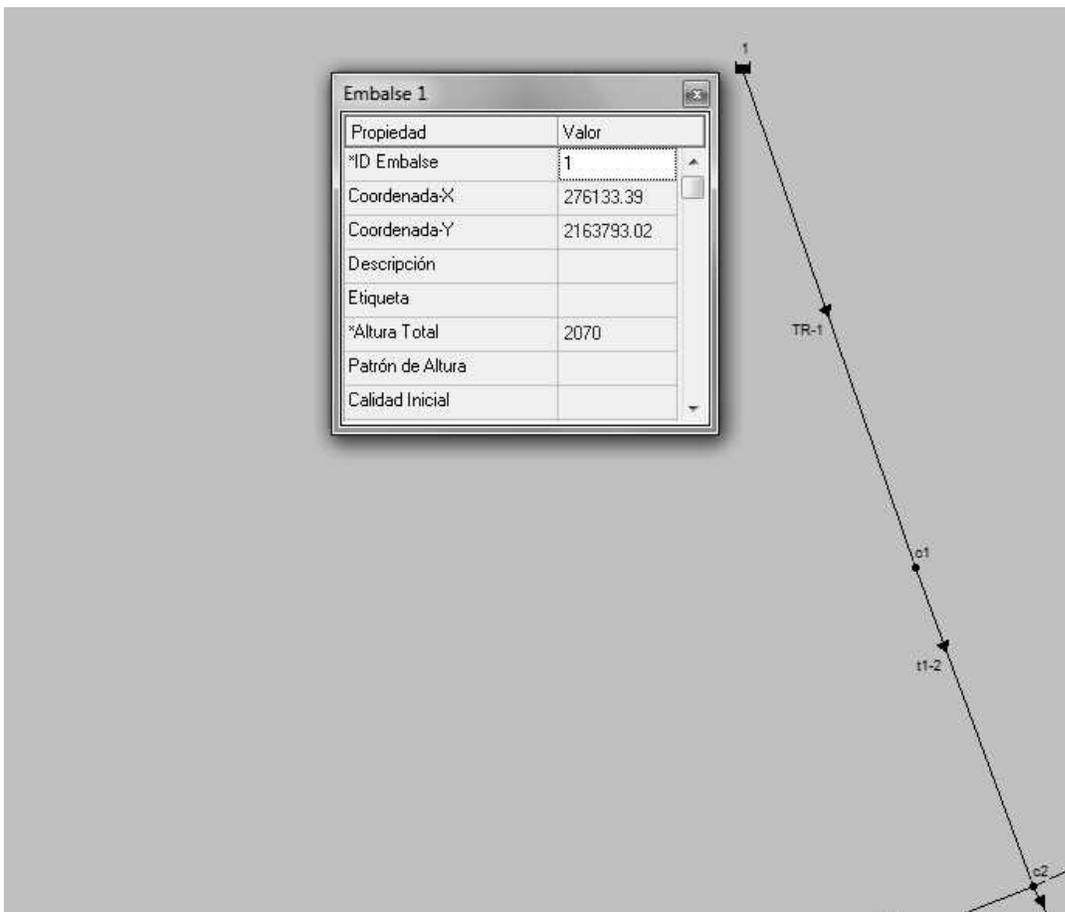


Ilustración 7.10 Valores a ingresar para tanques o embalses, las tuberías indican la dirección del flujo

Para el caso de los nodos los valores que se deben ingresar son la cota de elevación y la demanda base, la cual se calculó anteriormente en la tabla 7.2 para cada nodo, a continuación se muestra un ejemplo para el nodo número 2 en la siguiente imagen.

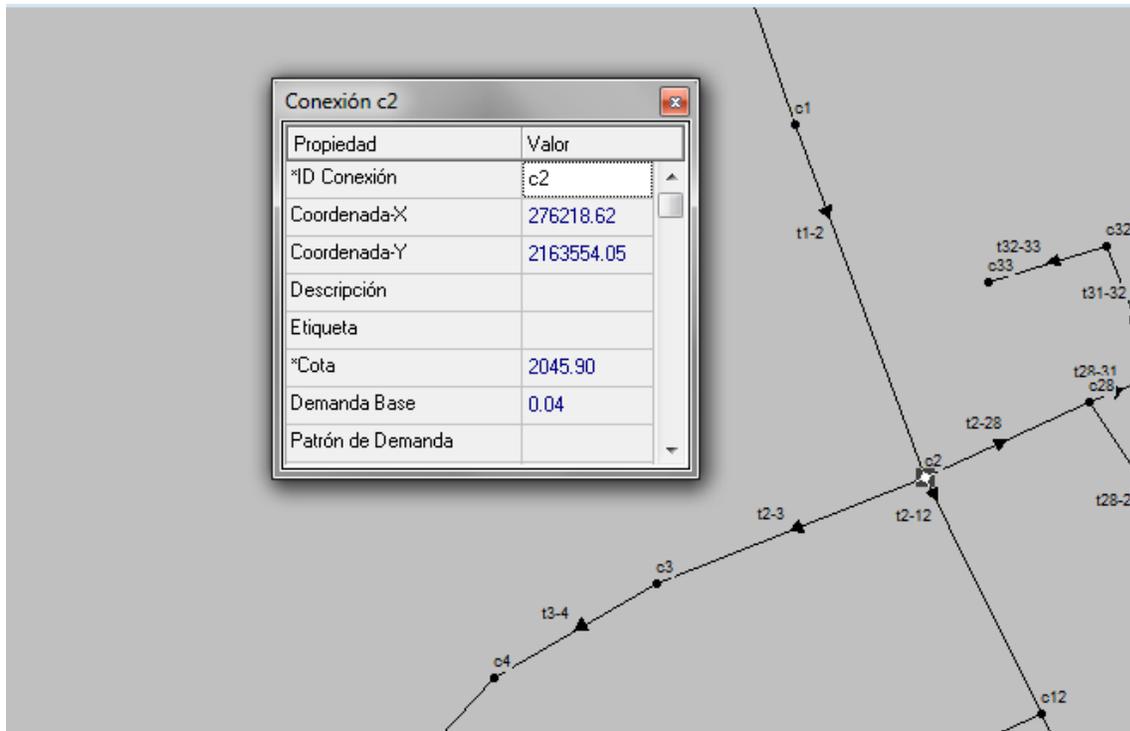


Ilustración 7.11 Valores a ingresar para nodos, las flechas en las tuberías indican la dirección del flujo

Por último se presentará un ejemplo para los valores que se deben ingresar en las tuberías, se aprecia primeramente el nodo de inicio y fin del tramo, enseguida se debe ingresar la longitud propia del tramo, posteriormente el diámetro el cual se asignó respecto a la tabla 7.1 donde se realizó la modelación del método tradicional, y al final la rugosidad.

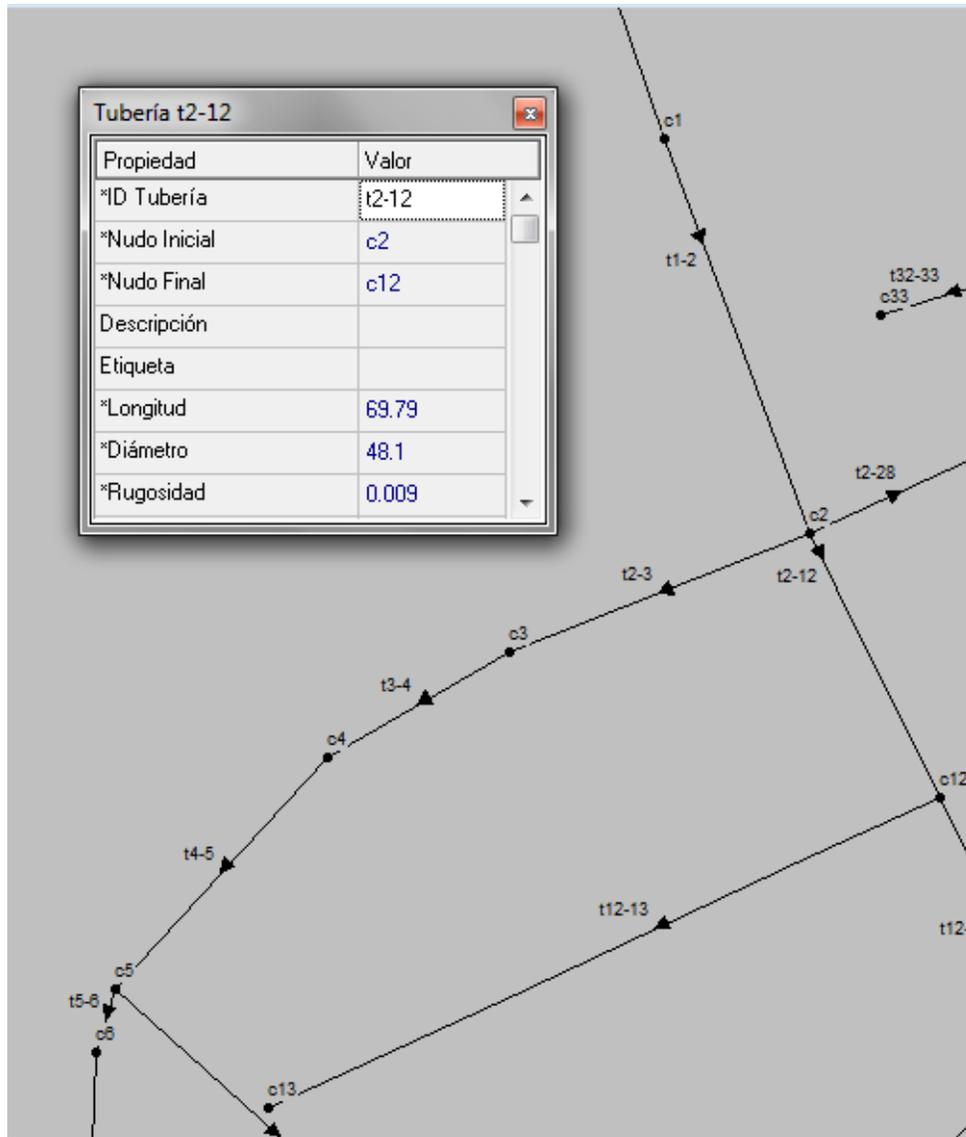


Ilustración 7.12 Valores a ingresar para tramos de tubería las flechas en las tuberías indican la dirección del flujo

A continuación se presentarán en las siguientes ilustraciones de la red ya con los datos necesarios ingresados y con la interfaz de visualización de estos.

