



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

***CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE
SECTORES EN REDES DE AGUA POTABLE***

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

MÓNICA VILLA ROSAS

T U T O R:

DR. JOSÉ LUIS HERRERA ALANÍS



CIUDAD DE MÉXICO, MAYO DE 2016



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/093/15

Señorita
MÓNICA VILLA ROSAS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. JOSÉ LUIS HERRERA ALANÍS, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE SECTORES EN REDES DE AGUA POTABLE"

- INTRODUCCIÓN
- I. ASPECTOS BÁSICOS DE REDES DE AGUA POTABLE
- II. DISEÑO CONVENCIONAL DE REDES DE AGUA POTABLE
- III. CRITERIOS PARA LA SECTORIZACIÓN
- IV. DISEÑO DE REDES DE AGUA POTABLE CON SECTORIZACIÓN
- V. ANÁLISIS DE RESULTADOS
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 7 de septiembre del 2015.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LOPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

Todos somos muy ignorantes. Lo que ocurre es que no todos ignoramos las mismas cosas.

(Albert Einstein)

Lo que sabemos es una gota de agua; lo que ignoramos es un océano.

(Isaac Newton)

Agradecimientos

A mis padres por darme amor, cariño y principalmente por brindarme su apoyo incondicional, porque gracias a Uds. he logrado llegar hasta aquí y ser la persona que soy. Les agradezco por enseñarme lo hermosa que es la vida y lo importante que es luchar por tus metas. Uds. han sido los forjadores de mi corazón y mi mente.

A mi querida hermana Dulce, por estar conmigo a lo largo de esta meta. Te agradezco desde el fondo de mí ser el haber cuidado de mí, el estar conmigo en todo momento. Eres mi ejemplo a seguir y mi más grande ideal.

A mis amigas Itzen y Abril que dejaron de ser solo eso, para convertirse en mi segunda familia.

A Aby por brindarme su hermosa amistad, por compartir sus locuras y dejar que las mías fueran parte de ella.

A todos los profesores que me impartieron clases en la facultad, por transmitirme su amor por la ingeniería y que gracias a sus palabras me alentaron a seguir adelante.

Agradezco a mi tutor de tesis Dr. José Luis Herrera Alanís por su gran ayuda y paciencia. Su orientación y ánimos fueron fundamentales para que se realizara este trabajo.

A mis sinodales, Dr. Ramón, M.I. Rodrigo Takashi, M.I. Alejandro Maya y al Ing. Marcos Trejo, por el tiempo que han dedicado para leer este trabajo.

A la Facultad de Ingeniería por recibir de ella mi formación profesional.

Al Instituto de Ingeniería por abrirme sus puertas y por el apoyo para la elaboración de esta tesis.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	15
OBJETIVO.....	17
I. ASPECTOS BÁSICOS DE REDES DE AGUA POTABLE	21
I.1 Cálculo del consumo.....	21
I.1.1 Generalidades	21
I.1.2 Factores que afectan el consumo	21
I.1.3 Tipos de consumo.....	21
I.1.4 Consideraciones sobre el consumo.....	24
I.1.5 Variaciones del consumo.....	25
I.1.6 Gastos de diseño.....	26
I.2 Cálculo de redes.....	27
I.2.1 Red de distribución.....	27
I.2.2 Formas de distribución	28
I.2.3 Componentes que integran una red de distribución.....	29
I.2.4 Análisis de redes.....	30
I.3 Fugas.....	34
I.4 Introducción a epanet.....	37



II.	DISEÑO CONVENCIONAL DE REDES DE AGUA POTABLE.....	41
II.1	Clasificación de redes de agua potable	41
II.1.1	Redes ramificadas o abiertas	41
II.1.2	Redes malladas o cerradas.....	42
II.1.3	Redes mixtas.....	42
II.2	Normatividad aplicable.....	43
II.3	Ejemplo de diseño.....	47
II.3.1	Modelación	47
II.3.2	Zonas de estudio	48
III.	CRITERIOS PARA LA SECTORIZACIÓN.....	67
III.1	Definición de sector	67
III.2	Control de presiones.....	69
III.3	Control en la operación	69
IV.	DISEÑO DE REDES DE AGUA POTABLE CON SECTORIZACIÓN	73
IV.1	Diseño de una red con fuerte pendiente	73
IV.2	Diseño de una red con poca pendiente.....	81
V.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	97
V.1	Comparación de presiones	97



ÍNDICE

V.2	Comparación de gastos	100
V.3	Comparación de operación	104
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	111
	REFERENCIAS	115



INTRODUCCIÓN





INTRODUCCIÓN

El agua es el principal recurso natural que necesita el hombre para su supervivencia, es por ello que esta debe ser cuidada y aprovechada de manera racional, ya que es un recurso limitado.

Se sabe que las poblaciones antiguas no necesitaban el suministro de agua a través de obras de ingeniería, debido a que se alojaban cerca de ríos o lagos, pero con el inicio de la agricultura y la ganadería la necesidad del abastecimiento para el desarrollo de sus plantaciones se convirtió en un problema.

Fueron los romanos quienes se dieron cuenta del problema de no contar con un sistema de abastecimiento y empezaron a darle uso y manejo al agua para abastecer las antiguas civilizaciones, ya que comenzaron a explotar todas las fuentes de agua, ríos, lagos, fuentes subterráneas, a recolectar las aguas lluvias para los cultivos y para el consumo de las comunidades. Comenzaron a crear acueductos y así distribuir el agua a las ciudades.

En la actualidad el suministro de agua potable a las ciudades a través de redes de abastecimiento de agua potable es indispensable, puesto que estas infraestructuras permiten transportar el recurso desde las fuentes hasta los consumidores. Para poder brindar un servicio de calidad a los usuarios es necesario contar con redes de distribución bien diseñadas y en buenas condiciones.

Los intentos por tener una red de agua potable en excelentes condiciones han ido en aumento, con el objetivo de brindar un buen servicio a la comunidad. Uno de los principales problemas que se presentan son las fugas provocadas por el deterioro de las tuberías y sus accesorios, por un suministro no continuo, por no tener un control de presiones. Esto provoca la ruptura en las tuberías generando fugas importantes. Otro de los problemas que se llega a tener es el agua no contabilizada, generalmente debido a las conexiones ilegales o a una mala medición de gasto.

Es por ello que para reducir las fugas y mejorar el control de operación se ha implementado durante los últimos 35 años la **sectorización**, propuesta hecha por la industria de agua potable



del Reino Unido en 1980 (Ochoa, 2014). La sectorización consiste en dividir a la red en sectores hidrométricos abastecidos por su propia fuente o por una red primaria, controlando de esta manera la demanda de agua que se suministra a cada sector y regulando las presiones mediante válvulas reguladoras.

Estudios realizados en la Ciudad de México, revelan que cerca del 45% de agua se pierde por fugas provocadas por roturas de tuberías y tomas domiciliarias. (Atuñez, Maldonado, & P. Hansen, 2010). Esta situación aumenta los gastos de operación y disminuye la disponibilidad de los recursos hidrológicos para satisfacer las necesidades de la población. Los sistemas de abastecimiento de agua potable de esta ciudad en su mayoría fueron diseñados ya hace algunos años, por lo que el incremento poblacional desmesurado ha tenido un fuerte impacto en la demanda de agua, que conlleva que las tuberías sean incapaces de poder distribuir grandes cantidades de agua, ocasionando que el servicio brindado sea deficiente.

Es por ello que se ha propuesto que este tema de tesis se enfoque a la sectorización de redes de distribución de agua potable, siendo Ajusco Medio de la delegación Tlalpan y la Col. Amp. Emiliano Zapata de la delegación Iztapalapa las zonas de estudio, ya que actualmente presentan problemas de suministro de agua potable.



OBJETIVO

El objetivo principal de este trabajo es establecer criterios de sectorización para una red de agua potable, con el fin de mantener un servicio continuo. Los criterios propuestos son aplicables a zonas con baja y alta pendiente.

A través de los diferentes criterios de sectorización se podrán reducir la cantidad de fugas, controlar presiones y mejorar la operación de la propia red de agua potable.



CAPÍTULO I

ASPECTOS BÁSICOS DE REDES DE AGUA POTABLE





I. ASPECTOS BÁSICOS DE REDES DE AGUA POTABLE

I.1 CÁLCULO DEL CONSUMO

I.1.1 Generalidades

Cuando se habla de consumo muchas veces suele confundirse con suministro, cayendo en un grave error, pues el consumo es la cantidad de agua potable que un usuario utiliza para poder satisfacer sus necesidades cotidianas, y se expresa por lo general en (litros/habitante/día); mientras que el suministro es el volumen de agua demandado por habitante al día, y que asimismo incluye el volumen por pérdidas. (CONAGUA, 2007) (CONAGUA, Datos Básicos, 2007)

I.1.2 Factores que afectan el consumo

El consumo está estrechamente ligado a las características económicas de la población, debido que las personas con un nivel de vida más cómodo, suelen utilizar mayor cantidad de agua en comparación a la población promedio.

El clima del lugar es otro de los factores que influyen en el consumo de agua de una población, ya que al tener temperaturas altas el consumo suele incrementarse de manera importante.

I.1.3 Tipos de consumo

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 2007), (CONAGUA, Datos Básicos, 2007) establece que existen dos tipos de consumo, que a la vez se subdividen, justo como se muestra en la figura I-1.

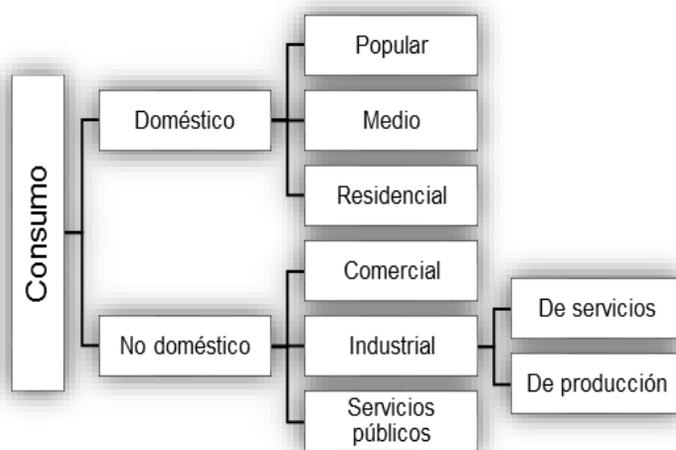


Fig. I-1 Clasificación del consumo

De acuerdo a esta clasificación, se tiene:

Consumo doméstico

Se refiere específicamente a la cantidad de agua que utiliza en un día promedio cada uno de los habitantes de la ciudad para cubrir sus necesidades básicas como: alimentación, higiene personal, limpieza, placer y otras de menor importancia.

Se subdivide en tres estratos socioeconómicos: popular, medio y residencial:

- a. Nivel Popular: está compuesto por viviendas construidas de tabique o adobe con un recubrimiento austero o sin recubrimiento, láminas de cartón o galvanizadas, chozas de madera, carrizo, palma o material de origen vegetal. Son edificaciones de un solo nivel, no tienen jardín ni área de estacionamiento. Los servicios son mínimos y en algunos casos el baño no cuenta con regadera.
- b. Nivel Medio: está compuesto por viviendas de dos o tres niveles o departamentos en condominios de lujo, con dos o hasta cuatro habitaciones como máximo, con acabados de lujo o súper lujo. Cuentan con cisterna, taque estacionario de gas, con uno o dos cajones de estacionamiento, área de jardín propia o compartida, se tienen todos los



servicios y con uno o dos baños.

- c. Nivel Residencial: Son aquellas viviendas con acabados de súper lujo, con dos o más niveles, cuentan con cuatro o incluso más recamaras, además tienen un jardín propio (excepto algunos departamentos en condominios de súper lujo), y dos o más cajones de estacionamiento.

En caso de no disponer con registros de consumo, Conagua recomienda utilizar los valores de la tabla I-1.

Temperatura media anual	Dotación de confort (l/hab/día)			
	Residencial	Media alta	Media	Popular
Mayor de 22°C (clima cálido)	400	320	250	185
De 18° a 22°C (climas semicálido)	300	245	190	130
De 12° a 17.9°C (clima templado)	250	200	150	100

Tabla I-1 Dotaciones por clases sociales (CONAGUA, 2007)

Consumo no doméstico

Es aquella agua potable que se utiliza para satisfacer las necesidades de una persona fuera del hogar.