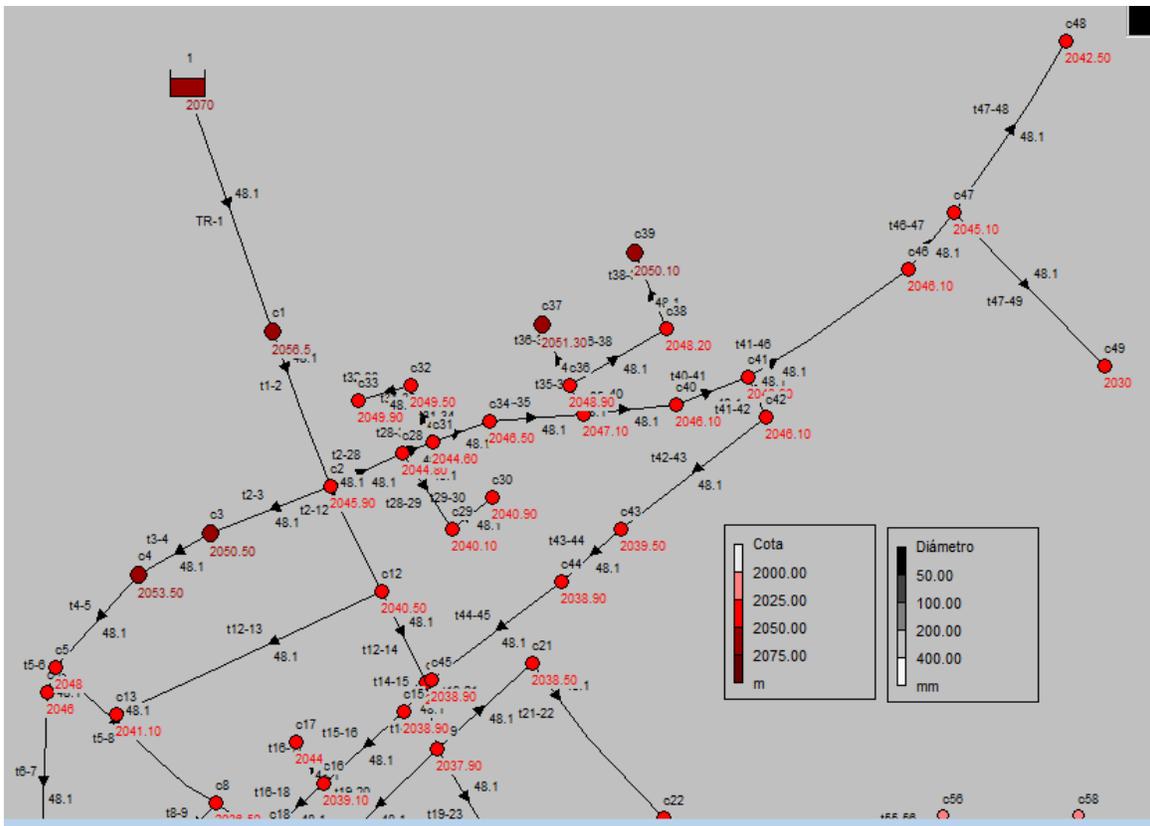


Ilustración 7.13 Valores de cota de elevación para tanque, nodos; y diámetros de tuberías de la zona alta

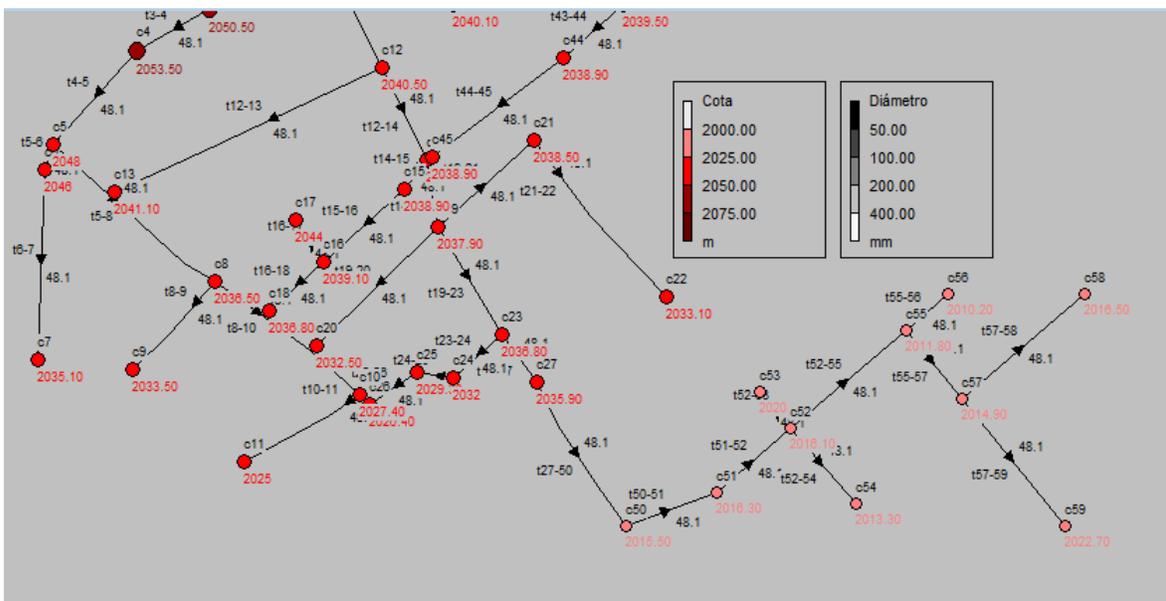


Ilustración 7.14 Valores de cota de elevación para tanque, nodos; y diámetros de tuberías de la zona baja

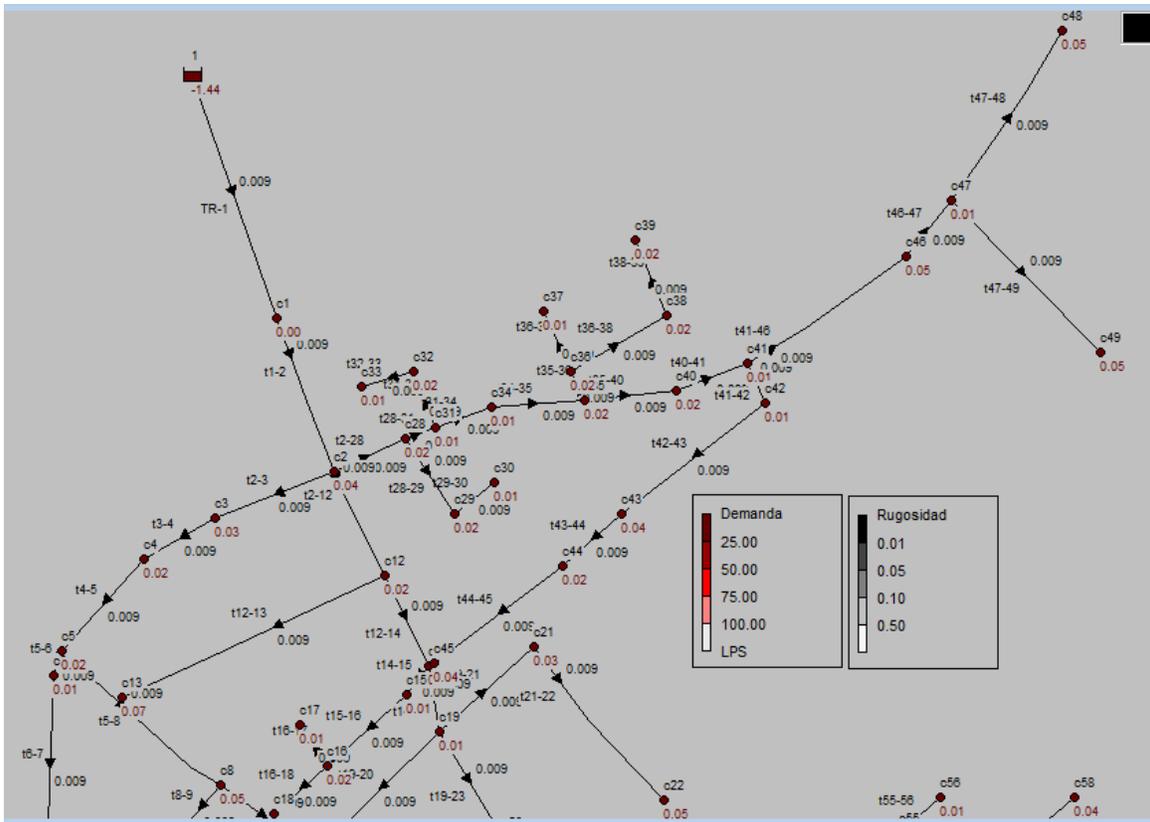


Ilustración 7.15 Valores de la demanda base en los nodos y la rugosidad en tuberías de la zona alta

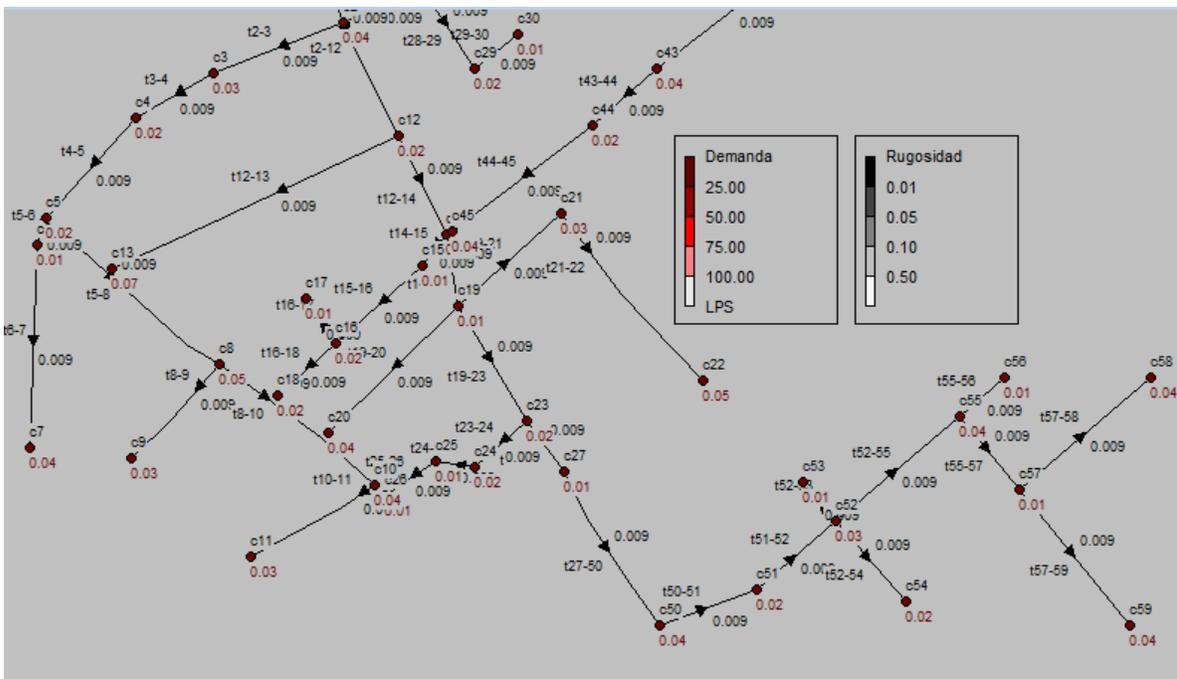


Ilustración 7.16 Valores de la demanda base en los nodos y la rugosidad en tuberías de la zona baja

7.5.2.3 Modelo corrido en EPANET

Al ingresar los valores presentados en las ilustraciones anteriores para tanques, nodos y tuberías de toda la red, se procede a correr el modelo, los valores importantes aquí son las presiones, velocidades y diámetros de tubería que establece la COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, los resultados van a aparecer en una interfaz amigable que tiene gradientes de colores para cada resultado anteriormente mencionado y por supuesto que también el programa arroja una tabla de resultados, a continuación se presentarán los resultados obtenidos.

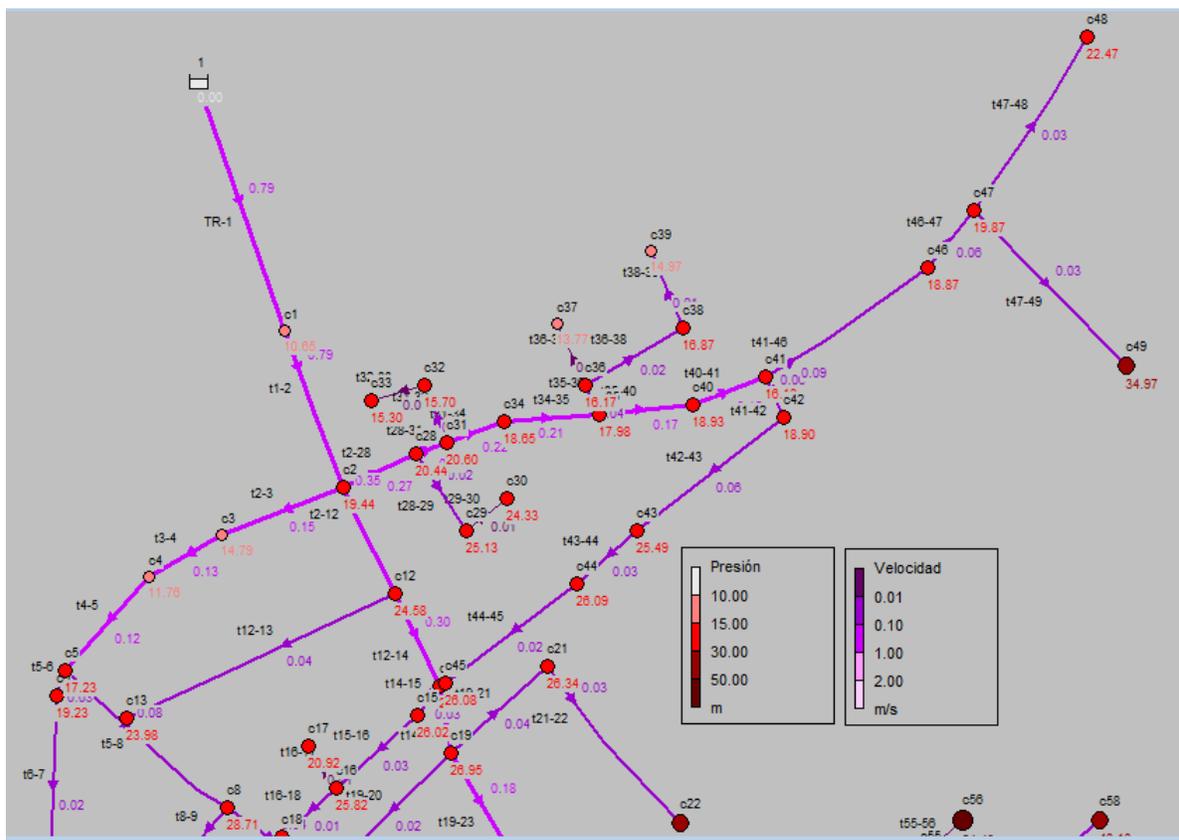


Ilustración 7.17 Resultado de la modelación con valores de presión en nodos y velocidad en tuberías de la zona alta

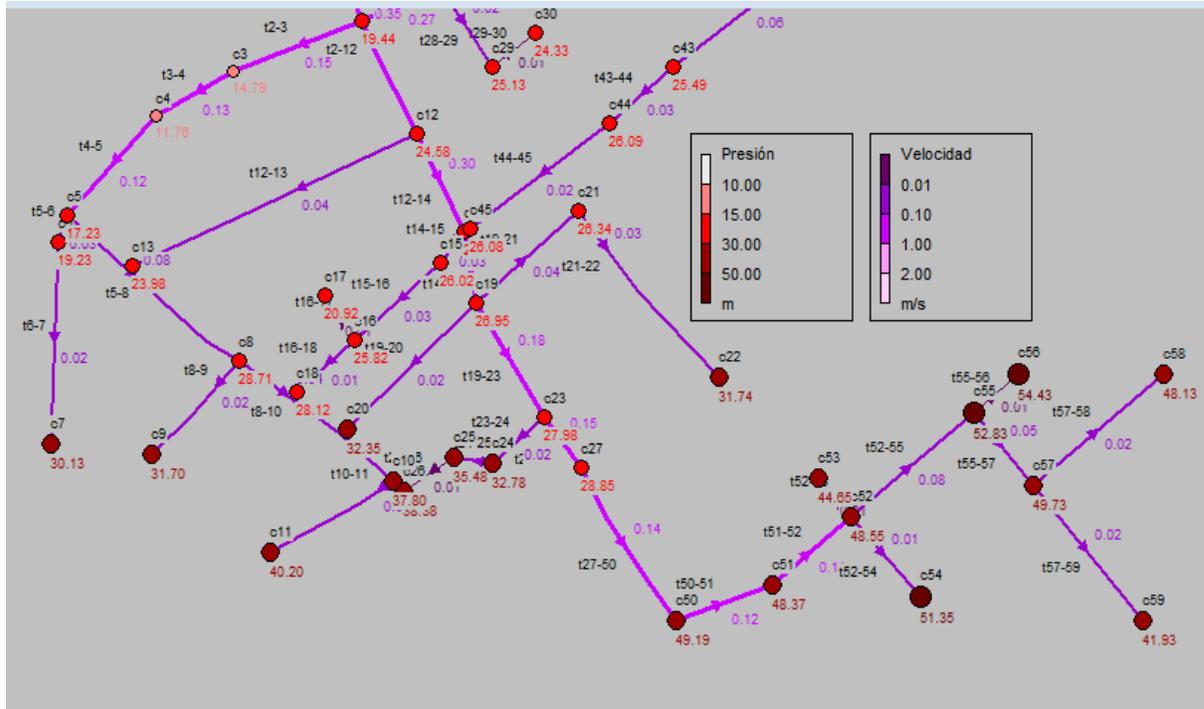


Ilustración 7.17 Resultado de la modelación con valores de presión en nodos y velocidad en tuberías de la zona baja

En las ilustraciones anteriores se presentan los resultados obtenidos mediante método de Chezy-Manning que es así el nombre que le da el software EPANET, los resultados son muy similares a los del método tradicional, solo variando por decimales en cuanto a presiones en cada nodo y en las velocidades en cada tramo de tubería por lo que se puede decir anticipadamente que el software funciona de manera correcta pero si hay algunos inconvenientes con respecto al método tradicional al momento de obtener algunos datos como los de la demanda base. En la siguiente tabla se puede apreciar los resultados obtenidos mediante el método tradicional y comparado con el software epanet.

Tabla 7.6. Resultados de presiones y velocidades para el método tradicional y comparado con epanet para la red abierta

TRAMO	LONGITUD		GASTO	DIAMETRO Y CLASE DE TUBERIA	DIAMETRO INTERIOR	Método tradicional		Resultados epanet		
	TRAMO	ACUM	ACUM			VEL	HD	VEL	HD	
	(m)		I/s			(m/s)	(m.c.a.)	(m/s)	(m.c.a.)	
TR										
TR	1	155.21	155.21	1.44	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.79	10.63	0.79	10.65

TRAMO		LONGITUD		GASTO	DIAMETRO Y CLASE DE TUBERIA	DIAMETRO	Método tradicional		Resultados epanet	
		TRAMO	ACUM	ACUM		INTERIOR	VEL	HD	VEL	HD
		(m)		l/s		(m)	(m/s)	(m.c.a.)	(m/s)	(m.c.a.)
1	2	99.00	3763.31	1.44	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.79	19.39	0.79	19.44
2	3	76.66	712.91	0.27	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.15	14.74	0.15	14.79
3	4	49.49	636.25	0.24	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.13	11.72	0.13	11.76
4	5	74.48	586.76	0.22	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.12	17.18	0.12	17.23
5	6	15.61	127.40	0.05	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.03	19.18	0.03	19.23
6	7	111.79	111.79	0.04	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.02	30.08	0.02	30.13
5	8	125.42	384.88	0.15	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.08	28.66	0.08	28.71
8	9	70.98	70.98	0.03	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	31.66	0.02	31.70
8	10	109.39	188.48	0.07	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.04	37.75	0.04	37.80
10	11	79.09	79.09	0.03	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.02	40.15	0.02	40.20
2	28	47.49	1276.36	0.49	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.27	20.39	0.27	20.44
28	29	53.81	83.79	0.03	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.02	25.09	0.02	25.13
29	30	29.98	29.98	0.01	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	24.29	0.01	24.33
28	31	19.19	1144.78	0.44	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.24	20.56	0.24	20.60
31	32	36.43	68.93	0.03	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	15.66	0.02	15.70
32	33	32.50	32.50	0.01	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	15.26	0.01	15.30
31	34	36.34	1056.66	0.40	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.22	18.61	0.22	18.65
34	35	56.19	1020.32	0.39	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.22	17.93	0.21	17.98
35	36	19.23	173.96	0.07	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.04	16.13	0.04	16.17
36	37	38.82	38.82	0.01	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	13.73	0.01	13.77
36	38	66.62	115.91	0.04	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.02	16.83	0.02	16.87
38	39	49.29	49.29	0.02	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	14.93	0.01	14.97
35	40	55.19	790.17	0.30	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.17	18.88	0.17	18.93
40	41	46.42	734.98	0.28	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.15	16.05	0.15	16.10
41	42	25.62	279.59	0.11	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.06	18.85	0.06	18.90
42	43	109.08	253.97	0.10	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.05	25.44	0.06	25.49
43	44	47.66	144.89	0.06	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.03	26.04	0.03	26.09
44	45	97.23	97.23	0.04	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.02	26.04	0.02	26.08
41	46	115.43	408.97	0.16	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.09	18.83	0.09	18.87
46	47	43.48	293.54	0.11	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.06	19.82	0.06	19.87
47	48	122.22	122.22	0.05	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.03	22.42	0.03	22.47
47	49	127.84	127.84	0.05	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.03	34.92	0.03	34.97
2	12	69.79	1675.04	0.64	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.35	24.54	0.35	24.58
12	13	174.72	174.72	0.07	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.04	23.93	0.04	23.98
12	14	60.67	1430.53	0.55	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.30	25.97	0.30	26.02
14	15	22.37	158.90	0.06	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.03	25.97	0.03	26.02
15	16	63.44	136.53	0.05	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.03	25.77	0.03	25.82

TRAMO		LONGITUD		GASTO	DIAMETRO Y CLASE DE TUBERIA	DIAMETRO	Método tradicional		Resultados epanet	
		TRAMO	ACUM	ACUM		INTERIOR	VEL	HD	VEL	HD
		(m)		l/s		(m)	(m/s)	(m.c.a.)	(m/s)	(m.c.a.)
16	17	29.80	29.80	0.01	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	20.87	0.01	20.92
16	18	43.29	43.29	0.02	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	28.07	0.01	28.12
14	19	39.66	1210.96	0.46	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.26	26.90	0.25	26.95
19	20	100.92	100.92	0.04	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.02	32.30	0.02	32.35
19	21	76.04	197.44	0.08	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.04	26.29	0.04	26.34
21	22	121.40	121.40	0.05	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.03	31.69	0.03	31.74
19	23	73.86	872.94	0.33	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.18	27.92	0.18	27.98
23	24	38.41	94.03	0.04	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.02	32.72	0.02	32.78
24	25	22.30	55.62	0.02	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	35.42	0.01	35.48
25	26	33.32	33.32	0.01	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	38.32	0.01	38.38
23	27	35.08	705.05	0.27	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.15	28.80	0.15	28.85
27	50	100.30	669.97	0.26	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.14	49.14	0.14	49.19
50	51	57.41	569.67	0.22	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.12	48.32	0.12	48.37
51	52	58.00	512.26	0.20	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.11	48.50	0.11	48.55
52	53	28.55	28.55	0.01	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	44.60	0.01	44.65
52	54	58.66	58.66	0.02	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	51.30	0.01	51.35
52	55	89.60	367.05	0.14	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.08	52.78	0.08	52.83
55	56	32.88	32.88	0.01	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.01	54.38	0.01	54.43
55	57	52.29	244.57	0.09	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.05	49.68	0.05	49.73
57	58	95.60	95.60	0.04	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.02	48.08	0.02	48.13
57	59	96.68	96.68	0.04	1 1/2" PVC RD-41	0.0481	0.02	41.88	0.02	41.93

7.6 Selección de la red de distribución para llevar a cabo el análisis hidráulico tradicional y por medio de EPANET para una red cerrada o por circuitos

7.6.1 Análisis de red cerrada o por circuitos

Para el ejemplo de una red cerrada se tomará la representación de una red de dos circuitos considerando una población de 20,000 habitantes y una dotación de 200 l/hab/día. Primeramente se realizará el cálculo de la red por un método tradicional, el cual es el de Hardy Cross, las pérdidas de carga se calcularán por medio de la ecuación de Manning, posteriormente se realizará la modelación en EPANET manteniendo las mismas características de la red que en el cálculo tradicional.