Como por ejemplo:

- a. Industrial: es toda aquella demanda de agua generada por empresas, fábricas y hoteles.
- b. Comercial: se refiere al agua demandada en las zonas de comercios y servicios por personas que no vivan en ella.
- c. Servicios públicos: es el volumen de agua utilizado para jardines, combate contra



incendios, hospitales, escuelas, estaciones de seguridad, lugares de recreación, etc.

I.1.4 Consideraciones sobre el consumo

El Instituto de Ingeniería en el año 2008 realizó un estudio del abastecimiento de agua potable de la población del Valle de México, con el fin de tener un panorama completo con respecto al suministro y consumo de agua potable de la población. (Capella, Serratos, & Herrera, 2008)

En el caso del Distrito Federal se obtuvieron los consumos por persona y se estimaron los consumos totales considerando el total de la población del año 2005, cuyo valor fue de 8.81 millones de habitantes.

En la tabla I-2 se muestran los resultados del consumo doméstico y no doméstico.

Consumo	L/hab/día	m ³ /s
Doméstico	153	15
No doméstico	31	3
Total	184	18

Tabla I-2 Consumos medidos en el DF.

Se puede observar que el consumo total del DF fue de 18 m³/s, esto sin tomar en cuenta los valores correspondientes a consumo industrial, comercial, público, etc., por lo que de manera conservadora consideraron un consumo total de 20 m³/s, teniendo así un consumo total por persona de 190 litros/día.

El consumo no doméstico con respecto al consumo total, varía de una ciudad a otra, pero frecuentemente está entre el 15 y 20%. En el DF es cercano al 20%.

Tomando en cuenta estos datos, se tendrá un consumo doméstico de 150 litros/habitante/día.

En la tabla I-3 se muestra una comparativa de consumos domésticos con respecto a otros países, se puede distinguir que nuestro consumo es más parecido a ciudades europeas que a ciudades norteamericanas.



País/Ciudad	Consumo doméstico (l/hab/día)
EEUU	400
Canada	335
Japón	300
Italia	250
Corea del Sur/Seúl	209
India/Calcuta	202
Suecia	200
Pakistan/Karachi	157
Reino Unido	150
Francia	137
Israel	135
Indonesia/Jakarta	135
Alemania	126
Rep. Checa	100

Tabla I-3 Consumos domésticos de diferentes países/ciudades (Capella, Serratos, & Herrera, 2008)

I.1.5 Variaciones del consumo

Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias. Estas variaciones del consumo está influenciada por diversos factores tales como: tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc. Y pueden expresarse en función del consumo medio o gasto promedio. (CONAGUA, 2007), (CONAGUA, Datos Básicos, 2007)

Coefficientes de variación

Son coeficientes empíricos que fueron resultado de algunas investigaciones, los cuales sirven para determinar el comportamiento regional de los parámetros de Gasto máximo diario y Gasto máximo horario, los cuales son necesarios para diseñar una red de agua potable.

Coeficiente de variación diaria: es la relación entre la demanda en el día del año de máximo consumo, con respecto al promedio anual.

Coeficiente de variación horaria: es la relación entre la demanda en la hora de máximo



consumo del día, con respecto a la media diaria de ese día.

Concepto	Valor
Coefficiente de variación diaria (CVc)	1.4
Coefficiente de variación horaria (CVh)	1.55

Tabla I-4 Coeficientes de variación (CONAGUA, 2007)

Estos coeficientes fueron tomados a través del suministro, lo que incluye las fugas. Si se toman estas variaciones solo con el consumo, los coeficientes de variación serían mayores.

I.1.6 Gastos de diseño

Los diferentes gastos de diseño que se utilizan para la elaboración de un proyecto de abastecimiento de agua potable son los siguientes (CONAGUA, Datos Básicos, 2007):

Gasto medio diario anual

El volumen demandado de agua potable en un día, para llevar a cabo sus hábitos o actividades diarias en un día de consumo promedio, es a lo que se le llama gasto medio y se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{med} = \frac{Pob * Dot}{86400} \quad (Ec. 1.0)$$

Donde:

Q_{med} Gasto medio, en l/s.

Pob Población, en número de habitantes.

Dot Dotación, en l/hab/día.

86400 Número de segundos que tiene un día.

Gasto máximo diario

Es el máximo consumo que se espera realice la población en un día y se calcula multiplicando



el gasto medio diario anual por el coeficiente de variación diaria, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_{MD} = Q_{med} * CV_c \quad (Ec. 1.1)$$

Donde:

- Q_{MD} Gasto máximo diario, en l/s.
- Q_{med} Gasto medio diario anual, en l/s.
- CV_c Coeficiente de variación diaria.

Gasto máximo horario

Es el gasto máximo que será requerido en una determinada hora del día y se calcula multiplicando el gasto máximo diario por el coeficiente de variación horaria, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_{MH} = Q_{MD} * CV_h \quad (Ec. 1.2)$$

Donde:

- Q_{MH} Gasto máximo horario, en l/s.
- Q_{MD} Gasto máximo diario, en l/s.
- CV_h Coeficiente de variación horaria.

I.2 CÁLCULO DE REDES

I.2.1 Red de distribución

Una red de distribución de agua potable consiste en una red de tuberías subterráneas cuyo objetivo es entregar en forma domiciliaria y en cantidad suficiente el agua para uso doméstico a los usuarios. (CONAGUA, 1996)



Este sistema de redes de tuberías que forman el sistema de distribución de agua consiste en:

- ✚ Líneas de alimentación: son aquellas tuberías que inician en el tanque de regularización y suministran agua directamente a la red de distribución. En caso de que haya más de una línea de alimentación, la suma de los gastos en estas líneas hacia la red de distribución debe ser igual al gasto máximo horario.
- ✚ Conducciones primarias: estas forman el esqueleto del sistema de distribución. Están ubicadas de tal modo que transportan grandes cantidades de agua a las diferentes partes del área abastecida. Deben contar con válvulas de modo que el cierre de las mismas no obliguen el cierre de la red principal.
- ✚ Conducciones secundarias: son aquellas que transportan el agua desde la red principal hasta las diferentes áreas para cubrir el suministro normal. Estas deben contar con válvulas para delimitar sectores y tener un correcto funcionamiento de la red.
- ✚ Pequeñas conducciones: estas forman una malla en el área que abastecen y suministran el agua a las conducciones domiciliarias propias de las residencias.

I.2.2 Formas de distribución

La distribución de agua potable se puede realizar de tres maneras, las cuales se describen a continuación (CONAGUA, 1996):

Por gravedad

En este sistema el agua es bombeada a un tanque de almacenamiento desde el cual por diferencia de cotas topográficas fluye el agua por gravedad hasta la red.

Por bombeo

Existen dos formas de distribución por bombeo; en la primera el suministro de agua a la red se



realiza de manera directa sin contar con un tanque de almacenamiento, esta forma de distribución no es recomendable ya que a la falta de energía eléctrica se verá interrumpido el suministro de agua; en la segunda forma de distribución se bombea el agua de manera directa a la red, pero además se cuenta con un tanque de almacenamiento cuya función es reservar el agua excedida en periodos de bajo consumo y en periodos de alto consumo distribuirla a la red.

Por distribución mixta

En este sistema existe una combinación de las distribuciones por gravedad y por bombeo, ya que una parte de la red puede ser suministrada por bombeo con excedencia en un tanque que a la vez abastece al resto de la red por gravedad.

I.2.3 Componentes que integran una red de distribución

Toda red de distribución está formada por los siguientes elementos:

- ✚ Tuberías: es la sucesión de elementos convenientemente unidos, con la intercalación de todas aquellas unidades que permitan una económica y fácil explotación del sistema, formando un conducto cerrado convenientemente aislado del exterior que conserva las cualidades esenciales del agua para el suministro público, impidiendo su pérdida y contaminación.

- ✚ Piezas especiales: son todos aquellos accesorios que se emplean para llevar a cabo ramificaciones, intersecciones, cambios de diámetro, cambios de dirección, terminales de conducto, uniones de tuberías de diferente material, conexiones con estaciones de bombeo y otras instalaciones hidráulicas. Entre estas piezas se encuentran los codos, reducciones, coples, tapones, tapas, cruces, tees, etc.

- ✚ Válvulas: estos accesorios forman parte de los elementos necesarios para reducir o cesar el flujo, para drenar o vaciar una línea, para controlar el gasto, regular niveles en tanques de almacenamiento, disminuir o evitar efectos de fenómenos transitorios,



evitar contra flujos, los cuales pueden ser accionadas por medios manuales o automáticos.

- ✚ Hidrantes: son tomas o conexiones especiales que son instaladas en ciertos puntos de la red con el propósito de abastecer de agua a varias familias (hidrante público) o para proveer agua para combatir el fuego (hidrante contra incendio). Los hidrantes públicos se utilizan en poblaciones pequeñas donde por cuestiones económicas no es posible dar un servicio de agua potable hasta los predios de los usuarios.
- ✚ Tanques de almacenamiento: son todos aquellos depósitos que almacenan el agua proveniente de la fuente de abastecimiento, para asegurar la cantidad y presión disponible en la red.
- ✚ Tomas domiciliarias: es el conjunto de piezas y tubos que permiten el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el predio del usuario, así como la instalación de un medidor.
- ✚ Estación de bombeo: es una instalación hidroelectromecánica destinada a forzar el escurrimiento de una vena líquida para que ésta llegue a su destino en las condiciones previstas en su diseño.
- ✚ Cárcamo de bombeo: es la estructura de la estación de bombeo, que se diseña para recibir y contener la cantidad de agua requerida por el equipo de bombeo.

I.2.4 Análisis de redes

Uno de los objetivos principales de analizar una red, es lograr el dimensionamiento de esta, por lo que se recomienda que se encuentre en un estado estable, pues de esta manera se logrará determinar la capacidad del sistema y así cumplir las necesidades de diseño, presiones y flujos. (Saldarriaga V., 1998)

El principio de continuidad establece que en un nudo, la suma algebraica de los gastos que entran a él es igual a la suma de los gastos que salen del mismo.

$$\Sigma Q_i = 0 \quad (\text{Ec. 1.3})$$

Para el análisis de las redes, son siempre conocidos, la longitud, el diámetro y la rugosidad de cada uno de los tramos de la tubería. Se suponen caudales en los tubos que conforman la red y estos se van corrigiendo hasta obtener los valores reales.

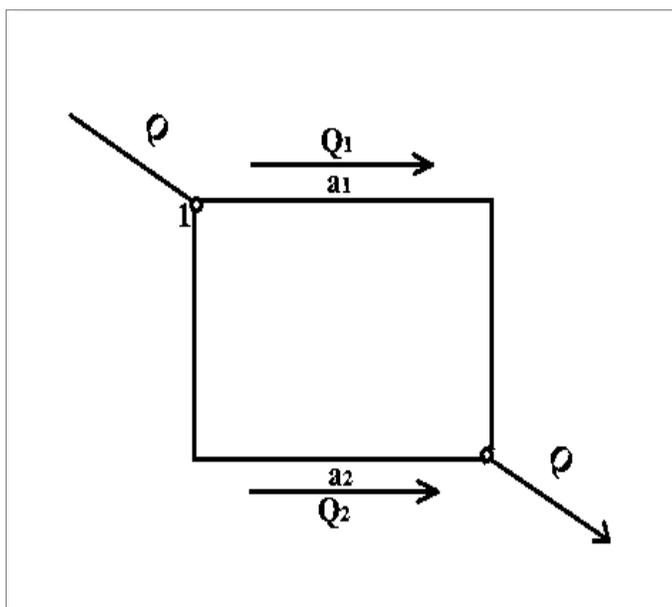


Fig. I-2 Simplificación de una red

A continuación se describen los métodos de solución para redes de agua potable más conocidos:

Hardy – Cross

Es uno de los procedimientos más utilizados para determinar los caudales cuyos diámetros son conocidos. Es necesario partir de gastos supuestos, para posteriormente comprobar los caudales y presiones de servicio. Este método consiste en una simplificación en la que solo interviene una incógnita por cada una de las ecuaciones, las cuales son resueltas secuencialmente, obteniendo el valor de una incógnita a la vez.



La expresión generalizada de la fórmula de Hardy – Cross es:

$$\Delta Q = - \frac{\Sigma(a_i Q_i^2)}{n \Sigma |a_i Q_i^{n-1}|} \quad (\text{Ec. 1.4})$$

El numerador representa la suma algebraica de las pérdidas de carga, si fuera nulo, ΔQ también lo sería, lo que indicaría que los caudales supuestos eran correctos. Por tanto, es necesario indicar un signo positivo o negativo en función del sentido asignado al caudal, como se ha referido anteriormente. El denominador indica una suma de valores absolutos, evidentemente el signo asignado no interviene.

Newton – Raphson

Este es un método de aproximaciones sucesivas donde la solución en cada etapa iterativa se calcula en términos de la solución anterior, del valor de la función y del valor de la derivada de la función. La principal diferencia que se tiene con el método de Hardy – Cross, radica en que corrige de manera simultánea las suposiciones de caudal para toda la red, por lo que converge más rápidamente. Las ecuaciones pueden ser de forma explícita o implícita.

El cálculo de la raíz puede calcularse con la siguiente expresión:

$$\delta X = - \frac{f(X)}{f'(X)} \quad (\text{Ec. 1.5})$$

El cual al generalizarlo para un sistema de ecuaciones no lineales se llega a la siguiente forma general:

$$\begin{bmatrix} Df \\ Dx \end{bmatrix} [Dx] = [-F] \quad (\text{Ec. 1.6})$$

Teoría lineal

Se basa en la linealización de las ecuaciones de energía en cada una de las tuberías de la red. Es un método muy apto para ser programado, ya que sólo requiere de inversión de matrices y



algunas iteraciones. Se ha demostrado que converge mucho más rápidamente que los métodos anteriores. Este método, al igual que los anteriores utiliza las ecuaciones de continuidad y conservación de la energía. Si se utiliza la ecuación de Darcy-Weisbach la ecuación de la energía se escribe como:

$$\sum KQ^2 = 0 \quad (\text{Ec. 1.7})$$

El método de la teoría lineal propone:

$$K' = KQ \quad (\text{Ec. 1.8})$$

Por lo que la ecuación de la energía se puede escribir de la siguiente forma

$$\sum K'Q = 0 \quad (\text{Ec. 1.9})$$

Este método se resuelve matricialmente.

Método del gradiente

Este método solo se usa para cuando se realizan redes cerradas, y consiste en compensar las presiones en la red, y es muy adecuada su utilización cuando no se dispone de mayor experiencia en el diseño de redes, o se trata de un solo circuito. Está basado en el hecho de que se tiene un flujo permanente que garantiza que se cumplan las ecuaciones de conservación de la masa en cada uno de los nodos de la red y la ecuación de la conservación de la energía en cada uno de los circuitos de esta.

El método del gradiente se puede expresar en términos matriciales de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} [A] & [B] \\ [C] & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [Q] \\ [H] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [D] \\ q \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.0})$$



Donde:

A : es la matriz de pérdidas de energía de cada tubería

B : matriz de conectividad

C : matriz transpuesta de conectividad

D : matriz topológica

Q : vector de caudales

H : vector de cargas piezométricas

q : vector de consumos

Este método tiene como principales ventajas: tiene un mejor uso de memoria y menor tiempo de cálculo, ajusta simultáneamente gastos y cargas, además no requiere definir los caminos de energía o circuitos. (Saldarriaga V., 1998)

I.3 FUGAS

Cuando se distribuye el agua potable a la población, en estricto sentido el volumen entregado debería ser igual al volumen que se extrae de las fuentes de almacenamiento, sin embargo en la práctica no sucede así, esto debido a factores tales como (Ochoa, 2014):

- ✚ Desgaste de las tuberías y envejecimiento de los elementos del sistema, provocando que el agua escape y se pierda en fugas.
- ✚ Errores en la medición y usuarios conectados ilegalmente, lo que provoca errores en la lectura y procesamiento de lectura de campo.
- ✚ Desperdicio en la utilización del agua en las instalaciones domiciliarias no provistas de



hidrómetros, formando parte del agua no contabilizada.

Existen dos tipos de fugas: visibles y no visibles; las visibles son aquellas que pueden ser detectadas a simple vista en la superficie, aunque no necesariamente esto quiere decir que la fuga se encuentre abajo del sitio; dentro de las no visibles se tienen dos casos, las que se encuentran, generalmente, en cajas de válvulas, y se observan cuando se destapan los registros; y aquellas que se infiltran en el subsuelo y/o drenan hacia tuberías de alcantarillado o canales por lo que estas fugas son muy difíciles de detectar. Para poder detectarlas es necesario contar con programas de auditoría volumétrica apoyadas en sectorización, así como también realizar inspecciones con instrumentos de medición sensibles al sonido.

Generalmente, las fugas que se presentan en las tuberías se estiman como lo hace el agua que sale de un orificio (BERMAD), de acuerdo a la ecuación:

$$Q_{fuga} = C_d * A \sqrt{2gh} \quad (Ec. 2.1)$$

Donde:

Q_{fuga}	Caudal que fluye por el orificio.
C_d	Coefficiente de descarga o gasto que depende de la forma del orificio.
A	Superficie del orificio.
g	Aceleración de la gravedad.
h	Presión del agua a nivel de orificio.

Para una red determinada se utiliza un valor de coeficiente de gasto $C' = \sum(C_d * A \sqrt{2g})$, y un valor promedio para la presión (h_m). Se tendría que para la cantidad que se fuga en una red:

$$Q_{fuga} = C' \sqrt{h_m} \quad (Ec. 2.2)$$

De modo que, el caudal que se fuga es proporcional a la raíz cuadrada de la presión promedio.



Las ecuaciones anteriores muestran el comportamiento de una tubería rígida.

Sin embargo, estudios realizados en México y otros países han encontrado que la relación entre caudal de fuga y la presión promedio no varía en proporción a la carga elevada a 0.5, sino que varía a la potencia aproximada de 0.5 a 2.0 aunque en algunos países se ha visto que ha llegado a 2.5.

Un estudio realizado en el año 2008 en Santa Lucía DF (Capella Vizcino , Vega Serratos, & Herrera Alanís, 2008), revela que el coeficiente de gasto o coeficiente emisor es de alrededor de 0.15 y el exponente de 1.3. En la figura I-3 se puede apreciar de manera más clara la relación que hay entre fugas-presión.

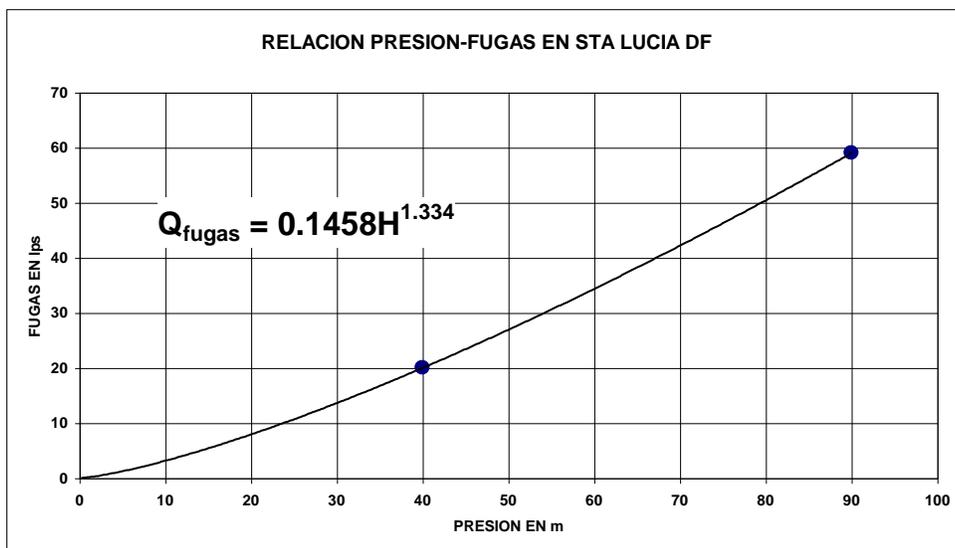


Fig. I-3 Estudio Santa Lucía, DF.

Se recomienda que de no conocer esta relación se use un exponente igual a 1, de modo que el caudal es proporcional a la presión promedio.

La ecuación final quedaría:

$$Q_{fuga} = C' * h_m \quad (Ec. 2.3)$$



I.4 INTRODUCCIÓN A EPANET

El programa Epanet fue desarrollado por la Agencia de Protección de los Estados Unidos (EPA Environmental Protection Agency), para el estudio y análisis del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión, y que tiene la capacidad de realizar simulaciones en periodos de tiempo extendido. (Rossman , Versión 2.0 vE)

Así como también permite seguir la evolución del flujo de agua en las tuberías (caudal, sentido y velocidad), presión en cada uno de los nodos de demanda, el nivel de agua en cada depósito y la concentración de cualquier sustancia a través del sistema de distribución durante un periodo prolongado de simulación.

Permite también determinar los tiempos de permanencia del agua en la red y su procedencia de los distintos puntos de alimentación.

Epanet proporciona un ambiente Windows, para la edición de los datos de entrada a la red, la realización de simulaciones hidráulicas, de la calidad del agua y visualización de resultados en una amplia variedad de formatos, entre éstos se incluyen mapas de la red decodificados por colores, tablas numéricas, gráficas de evolución y mapas de isolíneas.

El programa está compuesto por un módulo de análisis hidráulico que permite simular el comportamiento dinámico de la red bajo determinadas leyes de operación.

Incluso toma en cuenta las pérdidas menores en codos, accesorios, etc., de igual manera permiten simular las pérdidas de flujo en la red por fugas.

Los principales usos que le dan a este programa son:

- Diseño y cálculo de redes nuevas,
- Verificación y ampliación de sistemas existentes,
- Estudio de calidad del agua y,
- Control de la operación diaria.



Para poder modelar una red en Epanet es necesario realizar la traza de la red; para ello se debe identificar todos los componentes de la red (tuberías, nodos, bombas, válvulas reguladoras, depósitos, tanques), las cotas topográficas, diámetros, longitudes, rugosidad de la tubería, asignación de la demanda en los nodos, la curva característica de operación de la bomba en caso que la red cuente con una bomba, diámetros y niveles máximos y mínimos de cada depósito.



CAPÍTULO II

DISEÑO CONVENCIONAL DE REDES DE AGUA POTABLE



II. DISEÑO CONVENCIONAL DE REDES DE AGUA POTABLE

II.1 CLASIFICACIÓN DE REDES DE AGUA POTABLE

II.1.1 Redes ramificadas o abiertas

Son redes de distribución constituidas por un ramal troncal y una serie de ramificaciones o ramales que pueden constituir pequeñas mallas, este tipo de redes es utilizado por el tipo de topografía y no permite interconexiones entre sí. (CONAGUA, 1996)

Cada punto de la red solo recibe agua por una tubería, por lo que el cálculo de las mismas es mucho más sencillo que en la redes malladas. Aunque pueden presentar problemas como:

- Posibilidad de estancamiento de agua.
- Un único camino de distribución para cada punto.
- Pérdida de efectividad del cloro residual en las zonas con poco uso.

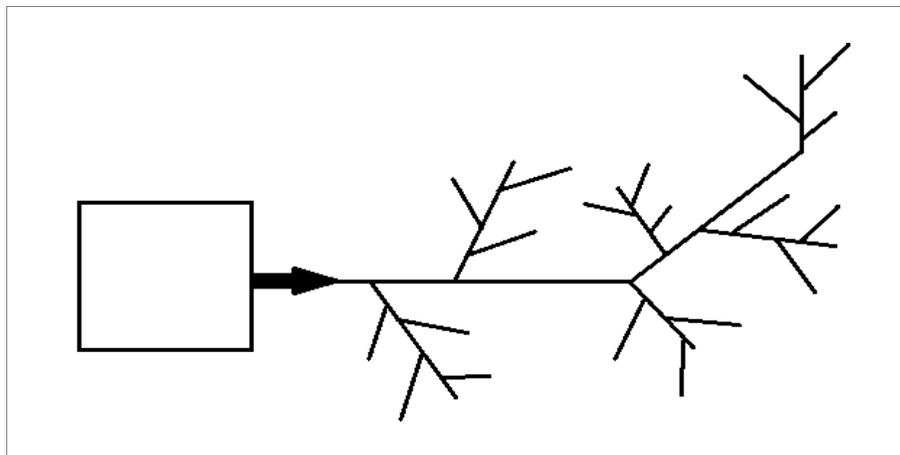


Fig. II-1 Red ramificada o abierta

II.1.2 Redes malladas o cerradas

Son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando mallas, este tipo de red es el más conveniente y se trata siempre de lograrse mediante la interconexión de las tuberías a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente. (CONAGUA, 1996)

Cada punto de la red se puede abastecer por diferentes tuberías, una avería en una tubería no afecta en el servicio a una parte de la red.