7.6.1.1 Modelación de la red cerrada bajo el método tradicional

7.6.1.2 Datos básicos

A continuación se presentan los datos básicos y necesarios para poder llevar a cabo este análisis.

Cálculo Hidráulico por el método de Hardy Cross

Red Cerrada de 2 circuitos con hf (Manning)

Long total	22480.00 m	
PP	20000 hab	
Clima Cálido	Dotación	200 l/hab/d
Q medio diario		46.2963 l/s
Q máx diario		64.8148 l/s cvd=1.4
Q máx horario		100.463 l/s cvh=1.55
q específico	0.00447 l/s por m	
n	0.009	
ncross	2	

Para este análisis se tomará el catálogo cresco para los diámetros de las tuberías, igualmente todas las características de estas se tomarán de referencia para el correcto análisis, observando que las cargas de presión cumplan conforme a lo establecido en nuestro país, así como las velocidades y diámetros mínimos.

Tabla 7.1 Diámetros de tubería y carga de presión operacional

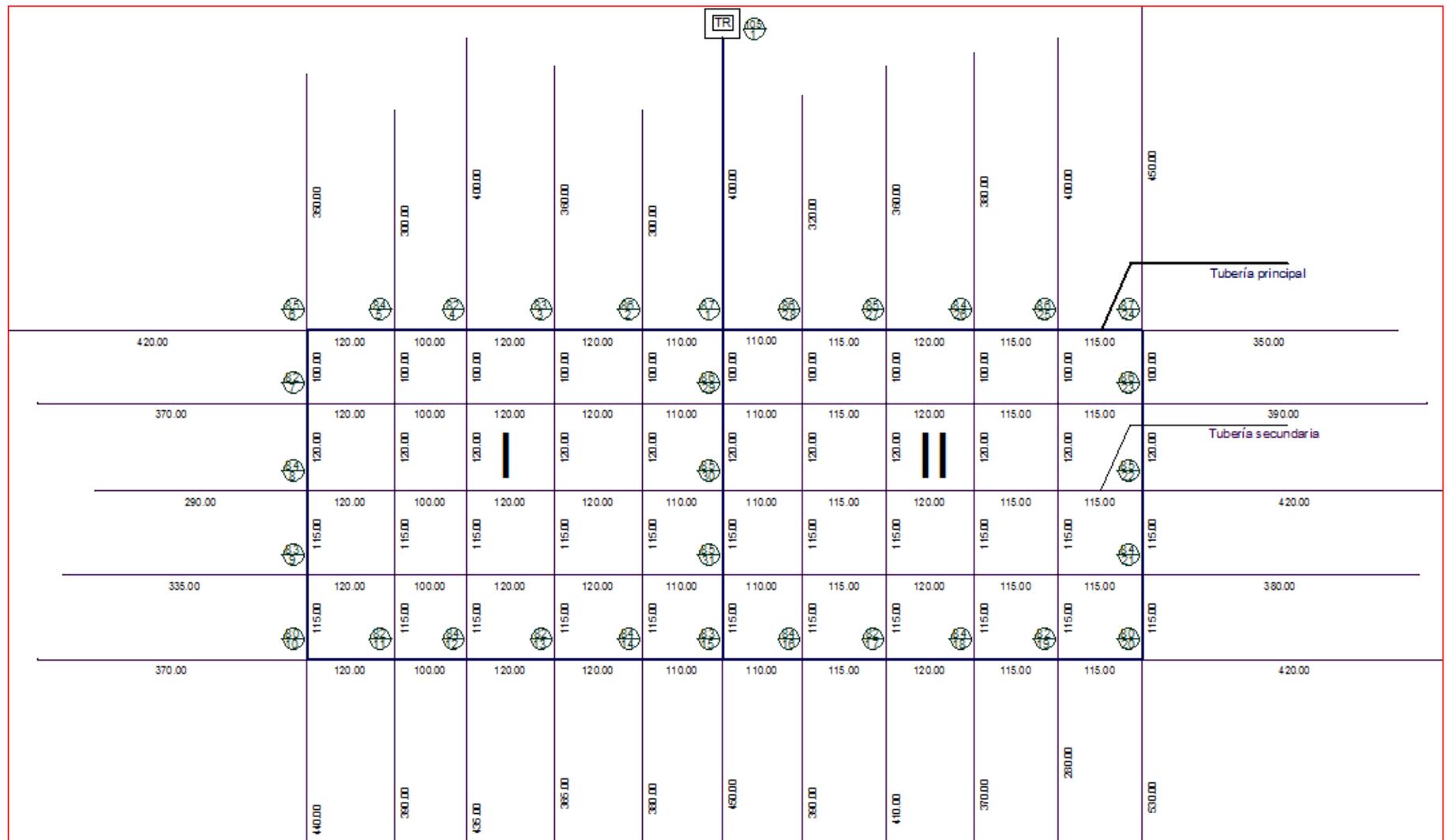
Tubería PVC Clase 7 (7 kg/cm ²)				Tubería PVC Clase 5 (5 kg/cm ²)			
Diam nom.	Diámetro	espesor	Diam int.	Diam int.	espesor	Diam int.	Diam int.
plg	mm	mm	mm	m	mm	mm	m
4	100	2.4	95.2	0.0952	1.8	96.4	0.0964
6	160	3.9	152.2	0.1522	2.8	154.4	0.1544
8	200	4.9	190.2	0.1902	3.5	193.0	0.193
10	250	6.1	237.8	0.2378	4.4	241.2	0.2412
12	315	7.7	299.6	0.2996	5.5	304.0	0.304
14	355	8.7	337.6	0.3376	6.2	342.6	0.3426
16	400	9.8	380.4	0.3804	7.0	386.0	0.386

Tabla 7.2 Diámetros de tubería y carga de presión operacional

Tubería RD-41 (6.9 kg/cm ²)			
Diam nom.	espesor	Diam int.	Diam int.
plg	mm	mm	m
8	5.3	208.5	0.2085
6	4.1	160.1	0.1601
4	2.8	108.7	0.1087
3	2.2	84.5	0.0845
2 1/2	1.8	69.4	0.0694
2	1.5	60.1	0.0601
1 1/2	1.2	48.1	0.0481

7.6.1.3 Planta de la red de distribución

A continuación se presentan unas imágenes sobre la planta de la red cerrada a dos circuitos, cuenta con un total de 31 nodos, también conocidos como cruceros, cabe destacar que esta red tiene ramales de tuberías en la parte externa de la red, las cuales se consideraron para el cálculo de la red, estas van implícitas en las longitudes y por lo tanto en los gastos. También es necesario mencionar que para proponer el punto de equilibrio se seleccionó el nodo número 10 para el circuito 1 y para el caso del circuito 2 se tomó el nodo número 20.



7.1 Planta de la red de distribución con dos circuitos



7.2 Parte superior de la panta de la red de distribución con dos circuitos

													Tubería principal
420.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	350.00
370.00	120.00	100.00	120.00	120.00	110.00	110.00	115.00	120.00	115.00	115.00	115.00	120.00	390.00 Tubería secundaria
290.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	420.00
335.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	115.00	380.00
370.00	120.00	100.00	120.00	120.00	110.00	110.00	115.00	120.00	115.00	115.00	115.00	115.00	420.00
	440.00	390.00	435.00	365.00	380.00	450.00	390.00	410.00	370.00	280.00	530.00		

7.3 Parte inferior de la panta de la red de distribución con dos circuitos

Tabla 7.3. Cálculo de la red de distribución cerrada bajo el método tradicional, método de Hardy Cross.

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD		GASTO (Q 0)	Diám	DIÁMETRO Y CLASE DE TUBERÍA	DIÁMETRO INTERIOR (m)	ÁREA (m2)	VEL (m/s)	K	hf 0	
		TRAMO	ACUM	ACUM	DUPUIT						(m)	
		(m)		(l/s)							(m)	
I (+)	TR											
	TR-1	400	400	100.463	15.03	14" PVC C-7	0.338	0.08951478	1.122	0.2732	1.103	
	1a2	110	6305	28.177	7.96	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	0.963	5.3912	0.471	
	2a3	120	5670	25.339	7.55	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	0.866	5.3912	0.415	
	3a4	120	4965	22.189	7.07	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	0.758	5.3912	0.319	
	4a5	100	4220	18.859	6.51	6" PVC C-5	0.1544	0.01872339	1.007	17.7230	0.630	
	5a6	120	3595	16.066	6.01	6" PVC C-5	0.1544	0.01872339	0.858	17.7230	0.549	
	6a7	100	2705	12.089	5.22	4" PVC RD-41	0.1087	0.00928002	1.303	115.1944	1.683	
	7a8	120	1950	8.715	4.43	4" PVC RD-41	0.1087	0.00928002	0.939	115.1944	1.050	
	8a9	115	1255	5.609	3.55	4" PVC RD-41	0.1087	0.00928002	0.604	115.1944	0.417	
	9a10	115	520	2.324	2.29	2" PVC RD-41	0.0601	0.00283687	0.819	2716.3875	1.687	
										sumas	7.221	
I (-)	II	1a29	100	9462.5	42.288	9.75	10" PVC C-5	0.2412	0.04569245	0.925	1.6418	0.294
		29a30	120	8790	39.282	9.40	10" PVC C-5	0.2412	0.04569245	0.860	1.6418	0.304
		30a31	115	8097.5	36.188	9.02	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	1.237	5.3912	0.812
		31a15	115	7410	33.115	8.63	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	1.132	5.3912	0.680
		15a14	110	3445	15.396	5.89	6" PVC C-5	0.1544	0.01872339	0.822	17.7230	0.462
		14a13	120	2730	12.200	5.24	4" PVC RD-41	0.1087	0.00928002	1.315	115.1944	2.058
		13a12	120	2020	9.027	4.51	4" PVC RD-41	0.1087	0.00928002	0.973	115.1944	1.127
		12a11	100	1240	5.542	3.53	3" PVC RD-41	0.0845	0.00560794	0.988	441.3195	1.355
		11a10	120	525	2.346	2.30	2" PVC RD-41	0.0601	0.00283687	0.827	2716.3875	1.794
										sumas	8.885	

Tabla 7.3. Cálculo de la red de distribución cerrada bajo el método tradicional, método de Hardy Cross.

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD		GASTO (Q 0)	Diám	DIÁMETRO Y CLASE DE TUBERÍA	DIÁMETRO INTERIOR	ÁREA (m2)	VEL (m/s)	K	hf 0
		TRAMO	ACUM	ACUM	DUPUIT						(m)
		(m)		(l/s)							(m)
II (+)	1a29	100	9462.5	42.288	9.75	10" PVC C-5	0.2412	0.04569245	0.925	1.6418	0.294
	29a30	120	8790	39.282	9.40	10" PVC C-5	0.2412	0.04569245	0.860	1.6418	0.304
	30a31	115	8097.5	36.188	9.02	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	1.237	5.3912	0.812
	31a15	115	7410	33.115	8.63	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	1.132	5.3912	0.680
	15a16	110	3400	15.195	5.85	6" PVC C-5	0.1544	0.01872339	0.812	17.7230	0.450
	16a17	115	2675	11.955	5.19	4" PVC RD-41	0.1087	0.00928002	1.288	115.1944	1.893
	17a18	120	1925	8.603	4.40	4" PVC RD-41	0.1087	0.00928002	0.927	115.1944	1.023
	18a19	115	1210	5.407	3.49	4" PVC RD-41	0.1087	0.00928002	0.583	115.1944	0.387
	19a20	115	590	2.637	2.44	2" PVC RD-41	0.0601	0.00283687	0.929	2716.3875	2.172
										sumas	8.015
II (-)	1a28	110	6712.5	29.998	8.22	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	1.025	5.3912	0.534
	28a27	115	6057.5	27.071	7.80	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	0.925	5.3912	0.454
	27a26	120	5357.5	23.943	7.34	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	0.818	5.3912	0.371
	26a25	115	4632.5	20.703	6.83	8" PVC C-5	0.193	0.0292553	0.708	5.3912	0.266
	25a24	115	3892.5	17.396	6.26	6" PVC C-5	0.1544	0.01872339	0.929	17.7230	0.617
	24a23	100	2977.5	13.306	5.47	6" PVC C-5	0.1544	0.01872339	0.711	17.7230	0.314
	23a22	120	2200	9.832	4.70	4" PVC RD-41	0.1087	0.00928002	1.059	115.1944	1.336
	22a21	115	1372.5	6.134	3.71	4" PVC RD-41	0.1087	0.00928002	0.661	115.1944	0.498
	21a20	115	590	2.637	2.44	2" PVC RD-41	0.0601	0.00283687	0.929	2716.3875	2.172
										sumas	6.562

Tabla 7.3. Cálculo de la red de distribución cerrada bajo el método tradicional, método de Hardy Cross.

hf 0 (m)	hf 0 / Q 0	ΔQ 1	Q 1	hf 1	hf 1 / Q 1	ΔQ 2	Q 2	v	hf 2	ELEVACIONES		HD (m)
										PIEZOM (m)	TERRENO	
										0	105	
1.103									1.103	103.897	87	16.90
0.471	0.017	0.3243580	28.501	0.482	0.017	-0.0057718	28.496	0.974	0.482	103.415	86	17.415
0.415	0.016	0.3243580	25.664	0.426	0.017	-0.0057718	25.658	0.877	0.426	102.990	86	16.990
0.319	0.014	0.3243580	22.513	0.328	0.015	-0.0057718	22.507	0.769	0.328	102.662	82	20.662
0.630	0.033	0.3243580	19.184	0.652	0.034	-0.0057718	19.178	1.024	0.652	102.010	84	18.010
0.549	0.034	0.3243580	16.390	0.571	0.035	-0.0057718	16.385	0.875	0.571	101.439	85	16.439
1.683	0.139	0.3243580	12.413	1.775	0.143	-0.0057718	12.407	1.337	1.773	99.666	82	17.666
1.050	0.120	0.3243580	9.039	1.129	0.125	-0.0057718	9.033	0.973	1.128	98.538	84	14.538
0.417	0.074	0.3243580	5.933	0.466	0.079	-0.0057718	5.927	0.639	0.465	98.072	83	15.072
1.687	0.726	0.3243580	2.648	2.191	0.827	-0.0057718	2.642	0.931	2.181	95.891	80	15.891
7.221	1.175			8.021	1.291				8.006			
0.294	0.007	0.6243079	41.664	0.285	0.007	-0.0132073	41.677	0.912	0.285	103.612	86	17.612
0.304	0.008	0.6243079	38.658	0.294	0.008	-0.0132073	38.671	0.846	0.295	103.317	85	18.317
0.812	0.022	0.6243079	35.563	0.784	0.022	-0.0132073	35.577	1.216	0.785	102.532	85	17.532
0.680	0.021	0.6243079	32.491	0.654	0.020	-0.0132073	32.504	1.111	0.655	101.877	83	18.877
0.462	0.030	0.3243580	15.071	0.443	0.029	-0.0057718	15.077	0.805	0.443	101.434	84	17.434
2.058	0.169	0.3243580	11.876	1.950	0.164	-0.0057718	11.882	1.280	1.952	99.483	82	17.483
1.127	0.125	0.3243580	8.703	1.047	0.120	-0.0057718	8.709	0.938	1.048	98.434	84	14.434
1.355	0.245	0.3243580	5.217	1.201	0.230	-0.0057718	5.223	0.931	1.204	97.230	82	15.230
1.794	0.765	0.3243580	2.022	1.333	0.659	-0.0057718	2.028	0.715	1.340	95.890	80	15.890
8.885	1.390		sumas	7.991	1.260				8.007			

Tabla 7.3. Cálculo de la red de distribución cerrada bajo el método tradicional, método de Hardy Cross

hf 0 (m)	hf 0 / Q 0	ΔQ 1	Q 1	hf 1	hf 1 / Q 1	ΔQ 2	Q 2	v	hf 2	ELEVACIONES		HD (m)
										PIEZOM	TERRENO	
										(m)		(m)
0.294	0.007	-0.6243079	41.664	0.285	0.007	0.013207	41.677	0.912	0.285	103.612	86	17.612
0.304	0.008	-0.6243079	38.658	0.294	0.008	0.013207	38.671	0.846	0.295	103.317	85	18.317
0.812	0.022	-0.6243079	35.563	0.784	0.022	0.013207	35.577	1.216	0.785	102.532	85	17.532
0.680	0.021	-0.6243079	32.491	0.654	0.020	0.013207	32.504	1.111	0.655	101.877	83	18.877
0.450	0.030	-0.2999499	14.895	0.433	0.029	0.007435	14.902	0.796	0.433	101.445	84	17.445
1.893	0.158	-0.2999499	11.655	1.799	0.154	0.007435	11.662	1.257	1.802	99.643	82	17.643
1.023	0.119	-0.2999499	8.303	0.953	0.115	0.007435	8.310	0.896	0.955	98.688	84	14.688
0.387	0.072	-0.2999499	5.108	0.346	0.068	0.007435	5.115	0.551	0.347	98.342	82	16.342
2.172	0.824	-0.2999499	2.337	1.706	0.730	0.007435	2.344	0.826	1.717	96.625	80	16.625
8.015	1.260			7.254	1.152				7.272			
0.534	0.018	-0.2999499	30.298	0.544	0.018	0.0074355	30.291	1.035	0.544	103.353	86	17.353
0.454	0.017	-0.2999499	27.371	0.464	0.017	0.0074355	27.363	0.935	0.464	102.889	85	17.889
0.371	0.015	-0.2999499	24.243	0.380	0.016	0.0074355	24.235	0.828	0.380	102.509	84	18.509
0.266	0.013	-0.2999499	21.003	0.273	0.013	0.0074355	20.995	0.718	0.273	102.235	86	16.235
0.617	0.035	-0.2999499	17.696	0.638	0.036	0.0074355	17.688	0.945	0.638	101.598	87	14.598
0.314	0.024	-0.2999499	13.606	0.328	0.024	0.0074355	13.599	0.726	0.328	101.270	86	15.270
1.336	0.136	-0.2999499	10.132	1.419	0.140	0.0074355	10.124	1.091	1.417	99.853	85	14.853
0.498	0.081	-0.2999499	6.434	0.548	0.085	0.0074355	6.426	0.692	0.547	99.306	84	15.306
2.172	0.824	-0.2999499	2.937	2.694	0.917	0.0074355	2.929	1.033	2.680	96.626	80	16.626
6.562	1.163			7.290	1.266				7.271			

En la tabla anterior se está representando el cálculo hecho mediante el método tradicional y explicado a detalle en el punto 7.2.1. En la tabla se alcanza a apreciar que la pérdida de carga con la que se llega en un sentido y en otro es prácticamente igual, la aproximación es a la milésima y se considera que el cálculo está bien, también cabe mencionar que las presiones en cada nodo y las velocidades en cada tramo de tubería están dentro de los rangos permisibles que establece conagua.

7.7 Modelación de la red de distribución cerrada de dos circuitos por medio de EPANET

7.7.1 Datos ingresados al programa

Tabla 7.4. Datos que se ingresaron para el tanque exportados de EPANET

[RESERVOIRS]	
;ID	Head
TR	105

Tabla 7.5. Datos que se ingresaron en los nodos exportados de EPANET

[JUNCTIONS]		
;ID	Elev	Demand
c1	87	0
c2	86	2.8378
c3	83	3.1506
c4	82	3.3294
c5	84	2.7931
c6	85	3.9774
c7	82	3.3741
c8	84	3.106
c9	83	3.2847
c10	80	4.6701
c11	82	3.1953
c12	84	3.4858
c13	82	3.173
c14	84	3.1953
c15	83	2.525
c31	85	3.0724

[JUNCTIONS]		
;ID	Elev	Demand
c30	85	3.0948
c29	86	3.0054
c28	86	2.9272
c27	85	3.1283
c26	84	3.24
c25	86	3.3071
c24	87	4.0891
c23	86	3.4746
c22	85	3.6981
c21	84	3.497
c20	80	5.2734
c19	82	2.7708
c18	84	3.1953
c17	82	3.3517
c16	84	3.24

Tabla 7.6. Datos ingresados para cada tramo de tubería, exportados de EPANET

[PIPES]					
;ID	Node1	Node2	Length	Diameter	Roughness
t1-2	c1	c2	110	193	0.009
t2-3	c2	c3	120	193	0.009
t3-4	c3	c4	120	193	0.009
t4-5	c4	c5	100	154.4	0.009
t5-6	c5	c6	120	154.4	0.009
t6-7	c6	c7	100	108.7	0.009
t7-8	c7	c8	120	108.7	0.009
t8-9	c8	c9	115	108.7	0.009
t9-10	c9	c10	115	60.1	0.009
t11-10	c10	c11	120	60.1	0.009
t12-11	c11	c12	100	84.5	0.009
t13-12	c12	c13	120	108.7	0.009
t14-13	c13	c14	120	108.7	0.009
t15-14	c14	c15	110	154.4	0.009
t31-15	c15	c31	115	193	0.009
t30-31	c31	c30	115	193	0.009
t29-30	c30	c29	120	241.2	0.009
t1-29	c29	c1	100	241.2	0.009
t1-28	c1	c28	110	193	0.009
t28-27	c28	c27	115	193	0.009