Como principales ventajas se tienen:

- ✚ Permiten aislar determinados sectores de red, permitiendo labores de reparación y mantenimiento de la misma.
- ✚ Reparto más equilibrado de las presiones.

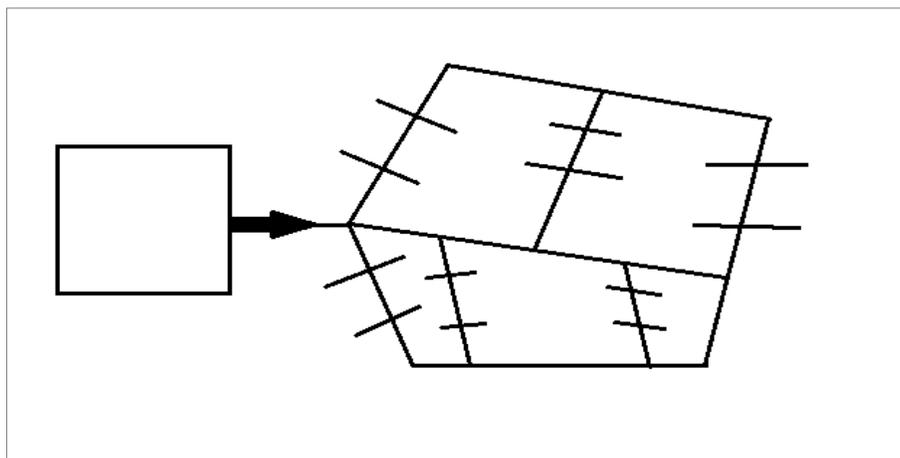


Fig. II-2 Red mallada o cerrada

II.1.3 Redes mixtas

Estas redes son una combinación de las redes cerradas y abiertas. Surgen como resultado de cerrar o mallar una red ramificada. (CONAGUA, 1996)

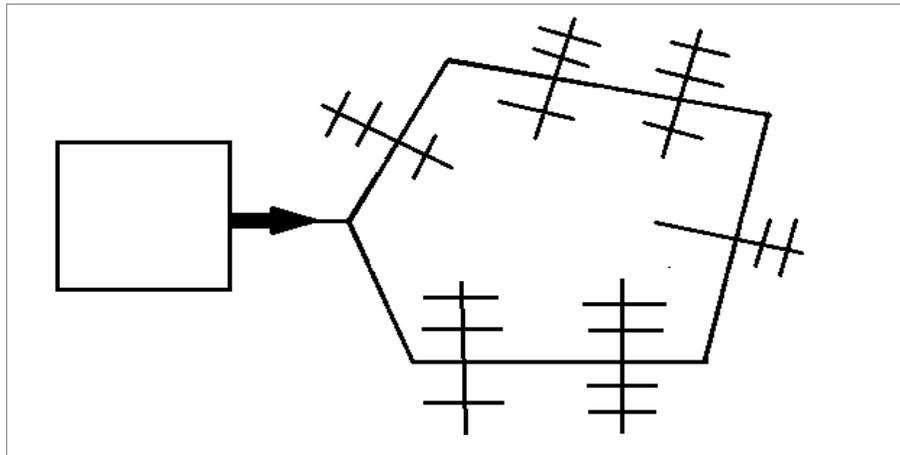


Fig. II-3 Red mixta

II.2 NORMATIVIDAD APLICABLE

En la Ciudad de México existen diferentes normas que son aplicables a la red de abastecimiento de agua potable, siendo las más usadas las siguientes: Ley de Aguas, Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas, y Normas de Conagua. (CONAGUA, 2007) (Ley de Aguas del Distrito Federal, 2003) (Arnal Simón & Bentacourt Suárez, 2011)

Como principal objetivo de estas normas, es que toda red de abastecimiento de un servicio de calidad a los usuarios.

De acuerdo con estas normas se tiene que una red de distribución debe satisfacer los siguientes requisitos:

- ✚ Las líneas de conducción deberán seguir el perfil del terreno, en caso contrario se debe de analizar la conveniencia de construir un camino de acceso, considerando una excavación mínima. (Arnal Simón & Bentacourt Suárez, 2011)
- ✚ El diseño de la red de distribución debe tomar en cuenta la situación económica de los usuarios, para lo cual se debe considerar el estudio de factibilidad económica y financiera; esto es, tomando en cuenta los recursos económicos y financieros y su



desarrollo. Se debe analizar la conveniencia de diseñar la red para una etapa inmediata o bien, para un período más amplio. (Arnal Simón & Bentacourt Suárez, 2011)

- ✚ La selección del material de la tubería deberá basarse en las especificaciones establecidas y las recomendaciones de códigos aplicables, estándares y dimensionales. El ingeniero proyectista deberá considerar también los requerimientos de servicio, y parámetros tales como: resistencia mecánica, a la corrosión, facilidad de instalación, costo de suministro e instalación, costo de operación y mantenimiento, y vida útil de la tubería. Asimismo deberá tomarse en cuenta la capacidad hidráulica de la conducción.

En general, para conducciones con gastos pequeños y con un diámetro menor o igual a 0.15 m, se recomiendan las tuberías de cloruro de polivinilo (PVC). En conducciones con diámetros superiores a 0.15 m y con presiones menores de 14 kg/cm² se recomiendan las tuberías de asbesto-cemento. Cuando en la conducción el diámetro es mayor a 0.60 m y existen presiones mayores a 10 kg/cm², el ingeniero proyectista deberá elegir entre tuberías de asbesto-cemento, concreto presforzado o acero. Para conducciones con presiones de trabajo superiores a 14 kg/cm² se hará el estudio económico entre tuberías de acero y concreto presforzado. (Arnal Simón & Bentacourt Suárez, 2011). Aunque la norma no lo mencione, actualmente se usan mucho de polietileno de alta densidad.

- ✚ Las tuberías de agua potable se deben de ubicar separadas de otros conductos subterráneos (alcantarillado, gas, electricidad y telecomunicaciones), a una distancia libre mínima de 20 cm vertical y horizontal, aunque para esta última es recomendable una separación de 40 cm. La tubería de agua potable siempre debe localizarse por encima del alcantarillado. (CONAGUA, 2007)
 - ✚ Se debe de suministrar el agua en cantidad suficiente conforme al gasto máximo horario (Q_{MH}) de proyecto. (CONAGUA, 2007)
-



- ✚ El agua potable debe cumplir con las normas vigentes referentes a la calidad del agua potable, la NOM-127-SSA1-1994; misma que tuvo una modificación en junio del año 2000. (CONAGUA, 2007)

- ✚ Para redes primarias el diámetro mínimo por utilizar será de 100 mm; sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm. Además el número de válvulas debe tender al mínimo, considerando que su operación y mantenimiento sean económicas y que se puedan realizar acciones de detección y control de fugas en forma sistemática. En el caso de redes secundarias, el diámetro debe ser de 50 o 60 mm, y para ciudades de importancia de 75 o 100 mm. (CONAGUA, 2007)

- ✚ El servicio de agua potable se deberá proporcionar con una presión mínima en la red de distribución de 0.5 Kg./cm². (Ley de Aguas del Distrito Federal, 2003)

- ✚ La presión máxima de diseño de la red de distribución está dada por la carga estática máxima admisible, la cual no debe ser mayor a 0,5 MPa (5 kg/cm²). (CONAGUA, 2000)

- ✚ Las presiones de servicio disponibles en cualquier punto de la red deben estar comprendidas entre 1.5 Kg./cm² y 5.0 Kg./cm² como máximo (de carga estática). Para localidades pequeñas se pueden admitir una presión mínima de 1.0 Kg./cm². (CONAGUA, 2007)

- ✚ Conagua (CONAGUA, Datos Básicos, 2007) recomienda tener como velocidades permisibles del líquido los siguientes valores:



Material de la tubería	Velocidad máxima (m/s)	Velocidad mínima (m/s)
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	3.0	0.3
Concreto reforzado de 0.60 m de diámetro o mayores	3.5	0.3
Concreto presforzado	3.5	0.3
Acero con revestimiento	5.0	0.3
Acero sin revestimiento	5.0	0.3
Acero galvanizado	5.0	0.3
Asbesto cemento	5.0	0.3
Hierro fundido	5.0	0.3
Hierro dúctil	5.0	0.3
Polietileno de alta densidad	5.0	0.3
PVC (policloruro de vinilo)	5.0	0.3

Tabla II-1 Velocidades máxima y mínima permisibles en tuberías

Sin embargo, NTC (Arnal Simón & Bentacourt Suárez, 2011) nos dice que la velocidad mínima permisible será de 0.5 m/s y la máxima permisible de acuerdo a la tabla siguiente:

Material de la tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 0.60 m de diámetro o mayores	3.5
Asbesto - Cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimientos	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0
Plástico PVC	5.0

Tabla II-2 Velocidades máximas permisibles



II.3 EJEMPLO DE DISEÑO

II.3.1 Modelación

Para la modelación de las redes de agua potable que se estudian en esta tesis, se utilizó el programa Epanet, cuyas características principales ya fueron mencionadas en el capítulo I.

Para construir el modelo de simulación fue necesario disponer de la información y datos siguientes:

-  Planimetría urbana de la zona de estudio.
-  Topografía de la zona de estudio.
-  Planos de la red de agua potable.
-  Volumen de los tanques de almacenamiento.
-  Operación actual de la red.
-  Curva del comportamiento de la variación horaria de la demanda

Teniendo la información y datos anteriores, se procedió al trazo de las redes secundaria y primaria. Para ello, se escaló el plano de la red de agua potable con sus curvas de nivel respectivamente, con el fin de tener mayor facilidad al introducir elevaciones y tener la longitud de tubería de manera automática.

Una vez que se trazó la red, se introdujo las propiedades de sus elementos. Para los nodos se asignó elevaciones, demanda base, patrón de demanda y coeficiente emisor; para tuberías se asignó diámetro, longitud y rugosidad; y en los tanques se asignó diámetro (EPANET considera a los tanque como circulares), elevaciones, nivel inicial, máximo y mínimo.

Considerando que las tuberías son de PVC y utilizando la fórmula Darcy-Weisbach para los cálculos hidráulicos se tiene que la rugosidad de la tubería es de 0.0015 mm.

Con la finalidad de simular a la red para diferentes porcentajes de fugas, fue necesario tener un coeficiente emisor, por lo que dicho valor fue tomado del estudio realizado en Santa Lucia,

DF. En la figura. I-3 se puede apreciar que el valor del coeficiente emisor resultante de ese estudio fue de 0.1458, por lo que de manera conservadora se tomó el valor de 0.1.

Así mismo, el patrón de demanda utilizado para la simulación de la red fue el obtenido del mismo estudio hecho en Santa Lucia, el cual no considera fugas. Fig. II-4



Fig. II-4 Patrón de demanda sin fugas

En este trabajo, la simulación de las redes para servicio continuo se hizo suponiendo que se cuenta con un volumen suficiente de agua para abastecer a la población (consumo) y las fugas. Para esto se consideraron tanques muy grandes (300,000 m²) para garantizar que se tuviera agua suficiente en todo el tiempo de la simulación y así estimar el volumen de las fugas en función de la presión.

II.3.2 Zonas de estudio

Se analizan dos redes de abastecimiento de agua potable, una con fuerte pendiente (Ajusco Medio en Tlalpan) y una con poca pendiente (Col. Amp. Emiliano Zapata en Iztapalapa).

II.3.2.1 Ajusco Medio

Ubicación

Se encuentra ubicado en la delegación Tlalpan a la altura de la carretera Picacho Ajusco, está

formado por las colonias Chimilli, Mirador I, Mirador II, Belvedere Ajusco, Lomas de Padierna Sur, 2 de Octubre, Lomas de Cuilotepec, Vistas del Pedregal, Bosques del Pedregal, Chichicáspatl y Pedregal de San Nicolás 5ª Secc (figura II-5).