[PIPES]					
ID	Node1	Node2	Length	Diameter	Roughness
t27-26	c27	c26	120	193	0.009
t26-25	c26	c25	115	193	0.009
t25-24	c25	c24	115	154.4	0.009
t24-25	c24	c23	100	154.4	0.009
t23-22	c23	c22	120	108.7	0.009
t22-21	c22	c21	115	108.7	0.009
t21-20	c21	c20	115	60.1	0.009
t19-20	c20	c19	115	60.1	0.009
t18-19	c19	c18	115	108.7	0.009
t17-18	c18	c17	120	108.7	0.009
t16-17	c17	c16	115	108.7	0.009
t15-16	c15	c16	110	154.4	0.009
TR-1	TR	c1	400	337.6	0.009

7.7.1.1 Cálculo de la demanda base por cada nodo

Para poder comenzar con la modelación primeramente hay que dibujar la red en EPANET, manteniendo la topología propia, las características geométricas e hidráulicas, para esto último es necesario realizar el cálculo de la demanda base, esta se realiza con los datos del gasto acumulado para cada tramo de tubería que a su vez depende de la longitud acumulada en la propia red, esta demanda se tendrá que ingresar en cada nodo, así como la elevación en cada uno de ellos también, así como los diámetros de cada tramo de tubería, para facilitar el dibujo de la red se puede realizar en autocad, manteniendo las características antes mencionadas, para posteriormente, mediante la extensión de EPANET, llamada EpaCAD, importarla al programa; a continuación se presenta el cálculo de la demanda base para cada nodo nuevamente haciendo uso de la ecuación 7.1 de la conservación de la masa en cada nodo

Tabla 7.7 Cálculo de la demanda base para cada nodo

Nodo No.	Gasto por Tramo	Gasto que sale (l/s)	Gasto que entra (l/s)	Q _{base} (l/s)
1	q ₁₋₂	28.18		
	q ₁₋₂₉	42.29		
	q ₁₋₂₈	30.00		
	q _{TR-1}		100.46	
	Σ=	100.46	100.46	0.0000
2	q ₂₋₃	25.34		
	q ₁₋₂		28.18	
	Σ=	25.34	28.18	2.8378
3	q ₃₋₄	22.19		
	q ₂₋₃		25.34	
	Σ=	22.19	25.34	3.1506
4	q ₄₋₅	18.86		
	q ₃₋₄		22.19	
	Σ=	18.86	22.19	3.3294
5	q ₅₋₆	16.07		
	q ₄₋₅		18.86	
	Σ=	16.07	18.86	2.7931
6	q ₆₋₇	12.09		
	q ₅₋₆		16.07	
	Σ=	12.09	16.07	3.9774
7	q ₇₋₈	8.71		
	q ₆₋₇		12.09	
	Σ=	8.71	12.09	3.3741
8	q ₈₋₉	5.61		
	q ₇₋₈		8.71	
	Σ=	5.61	8.71	3.1060
9	q ₉₋₁₀	2.32		
	q ₈₋₉		5.61	
	Σ=	2.32	5.61	3.2847
10	q ₁₀₋₁₁		2.35	

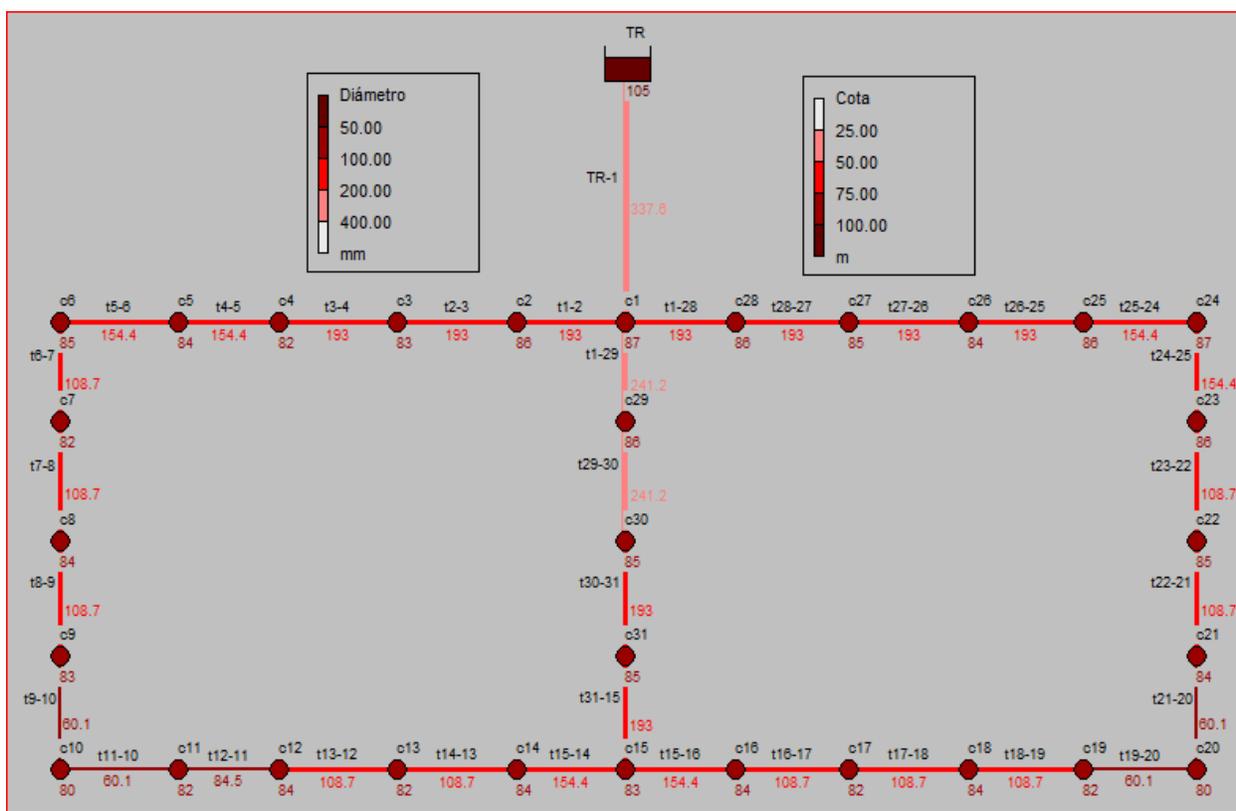
Nodo No.	Gasto por Tramo	Gasto que sale (l/s)	Gasto que entra (l/s)	Q_{base} (l/s)
	q ₉₋₁₀		2.32	
	Σ=		4.67	4.6701
11	q ₁₀₋₁₁	2.35		
	q ₁₂₋₁₁		5.54	
	Σ=	2.35	5.54	3.1953
12	q ₁₂₋₁₁	5.54		
	q ₁₃₋₁₂		9.03	
	Σ=	5.54	9.03	3.4858
13	q ₁₃₋₁₂	9.03		
	q ₁₄₋₁₃		12.20	
	Σ=	9.03	12.20	3.1730
14	q ₁₄₋₁₃	12.20		
	q ₁₅₋₁₄		15.40	
	Σ=	12.20	15.40	3.1953
15	q ₁₅₋₁₄	15.40		
	q ₁₅₋₁₆	15.19		
	q ₃₁₋₁₅		33.12	
	Σ=	30.59	33.12	2.5250
16	q ₁₆₋₁₇	11.95		
	q ₁₅₋₁₆		15.19	
	Σ=	11.95	15.19	3.2400
17	q ₁₇₋₁₈	8.60		
	q ₁₆₋₁₇		11.95	
	Σ=	8.60	11.95	3.3517
18	q ₁₈₋₁₉	5.41		
	q ₁₇₋₁₈		8.60	
	Σ=	5.41	8.60	3.1953
19	q ₁₉₋₂₀	2.64		
	q ₁₈₋₁₉		5.41	
	Σ=	2.64	5.41	2.7708
20	q ₁₉₋₂₀		2.64	
	q ₂₁₋₂₀		2.64	

Nodo No.	Gasto por Tramo	Gasto que sale (l/s)	Gasto que entra (l/s)	Q_{base} (l/s)
		$\Sigma=$		5.27
21	q_{21-20}	2.64		
	q_{22-21}		6.13	
	$\Sigma=$	2.64	6.13	3.4970
22	q_{22-21}	6.13		
	q_{23-22}		9.83	
	$\Sigma=$	6.13	9.83	3.6981
23	q_{23-22}	9.83		
	q_{24-23}		13.31	
	$\Sigma=$	9.83	13.31	3.4746
24	q_{24-23}	13.31		
	q_{25-24}		17.40	
	$\Sigma=$	13.31	17.40	4.0891
25	q_{25-24}	17.40		
	q_{26-25}		20.70	
	$\Sigma=$	17.40	20.70	3.3071
26	q_{26-25}	20.70		
	q_{27-26}		23.94	
	$\Sigma=$	20.70	23.94	3.2400
27	q_{27-26}	23.94		
	q_{28-27}		27.07	
	$\Sigma=$	23.94	27.07	3.1283
28	q_{28-27}	27.07		
	q_{1-28}		30.00	
	$\Sigma=$	27.07	30.00	2.9272
29	q_{29-30}	39.28		
	q_{1-29}		42.29	
	$\Sigma=$	39.28	42.29	3.0054
30	q_{30-31}	36.19		
	q_{29-30}		39.28	
	$\Sigma=$	36.19	39.28	3.0948
31	q_{31-15}	33.12		

Nodo No.	Gasto por Tramo	Gasto que sale (l/s)	Gasto que entra (l/s)	Q base (l/s)
	Q ₃₀₋₃₁		36.19	
	Σ=	33.12	36.19	3.0724

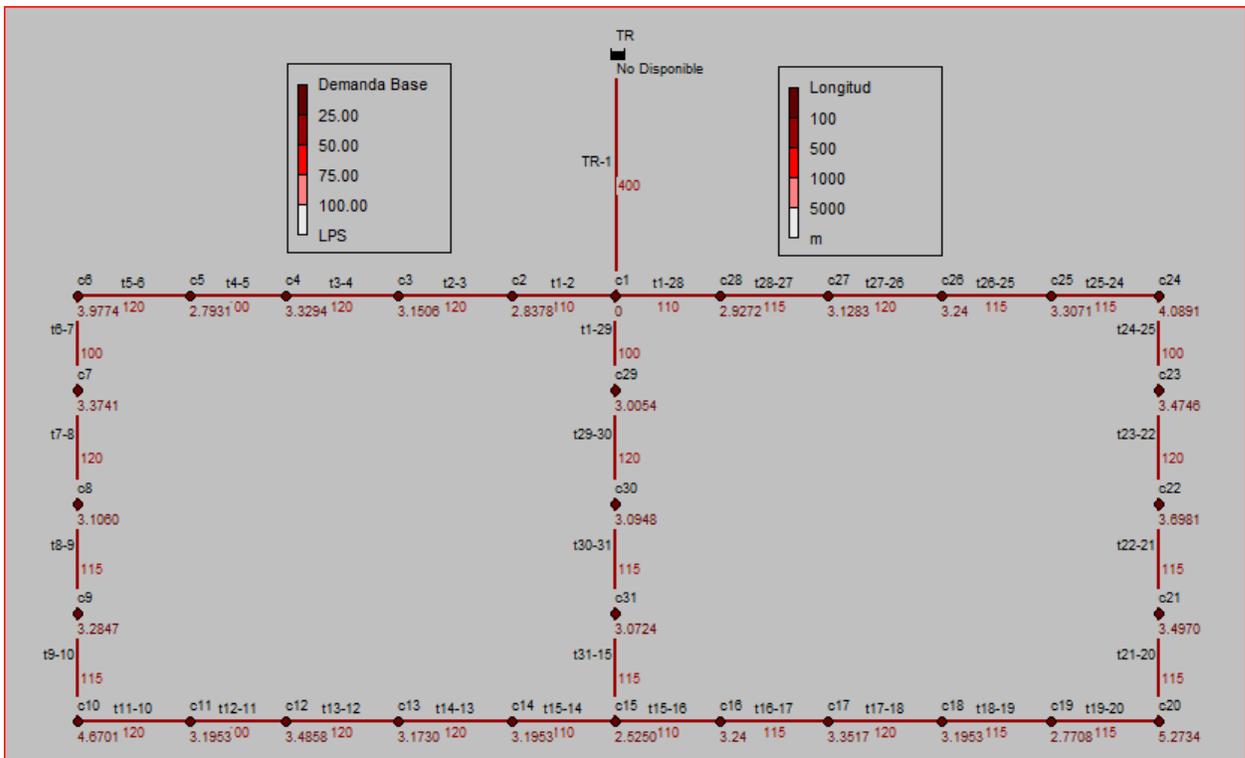
7.7.2 Entrada de datos al programa

Primeramente se introdujeron los datos de cota en cada nodo y el diámetro en cada tramo de tubería, a continuación se muestran las imágenes con los datos ingresados.



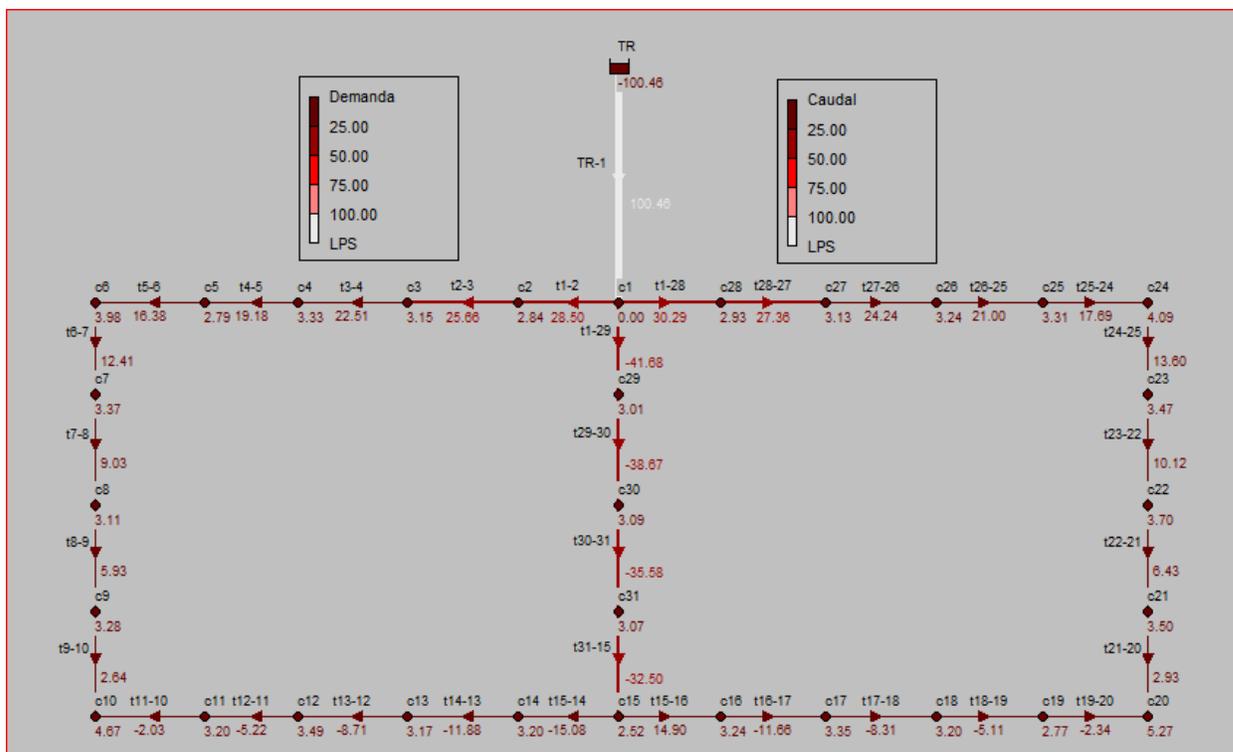
7.5 Red de distribución donde se observa la elevación en cada nodo en m. y el diámetro de cada tramo de tubería en mm.

A continuación se pueden apreciar los datos de la demanda base en cada nodo y la longitud en cada tramo de la tubería de la red de distribución.



7.6 Red de distribución donde se observa la demanda base en cada nodo en lps. y la longitud de cada tramo de tubería en m.

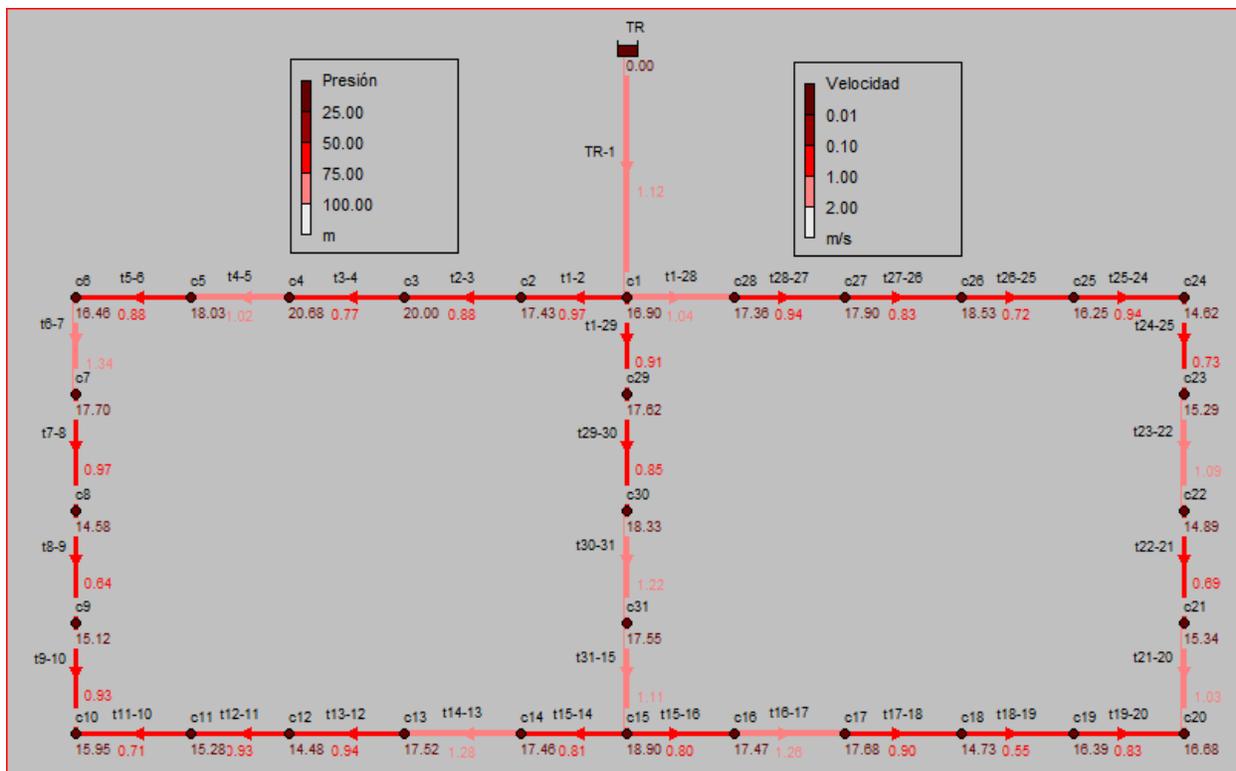
En la siguiente imagen se puede apreciar el gasto en cada tramo de tubería, es muy aproximado al calculado en el método tradicional, pero podemos observar que unos son negativos, esto indica que el sentido del flujo es contrario al que se supuso.



7.7 Red de distribución donde se observa la demanda base en cada nodo en lps y el caudal en cada tramo de tubería en lps.

7.7.3 Corrida del modelo en EPANET

Al finalizar el ingreso de los datos y comprobando que las características hidráulicas, geométricas y la topología de la red estuvieran correctas de acuerdo a la red calculada con el método tradicional, se seleccionó el método de cálculo para esta red de distribución, por último, se procedió a correr el modelo, en las siguientes imágenes se muestran los resultados a los que se llegó.



7.8 Red de distribución donde se observa la carga de presión en cada nodo en m.c.a. y la velocidad del flujo en cada tramo de tubería en m/s.

7.7.4 Resultados

Obteniendo la modelación de la red y comparándola con el cálculo del método tradicional, se aprecia que los resultados en cuanto a presiones y velocidades son casi iguales, variando únicamente por decimales, por lo que se puede asumir que la modelación es buena, tal vez estos resultados se podrían acercar más si en el método tradicional se realizaran más iteraciones pero esto en términos ingenieriles sería poco adecuado ya que solo estarían variando los decimales y no tendría mucho peso en cuanto a los rangos en presiones y velocidades establecidos por la Comisión Nacional del Agua. En la tabla 7.8 se puede observar a detalle en la tabla las variaciones de presiones y velocidades de la modelación de la red cerrada a dos circuitos con el método tradicional con respecto a la modelación hecha por el software, las dos últimas columnas representan los resultados mediante EPANET.