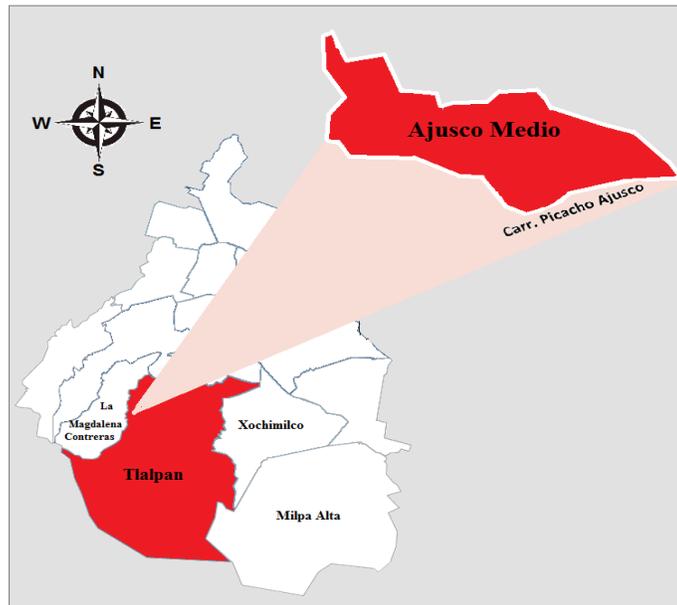


Fig. II-5 Zona de estudio con fuerte pendiente

Diagnóstico

Actualmente esta zona tiene un suministro intermitente mejor conocido como tandeos. El suministro intermitente es cuando los usuarios reciben agua en menos de 24 horas al día y por lo general tienen fuentes de almacenamiento intradomiciliarios.

De acuerdo con información proporcionada por Sistema de Aguas de la Ciudad de México, Ajusco Medio cuenta con una población de 39,605 habitantes. La red se encuentra dividida en 20 sectores (véase figura II-6), los cuales son alimentados por dos tanques de almacenamiento; el tanque T-14 con un volumen de 1000 m³ que alimenta a 12 sectores con una población de 28,352 habitantes, y el tanque T-13 con un volumen de 1300 m³ que alimenta a 8 sectores con una población de 11,253 habitantes. El agua que reciben los tanques es del sistema Cutzamala, bombeada desde los tanques de San Nicolás y 6 bis, situados en la zona de Padierna, en una cantidad que se estima de cuando menos 80 l/s y 10 l/s respectivamente para un total de 90 l/s.



El suministro de agua que se le brinda a cada sector es una vez a la semana en un periodo de 2 horas como se observa en la tabla II-3.

Hora de servicio	Sector	Tanque de alimentación	Población (hab)	Días de servicio	Tiempo de servicio
Antes de las 15:00 hrs	1	T-14	2591	Miércoles	2 Hrs
	2	T-13	1608	Viernes	2 Hrs
	3	T-14	1892	Lunes	2 Hrs
	4	T-13	989	Lunes	2 Hrs
	5	T-14	1946	Martes	2 Hrs
	6	T-14	2052	Jueves	2 Hrs
	7	T-14	1845	Miércoles	2 Hrs
	8	T-13	1208	Martes	2 Hrs
	9	T-13	2217	Miércoles	2 Hrs
	10	T-13	1377	Jueves	2 Hrs
	11	T-13	693	Jueves	2 Hrs
	12	T-13	993	Jueves	2 Hrs
	13	T-13	2168	Viernes	2 Hrs
Después de las 17:00 hrs	I	T-14	2225	Sábado	2 Hrs
	II	T-14	2308	Lunes	2 Hrs
	III	T-14	4698	Martes	2 Hrs
	IV	T-14	2388	Domingo	2 Hrs
	V	T-14	1323	Miércoles	2 Hrs
	VI	T-14	2370	Jueves	2 Hrs
	VII	T-14	2715	Viernes	2 Hrs
Total					40 Hrs

Tabla II-3 Servicio actual de agua potable

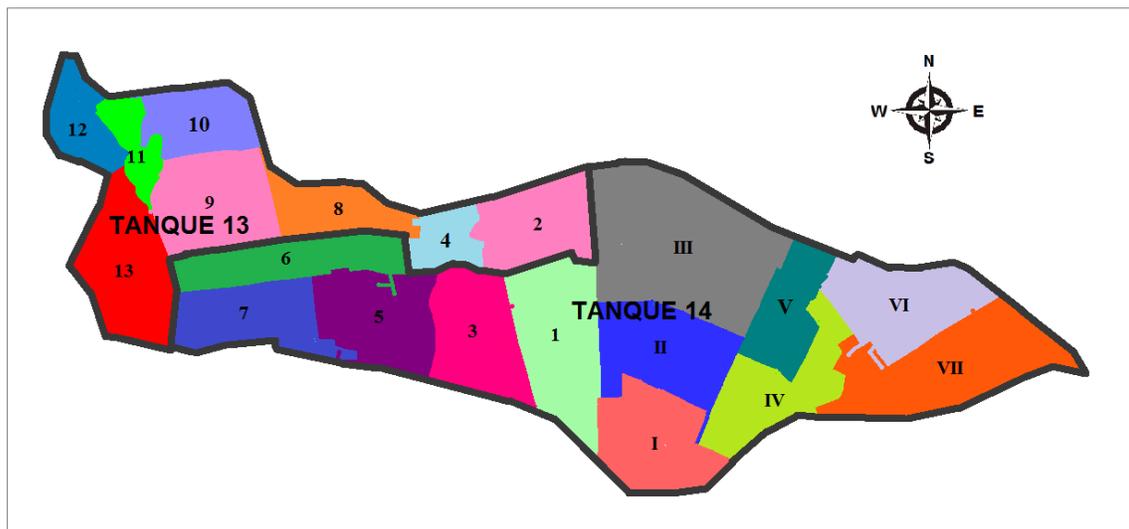


Fig. II-6 Sectorización actual



En las tablas II-4 y II-5 se muestra un resumen de dotaciones y poblaciones a lo largo de la semana.

Día	Antes de las 15:00 hrs					
	T-14			T-13		
	Horas de servicio	Población (hab)	Dotación (l/hab/día)	Horas de servicio	Población (hab)	Dotación (l/hab/día)
Lunes	2	1,892	700	2	989	1,642
Martes	2	1,946	680	2	1,208	1,344
Miércoles	4	4,436	597	2	2,217	732
Jueves	2	2,052	645	6	3,062	1,591
Viernes	0	0	0	4	3,776	860
Sábado	0	0	0	0	0	0
Domingo	0	0	0	0	0	0

Tabla II-4 Resumen del servicio de agua potable antes de las 15:00 hrs

Día	Después de la 17:00 hrs		
	T-14		
	Horas de servicio	Población (hab)	Dotación (l/hab/día)
Lunes	2	2,308	574
Martes	2	4,698	282
Miércoles	2	1,323	1,001
Jueves	2	2,370	559
Viernes	2	2,715	488
Sábado	2	2,225	595
Domingo	2	2,388	555

Tabla II-5 Resumen del servicio de agua potable después de las 17:00 hrs

Considerando que cada tanque recibe un gasto de 45 l/s el suministro de agua potable durante 2 hrs de servicio es de $(45 * 2 * 3600 = 324 \text{ m}^3 \text{ más } 1300 \text{ m}^3)$ $1,624 \text{ m}^3$ para el tanque T-13 y de $(45 * 2 * 3600 = 324 \text{ m}^3 \text{ más } 1000 \text{ m}^3)$ $1,324 \text{ m}^3$ para el tanque T-14. En 4 hrs es de $(45 * 4 * 3600 = 648 \text{ m}^3 \text{ más } 2,600 \text{ m}^3)$ $3,248 \text{ m}^3$ y de $(648 \text{ m}^3 \text{ más } 2000 \text{ m}^3)$ $2,648 \text{ m}^3$ para el tanque T-13 y T-14 respectivamente. En 6 hrs es de $(45 * 6 * 3600 = 972 \text{ m}^3 \text{ más } 3,900 \text{ m}^3)$ $4,872 \text{ m}^3$ para el tanque T-13 y de $(972 \text{ m}^3 \text{ más } 3000 \text{ m}^3)$ 3972 m^3 para el tanque T-14.

Balance global:



Suministro semanal = $40 \text{ h} * 90 \text{ l/s} = 12,960 \text{ m}^3$ más $1,000 * 12$ (tanque 14, tabla II-3) más $1300 * 8$ (tanque 13, tabla II-3) = $35,360 \text{ m}^3$ (un promedio diario de 5051.428 m^3). Para una población de 39,605 habitantes de 127.54 l/h/d .

Por otro lado, esa misma cantidad de 5051.43 m^3 al día, equivale a 58.46 l/s cantidad bastante inferior a los 90 l/s que se reciben del Cutzamala, por lo que probablemente las horas de suministro son más de 40 hrs a la semana (probablemente más del doble).

Se tiene que el día lunes antes de las 15:00 hrs (tabla II-4) la población recibe una dotación de **1,642 l/hab/día** (dotación máxima de la semana), de modo que la dotación real si se considera una distribución equitativa sería de **234.57 l/hab/día**, los usuarios que reciben esta dotación logran cubrir sus necesidades básicas. Sin embargo, el día martes después de las 17:00 hrs (tabla II-5) la población recibe una dotación mínima de **282 l/hab/día**, dotación recibida únicamente una vez a la semana por el tanque T-14. Si se considera una distribución uniforme durante los 7 días de la semana, la dotación sería de **40.28 l/hab/día**. Sabiendo que el consumo promedio por habitante en la Ciudad de México es de 150 l/hab/día , se puede decir que los usuarios que reciben esta dotación no logran cubrir sus necesidades diarias. Cabe mencionar que los cálculos preliminares de las tablas II-4 y II-5 no consideran fugas.

En la figura II-7 se puede apreciar los diámetros actuales con que cuenta la red, siendo de 4" (100 mm), 12" (300 mm) y 20" (500 mm).

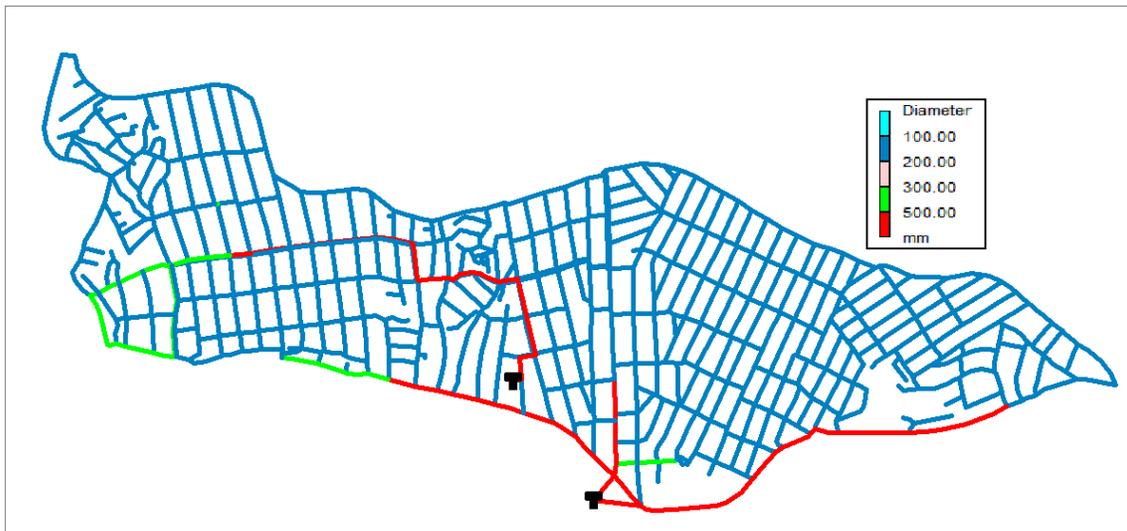


Fig. II-7 Diámetros actuales

Otros problemas que se tienen en esta zona, es que al encontrarse en zona montañosa las pendientes son muy pronunciadas, además de un mal diseño de urbanización, ya que la diferencia de cotas en una misma manzana llega a ser hasta de 60 m, por lo que las presiones que se presentan en la red son muy altas, provocando la ruptura de tuberías que a su vez generan fugas importantes.

En la figura II-8 se puede ver que las elevaciones van de 2770 msnm a más de 2582 msnm, siendo la cota más alta el tanque T-14. El desnivel total de la zona de estudio es de 188 m. Las curvas de nivel son a cada 5 m.

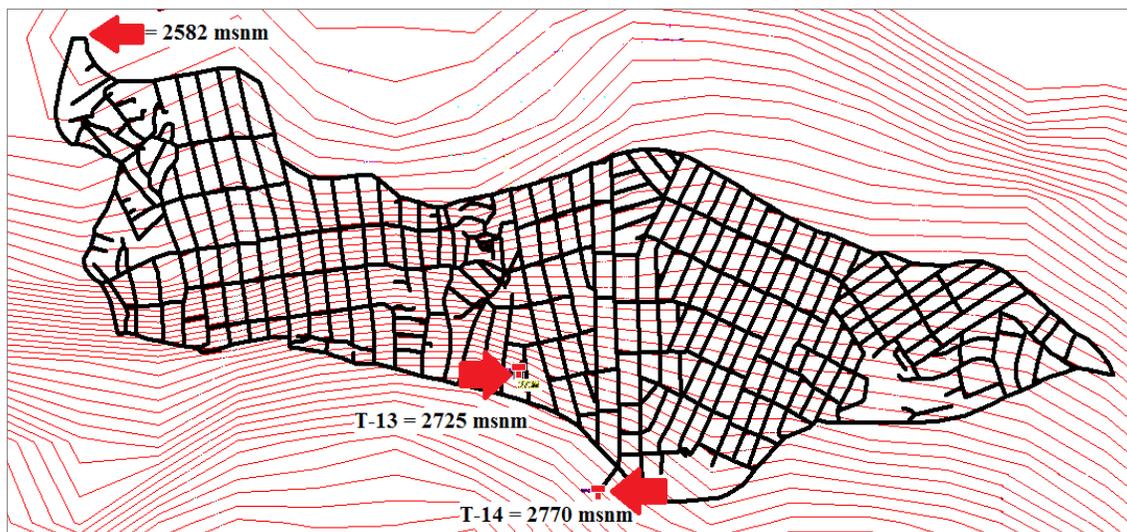


Fig. II-8 Elevaciones

Distribución de presiones para diferentes porcentajes de tubos rotos y servicio continuo

Conocer el volumen demandado para diferentes porcentajes de tubos rotos (PTR) nos permite saber la distribución de presiones en la red y la relación de presión-fugas.

La simulación de la red se hizo suponiendo que se cuenta con un volumen suficiente para abastecer a la población (consumo) y las fugas.

Los resultados de la simulación muestran la variación de las presiones dentro de la red sin control, es decir, sin contar con válvulas reguladoras de presión (VRP). Se puede observar en las figuras II-9 a II-13 como al ir incrementando el PTR las presiones van disminuyendo.

En las figuras II-9 y II-10 se observan presiones mayores a 12.5 kg/cm^2 . Y únicamente en la zona cercana al tanque T-14 se observan presiones menores a 5 kg/cm^2 . En las figuras II-11 II-12 y II-13 las presiones más altas que se observan van de 7.5 a 10 kg/cm^2 .

En la figura II-9 se muestra la presión de la red para tres PTR (0, 5 y 10%). Ya que la distribución de presión era prácticamente la misma.

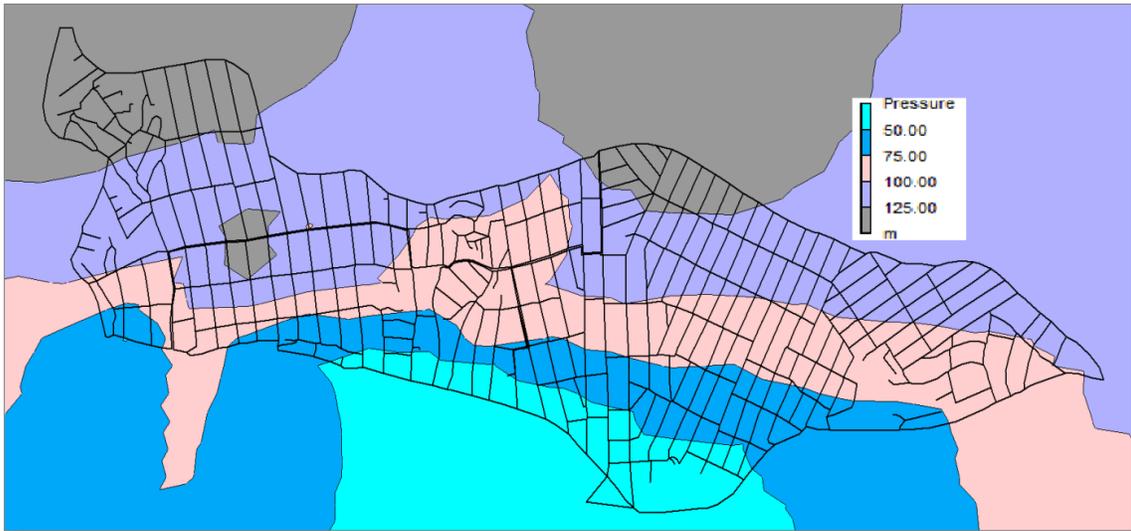


Fig. II-9 Presiones con 0, 5 y 10 % de roturas en la red

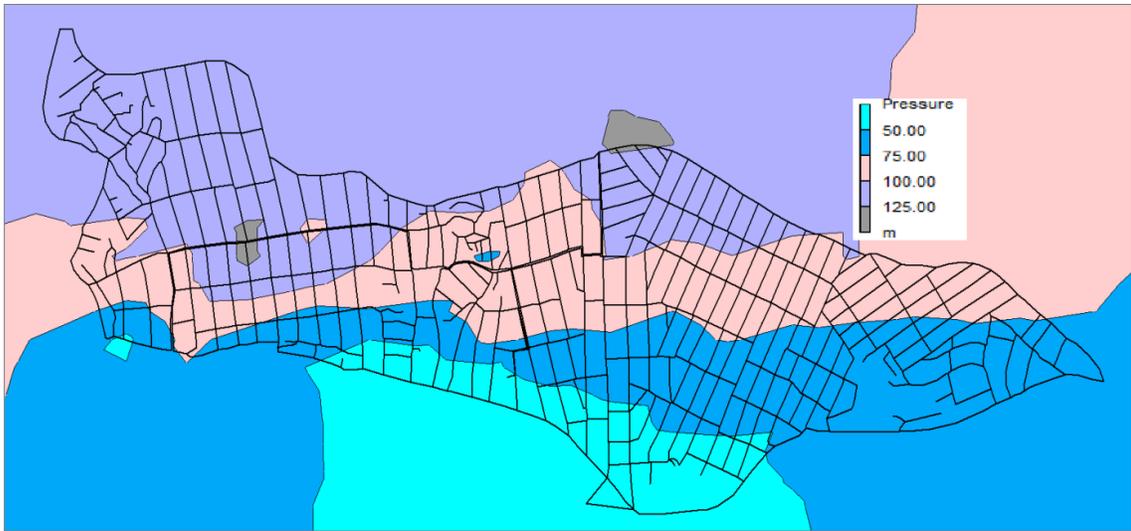


Fig. II-10 Presiones con el 25% de roturas en la red

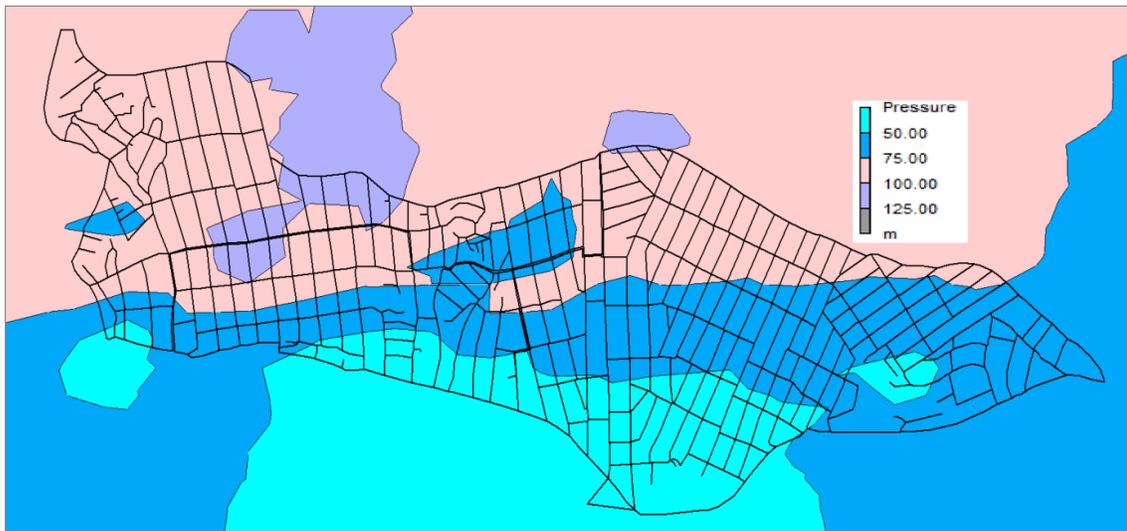


Fig. II-11 Presiones con el 50% de roturas en la red

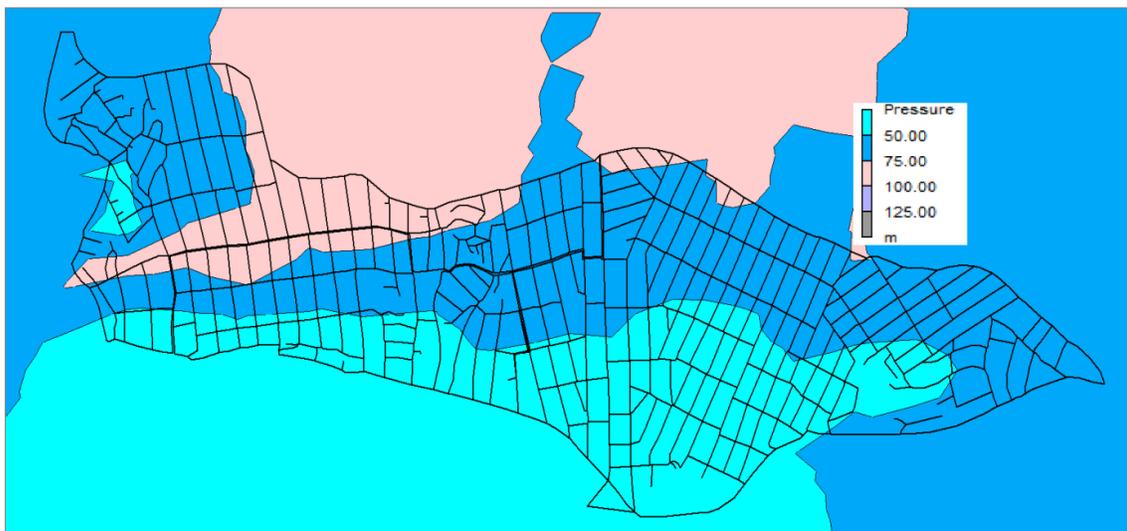


Fig. II-12 Presiones con el 75% de roturas en la red

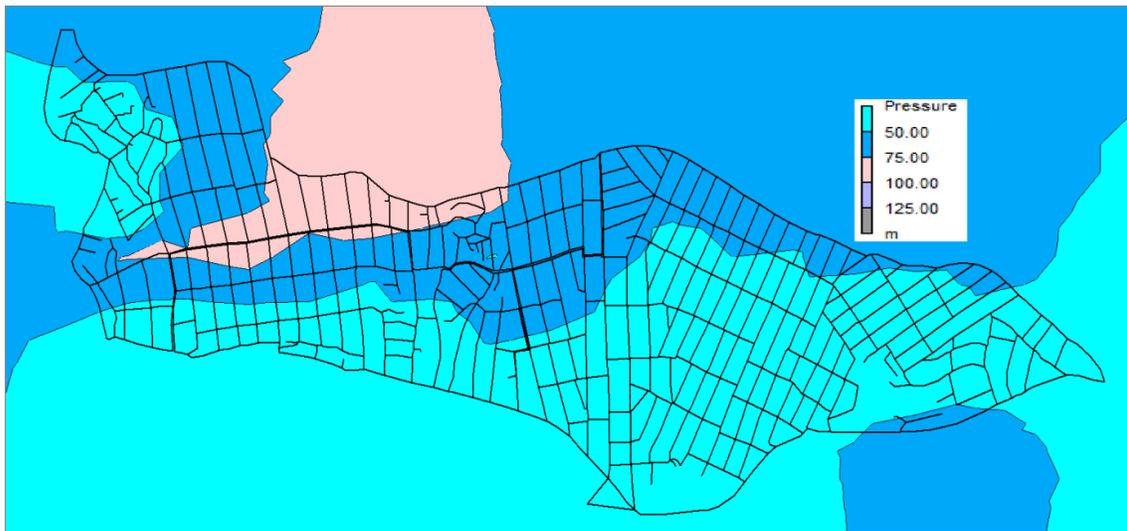


Fig. II-13 Presiones con el 100% de roturas en la red

En la figura II-14 se muestra el volumen de agua diario estimado para diferentes PTR sin control de presiones. Este volumen incluye las fugas y el consumo (150 l/hab/día).