Tabla 7.8 Resultados de presiones y velocidades para el método tradicional y comparado con EPANET para la red cerrada a dos circuitos

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD		GASTO (Q 0)	DIÁMETRO Y CLASE DE TUBERÍA	DIÁMETRO INTERIOR (m)	Método tradicional		Resultados EPANET	
		TRAMO	ACUM	ACUM			VEL	HD	VEL	HD
		(m)		(l/s)			(m/s)	(m)	(m/s)	(m)
I (+)	TR									
	TR-1	400	400	100.463	14" PVC C-7	0.3376		16.90	1.12	16.90
	1a2	110	6305	28.177	8" PVC C-5	0.1930	0.974	17.42	0.97	17.43
	2a3	120	5670	25.339	8" PVC C-5	0.1930	0.877	19.99	0.88	20.00
	3a4	120	4965	22.189	8" PVC C-5	0.1930	0.769	20.66	0.77	20.68
	4a5	100	4220	18.859	6" PVC C-5	0.1544	1.024	18.01	1.02	18.03
	5a6	120	3595	16.066	6" PVC C-5	0.1544	0.875	16.44	0.88	16.46
	6a7	100	2705	12.089	4" PVC RD-41	0.1087	1.337	17.67	1.34	17.70
	7a8	120	1950	8.715	4" PVC RD-41	0.1087	0.973	14.54	0.97	14.58
	8a9	115	1255	5.609	4" PVC RD-41	0.1087	0.639	15.07	0.64	15.12
	9a10	115	520	2.324	2" PVC RD-41	0.0601	0.931	15.89	0.93	15.95
I (-)	1a29	100	9462.5	42.288	10" PVC C-5	0.2412	0.912	17.61	0.91	17.62
	29a30	120	8790	39.282	10" PVC C-5	0.2412	0.846	18.32	0.85	18.33
	30a31	115	8097.5	36.188	8" PVC C-5	0.1930	1.216	17.53	1.22	17.55
	31a15	115	7410	33.115	8" PVC C-5	0.1930	1.111	18.88	1.11	18.90
	15a14	110	3445	15.396	6" PVC C-5	0.1544	0.805	17.43	0.81	17.46
	14a13	120	2730	12.200	4" PVC RD-41	0.1087	1.280	17.48	1.28	17.52
	13a12	120	2020	9.027	4" PVC RD-41	0.1087	0.938	14.43	0.94	14.48
	12a11	100	1240	5.542	3" PVC RD-41	0.0845	0.931	15.23	0.93	15.28
	11a10	120	525	2.346	2" PVC RD-41	0.0601	0.715	15.89	0.71	15.95

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD		GASTO (Q 0)	DIÁMETRO Y CLASE DE TUBERÍA	DIÁMETRO INTERIOR	Método tradicional		Resultados EPANET		
		TRAMO	ACUM	ACUM			VEL	HD	VEL	HD	
		(m)		(l/s)			(m/s)	(m)	(m/s)	(m)	
II (+)	I	1a29	100	9462.5	42.288	10" PVC C-5	0.2412	0.912	17.61	0.91	17.62
		29a30	120	8790	39.282	10" PVC C-5	0.2412	0.846	18.32	0.85	18.33
		30a31	115	8097.5	36.188	8" PVC C-5	0.1930	1.216	17.53	1.22	17.55
		31a15	115	7410	33.115	8" PVC C-5	0.1930	1.111	18.88	1.11	18.90
	II (+)	15a16	110	3400	15.195	6" PVC C-5	0.1544	0.796	17.44	0.80	17.47
		16a17	115	2675	11.955	4" PVC RD-41	0.1087	1.257	17.64	1.26	17.68
		17a18	120	1925	8.603	4" PVC RD-41	0.1087	0.896	14.69	0.90	14.73
		18a19	115	1210	5.407	4" PVC RD-41	0.1087	0.551	16.34	0.55	16.39
		19a20	115	590	2.637	2" PVC RD-41	0.0601	0.826	16.62	0.83	16.68
	II (-)	1a28	110	6712.5	29.998	8" PVC C-5	0.1930	1.035	17.35	1.04	17.36
28a27		115	6057.5	27.071	8" PVC C-5	0.1930	0.935	17.89	0.94	17.90	
27a26		120	5357.5	23.943	8" PVC C-5	0.1930	0.828	18.51	0.83	18.53	
26a25		115	4632.5	20.703	8" PVC C-5	0.1930	0.718	16.24	0.72	16.25	
25a24		115	3892.5	17.396	6" PVC C-5	0.1544	0.945	14.60	0.94	14.62	
24a23		100	2977.5	13.306	6" PVC C-5	0.1544	0.726	15.27	0.73	15.29	
23a22		120	2200	9.832	4" PVC RD-41	0.1087	1.091	14.85	1.09	14.89	
22a21		115	1372.5	6.134	4" PVC RD-41	0.1087	0.692	15.31	0.69	15.34	
21a20		115	590	2.637	2" PVC RD-41	0.0601	1.033	16.63	1.03	16.68	

7.8 Aplicación de los modelos de calidad mediante el uso de software

7.8.1 Aplicación de los modelos de calidad mediante el uso de software

La mayoría de los programas comerciales de análisis hidráulico de redes que incluyen modelos de calidad realizan el cálculo de los parámetros de calidad aprovechando la información hidráulica previamente obtenida. La simulación de la evolución temporal y espacial del comportamiento de sustancias no conservativas constituye el problema más complejo a resolver, de modo que un paquete que contemple esta posibilidad, normalmente ofrecerá también la posibilidad de realizar cálculos estáticos de mezclas, procedencias, comportamiento de sustancias conservativas o tiempos de residencia, al tratarse todos ellos de casos particulares del primero.

Los modelos de calidad requieren que el usuario introduzca una serie de datos hidráulicos y otros relacionados con los parámetros de calidad deseados, además de las características de todos los componentes, las demandas en los nudos, las condiciones permanentes de operación de la red, y los parámetros de calidad en las fuentes de suministro. Si el modelo es dinámico deberán también introducirse las modulaciones de la demanda y de las concentraciones en los puntos de inyección, además de otros datos hidráulicos complementarios, como las leyes de operación de los elementos de regulación, el estado inicial de la red, las características de los depósitos de nivel variable, etc.

7. 8.2 Datos para el cálculo de parámetros de calidad del agua

Para el cálculo de procedencias, bastará con conocer los caudales en los puntos de inyección y los caudales de demanda, así como las modulaciones temporales de ambos si se trata de un problema dinámico.

Si se pretende determinar los tiempos de residencia del agua hasta los nudos de demanda, deberán de introducirse los tiempos de residencia iniciales en todos los puntos de la red y la antigüedad del agua en los puntos de inyección, si ésta no se considera nula (por ejemplo, en los depósitos de cabecera).

Cuando lo que se desea determinar es la concentración de mezcla de un parámetro conservativo, tratándose de un modelo estático sólo será necesario introducir su concentración en los puntos de inyección, pero si el modelo es dinámico, habrá que añadir además:

- La variación temporal de la concentración en los puntos de inyección a la red desde las plantas de tratamiento o desde las fuentes naturales (ríos, acuíferos, lagos, etc.).
- La concentración inicial en todos los nudos de la red.
- Diagramas de evolución temporal del parámetro de calidad estudiado en cada nudo o línea.
- Esquemas de la red para cada instante de tiempo, mostrando la evolución del parámetro a lo largo de la misma mediante rangos de colores o por símbolos.

7.8.3 Calibración de los modelos de calidad

La calibración de los modelos de calidad se realiza tanto con sustancias conservativas como con sustancias no conservativas. El flúor, por su carácter no reactivo, es un buen trazador en aquellas redes en las que habitualmente se inyecta en una concentración constante (Kennedy, Sarikelle, & Suravallo, July, 1991.). La calibración se realiza cortando la inyección de flúor y midiendo la evolución temporal de la concentración en diferentes puntos de la red. En la mayoría de las redes no se inyecta flúor y, en este caso, el cloro es el parámetro más utilizado. Para realizar la calibración es necesario medir la concentración de cloro residual en los puntos de inyección y en diferentes puntos del sistema de distribución, y determinar previamente en el laboratorio la constante de reacción del cloro en el seno del agua.

8.- CONCLUSIONES.

En este proyecto se puede observar a partir de las modelaciones obtenidas comparadas con los métodos tradicionales tanto en redes abiertas como cerradas, los resultados obtenidos son prácticamente los mismos, tanto en presiones como velocidades, por lo que se puede deducir que el software EPANET es adecuado para la modelación de redes de distribución de agua potable, por lo tanto, cumple con los lineamientos de diseño utilizados en nuestro país.

Es importante mencionar es que se debe tener un amplio conocimiento en la modelación de redes con métodos tradicionales y conocimiento de los rangos de los parámetros hidráulicos mínimos y máximos que se establecen en los lineamientos de los organismos encargados de establecerlos y hacerlos regir en nuestro país y en otros países, para que estas modelaciones, que son la antesala de proyectos ejecutivos, sean elaborados con la mejor calidad para que tengan un funcionamiento hidráulico adecuado, de lo contrario es posible que no se puedan apreciar esas variaciones y no estén dentro de lo establecido por los organismos antes mencionados, ya que el programa no establece algún límite en estos parámetros hidráulicos, por lo que se queda a criterio de los profesionales que utilizan esta herramienta. Lo antes mencionado es porque para la modelación con métodos tradicionales los cálculos tienen una secuencia que va arrojando un resultado tras otro, que va convergiendo al objetivo buscado.

Algo importante que hay que mencionar, que los datos a emplear como los gastos y las longitudes totales de tubería, se utilizan de manera explícita para dichos cálculos, ya que en estos se emplea el gasto por tramo de tubería, a comparación de los datos que se deben ingresar en el software, hay que hacer algunos cálculos extra para poderlos ingresar al programa, tal es el caso del gasto base, que el software solicita en cada nodo de la red, y a medida que las redes a analizar van aumentando de tamaño, estos cálculos se hacen más extensos y por lo tanto, el ingreso de datos también, esto en cuestión de los gastos y tramos de la tubería.

Para el caso de los diámetros a emplear. Para cada tramo también es importante puntualizar que para los métodos tradicionales, se calculan las redes en función del

gasto por tramo, lo cual la mayoría de las veces es el diámetro que se define para cada tramo, revisando que los parámetros hidráulicos estén dentro de los rangos, que la mayoría de las veces así los es, y cuando no, las personas que tienen el conocimiento, pueden identificar y modificar estos; en cambio, nuevamente el software EPANET deja abierta esta selección de diámetros, por lo que si la persona que se encuentra modelando, carece de los conocimientos necesarios, estaría haciendo un tanteo para poder seleccionar los diámetros adecuados.

En cuanto a la calidad de agua es importante por el motivo de que en nuestro país, el método empleado para desinfección del agua en su potabilización es la aplicación de cloro considerado una sustancia no conservativa en las redes por lo que se debe garantizar que este se mantenga a través de su recorrido en la red para garantizar la salud de la población a abastecer.

9.-REFERENCIAS

- Arreola, D. (2017). *Análisis comparativo mediante métodos estáticos del diseño hidráulico de la red de distribución de agua potable abierta denominada "alta vista" de Nuevo San Juan Parangaricutiro, Michoacán*. Morelia: S/E.
- Botello, B. E. (20 de marzo de 2017). *CRÓNICA.com.mx*. Recuperado el 10 de junio de 2017, de *CRÓNICA.com.mx*:
<http://www.cronica.com.mx/notas/2017/1015267.html>
- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. (2020). *M.A.P.A.S. LIBRO 12, Diseño de Redes de Distribución de Agua Potable*. Cd. de México: Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. (2020). *M.A.P.A.S. LIBRO 13, Modelación Hidráulica y de Calidad del Agua en Redes de Distribución*. Cd. de México: Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Diskin, M. H. (1960). *The Limits of Applicability of the Hazen-Williams Formula*. Francia: La Houille Blanche.
- Kennedy, M., Sarikelle, S., & Suravallo, K. (july, 1991.). *Calibrating Hydraulic Analyses of Distribution Systems Using Flouride Tracer*. Studies Journí AWWA.
- Lamont, P. (1969). *C Values in Hazen-Williams Formula*. Water and Water Engineering.
- Maria de C. Cunha, J. S. (July/August 1999). *Water Distribution Network Desing Optimization: Simulated Annealing Approach*. Journal of Water Resources Planning and Management.
- Rossman, L. (2000). *EPANET 2 User's Manual*. Cincinnati: Water Supply and Water Resources Division, National RiskManagement Research Laboratory.
- Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de Tuberías*. Bogotá: Alfaomega.
- Utrera Caro, S. F. (2014). *Agua, trasvases y medio ambiente: las cuencas fluviales y el nuevo Plan Hidrológico Nacional*. Madrid: Dykinson.