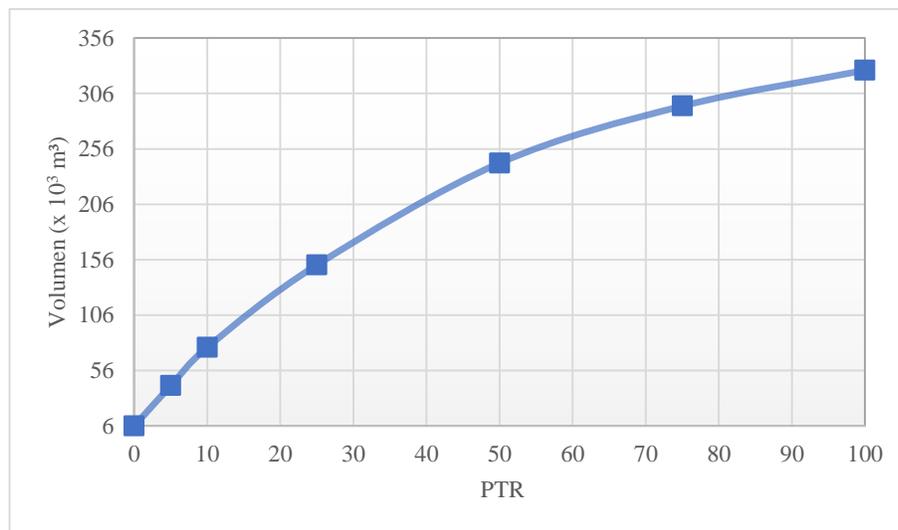


Fig. II-14 Volumen total sin sectorizar y sin control de presiones

II.3.2.2 Amp. Emiliano Zapata

Ubicación

Se encuentra ubicada en la delegación Iztapalapa a la altura de la Autopista México – Puebla, en colindancia se encuentran las colonias San Miguel Teotongo y Emiliano Zapata (figura II-15).

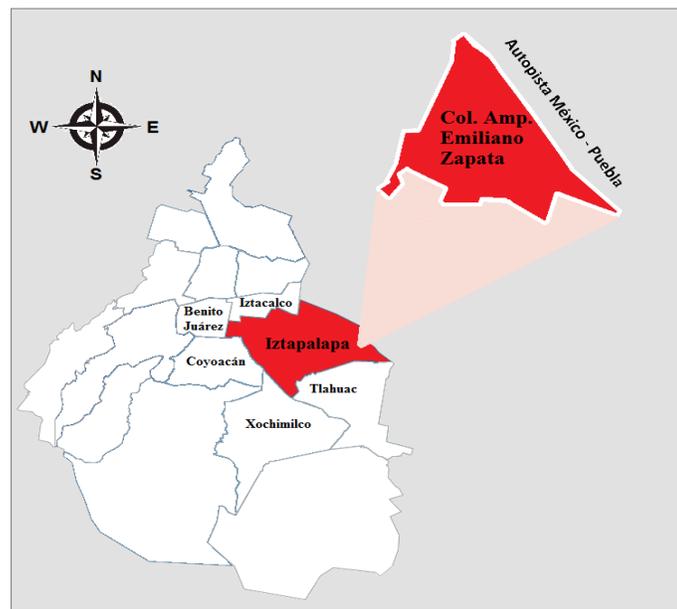


Fig. II-15 Zona de estudio con poca pendiente

Diagnóstico

La colonia Amp. Emiliano Zapata cuenta con un total de 8,500 habitantes. La red actual que suministra a la población, lo hace a través de un tanque de almacenamiento que está a tan solo 40 m arriba del punto más alto de la zona, este tanque tiene una capacidad de 1000 m³.

El servicio que se le brinda a los usuarios es por tandeos, y se realiza 2 veces por semana. Por lo que el volumen que recibe cada habitante en una semana es de 235.29 litros (suponiendo que el tanque se vacía 2 veces por semana y que mientras suministra no recibe agua), por lo cual no es posible cubrir las necesidades de una semana, ya que si dividimos el volumen

recibido en 7 días, nos da como resultado que 33.61 litros, sería el volumen que cada persona podría consumir diario durante una semana.

A diferencia de la zona de Tlalpan, los desniveles que hay en una manzana no van más allá de 3 m, por lo que las presiones no suelen ser altas en comparación con las de Ajusco Medio.

En la figura II-16 se muestra la topografía de la zona de estudio. El desnivel total que se tiene es de 62 m, ya que el punto más bajo tiene una elevación de 35 m, y el tanque que es el punto más alto está a una elevación de 97 m.

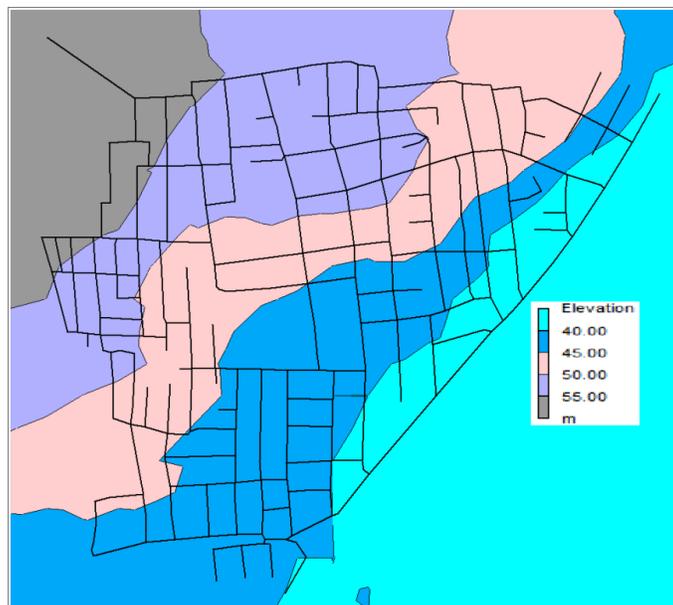


Fig. II-16 Elevaciones

En la figura II-17 se puede apreciar los diámetros actuales con que cuenta la red, siendo de 6” (150 mm), 8” (200 mm), 12” (300 mm), 16” (400 mm) y 20” (500 mm).

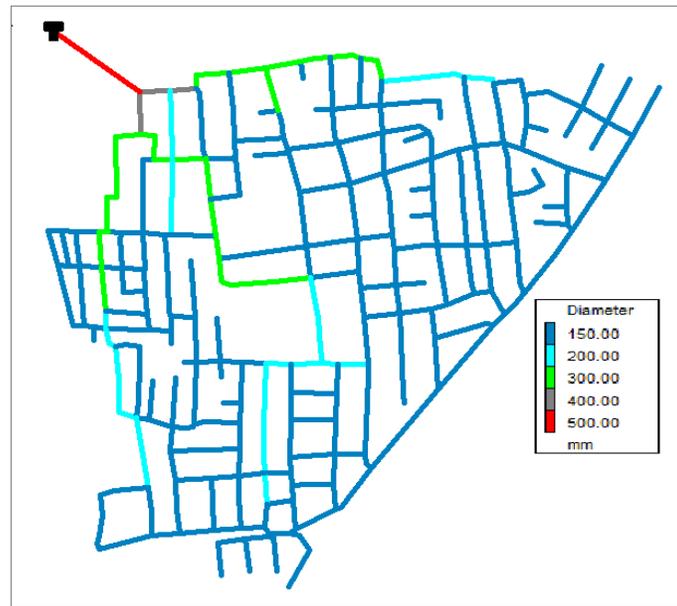


Fig. II-17 Diámetros actuales

Distribución de presiones para diferentes porcentajes de tubos rotos y servicio continuo

En las figuras II-18 a II-22 se muestran las presiones para diferentes PTR en las condiciones actuales. El resultado de la simulación es similar a las presiones obtenidas en Ajusco Medio, mostrando una disminución de presión al ir aumentando el PTR en la red. La simulación de la red se hizo suponiendo contar con un volumen suficiente para abastecer a la población (consumo 150 l/hab/día) y las fugas.

En las figuras II-18 y II-19 se observan presiones mayores a 6 kg/cm². Y únicamente en la zona cercana al tanque se observan presiones menores a 4.5 kg/cm². En la figura II-20 las presiones más altas van de 5.5 a 6 kg/cm², en la figura II-21 van de 5 a 5.5 kg/cm² y en la figura II-22 de 4.5 a 5 kg/cm².

En la figura II-18 se muestra la presión de la red para tres PTR (0, 5 y 10%). Ya que la distribución de presión era prácticamente la misma.

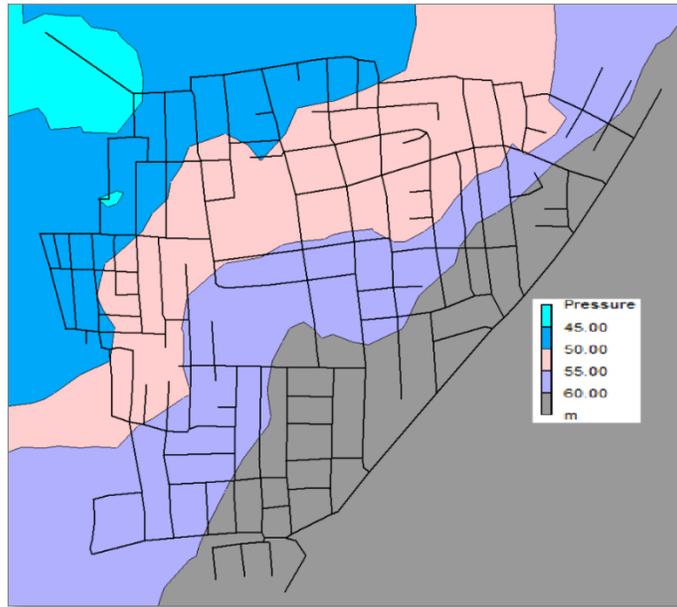


Fig. II-18 Presiones con 0, 5 y 10 % de roturas en la red

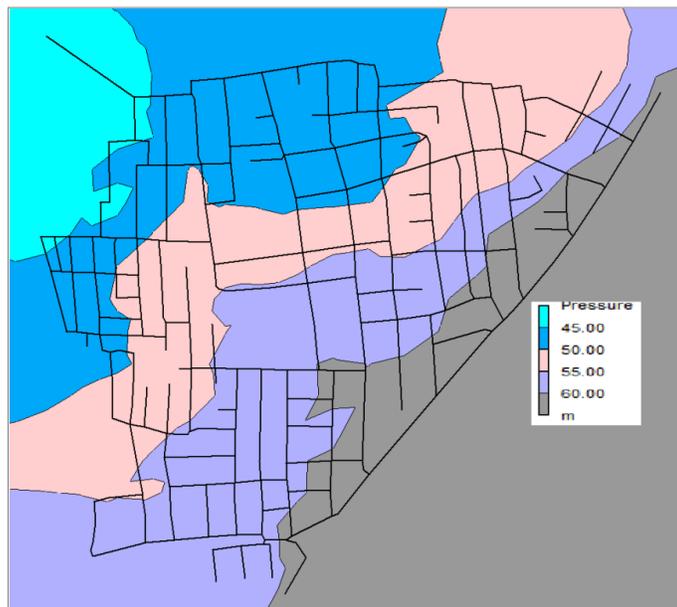


Fig. II-19 Presiones con 25 % de roturas en la red

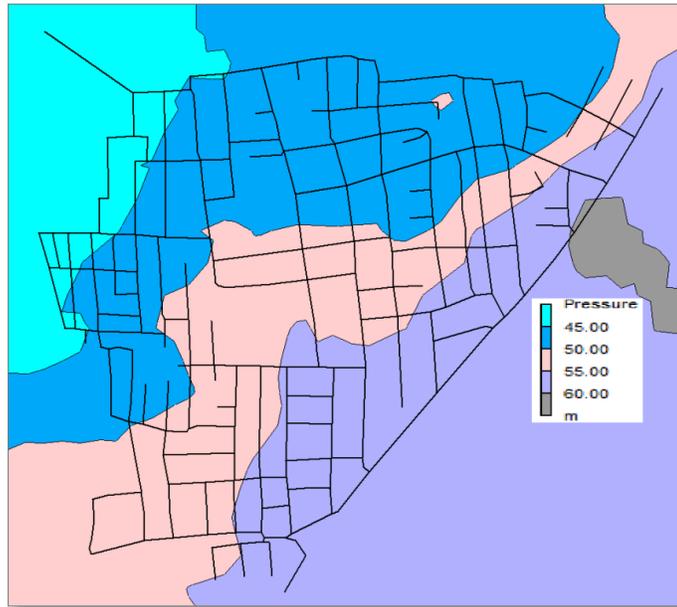


Fig. II-20 Presiones con 50% de roturas en la red

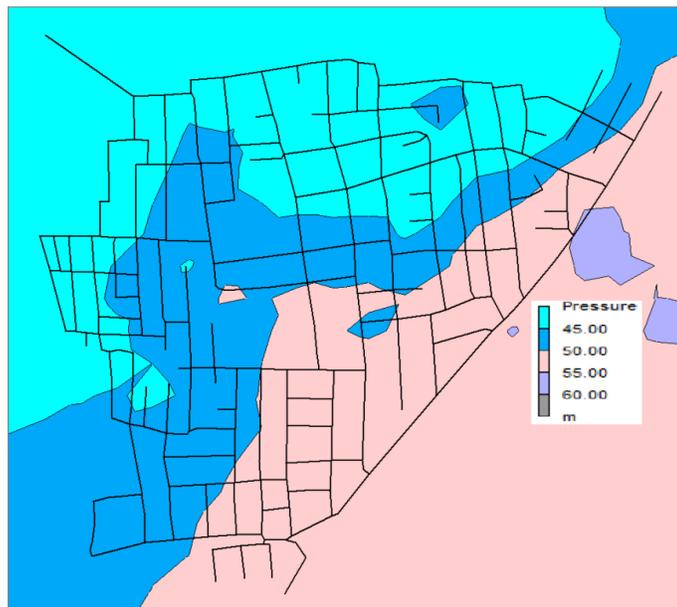


Fig. II-21 Presiones con 75% de roturas en la red

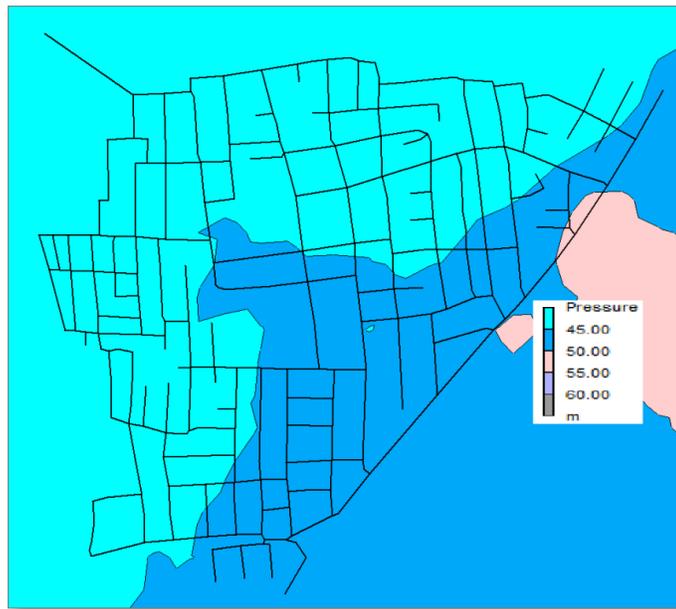


Fig. II-22 Presiones con 100% de roturas en la red

En la figura II-23 se muestra el volumen de agua diario estimado para los diferentes PTR sin control de presiones. Este volumen incluye las fugas y el consumo (150 l/hab/día).

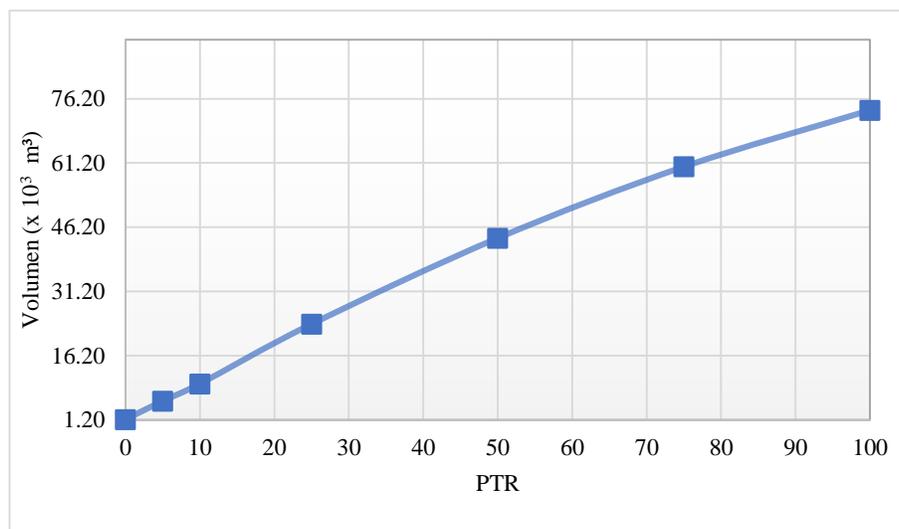


Fig. II-23 Volumen total sin sectorizar y sin control de presiones



CAPÍTULO III

CRITERIOS PARA LA SECTORIZACIÓN



III. CRITERIOS PARA LA SECTORIZACIÓN

III.1 DEFINICIÓN DE SECTOR

Se entiende como sectorización al proceso de dividir la red en varias subredes, perfectamente delimitadas por medio de válvulas de seccionamiento. Es recomendable que cada subred esté adecuadamente instrumentada para aforar el caudal de entrada, para medir y controlar la presión de operación, con el fin de brindar la misma calidad de servicio de suministro a todos los usuarios incluidos en la red. Además de que no debe haber salidas (figura III-1). (Saldarriaga, Naranjo, & Rothstein, 2010).

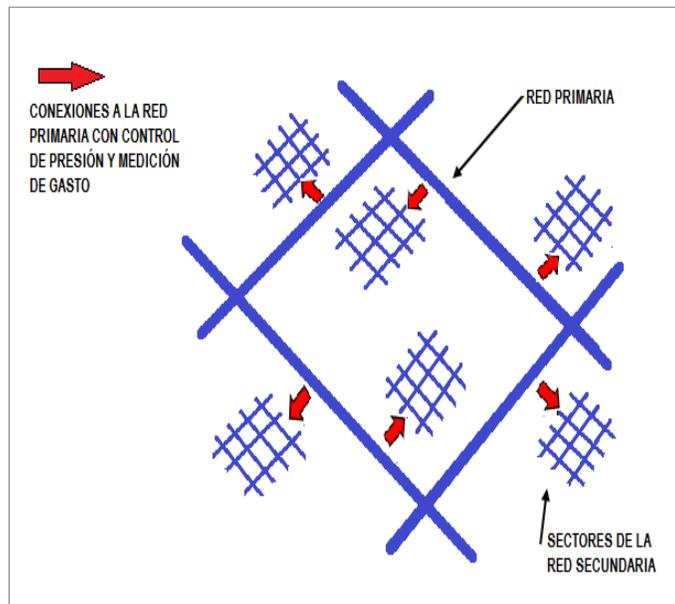


Fig. III-1 Sectorización de una red de agua potable

De esta manera se define a un sector hidráulico como una porción de red que ha sido aislada hidráulicamente de los demás sectores de un sistema de distribución de agua potable, y cuyas únicas entradas son las de la línea principal y no debería tener salidas fuera del sector mismo. Aunque es posible, que por razones de operación, un sector suministre a otro, pero el punto de suministro debe estar bien definido y controlado.



Criterios de sectorización

Los criterios de sectorización se definen como los métodos o principios utilizados para dividir a una red de agua potable en diferentes sectores. Estos pueden estar basados no solo por motivos hidráulicos, sino también por evaluaciones económicas, lineamientos geográficos, división por zonas políticas o estratos socioeconómicos. Sin embargo, para las zonas de estudio de esta tesis se utilizan únicamente dos criterios: criterio topográfico y tamaño del sector.

El ***criterio topográfico*** tiene que ver directamente con las presiones en la red. Por lo que la sectorización tenderá a seguir las curvas de nivel de la zona y las cargas admisibles de la tubería.

El ***criterio del tamaño del sector*** tiene que ver con la operación del mismo y con el número de tomas que el sistema operador puede atender (operadores).

A continuación se menciona de manera breve el criterio utilizado para cada una de las zonas de estudio.

✚ ***Ajusco Medio (Criterio topográfico)***: Ajusco Medio al contar con una topografía con desniveles muy grandes, además de una urbanización mal diseñada, se llegan a tener presiones muy altas en la red lo que provoca un mal servicio y fugas. Debido a estas características se propuso utilizar como criterio de sectorización, la topografía, con una diferencia de cotas máximas de 50 m entre el punto más alto y el punto más bajo en cada sector.

✚ ***Col Amp. Emiliano Zapata (Criterio tamaño del sector y topográfico)***: esta red no tiene desniveles grandes en comparación con Ajusco medio, por lo que las presiones en la red no son tan altas. Es por ello que el principal criterio propuesto para dividir a la red es tomando en cuenta solo el tamaño del sector. Sin embargo, para poder hacer una comparativa de la distribución de presiones y la recuperación de volumen, se consideró sectorizar la red siguiendo las curvas de nivel (criterio topográfico).



III.2 CONTROL DE PRESIONES

El aumento de presiones en horarios de bajo consumo está relacionado con altos gastos nocturnos. Estos gastos nocturnos son principalmente fugas.

Si se realiza una sectorización además de una reparación de fugas, los flujos nocturnos disminuirían y las presiones aumentarían provocando nuevamente fugas en la red. Es por ello que aparte de sectorizar, es necesario instalar VRP encargadas de regular la presión en la red consiguiendo reducir considerablemente las fugas.

Es por ello que para poder controlar las presiones en ambas zonas, principalmente Ajusco Medio que es la que presenta presiones más altas, se propuso colocar VRP a la entrada de cada sector con diferente ajuste aguas abajo. Para la obtención de este valor, se realizaron diversas pruebas de ajuste hasta que se logró que las presiones cumplieran los límites de presión que se mencionan a continuación.

En cualquier punto de la red las presiones no serán menores a 15 mca. En la red primaria se aceptarán presiones máximas de 80 mca, y en la secundaria máximas de 50 mca.

III.3 CONTROL EN LA OPERACIÓN

Operar un sistema de agua potable no es una tarea fácil de realizar, ya que se necesita de personal altamente capacitado para poder abastecer la demanda las 24 horas del día de todas las zonas, evitando que las presiones sean menores a los límites establecidos o se exceda del máximo permitido.

A continuación se mencionan los principios que se siguieron para la sectorización.

Ajusco Medio

Para el arreglo de los sectores se buscó que tuvieran la mayor área posible, con desniveles máximos de 50 m. Se colocó una VRP con ajuste hacia aguas abajo a la entrada de cada sector, esto con la finalidad de poder controlar las presiones en la red secundaria y cumplir los



límites ya establecidos. Los cambios en los diámetros de las tuberías se realizaron considerando que se tuvieran mínimas pérdidas por fricción.

Col. Amp. Emiliano Zapata

Antes de proponer que criterio utilizar, la red se consideró como un sector y se propuso regular las presiones mediante una VRP a la entrada de este.

Posteriormente se dividió a la red de dos maneras.

- ✚ Con el primer criterio (tamaño de sector), los arreglos de sectores se obtuvieron dividiendo a la red en dos, tres y cuatro, con un área proporcional en cada uno de ellos.

- ✚ En el segundo criterio (topográfico), el arreglo de sectores siguió la topografía de la zona, dividiendo a la red en dos, tres y cuatro sectores. Aunque fue complicado seguir completamente la topografía, ya que la urbanización no fue de gran ayuda.

En ambos casos, se instaló una VRP a la entrada de cada sector, esto para poder regular las presiones y cumplir los límites de presión establecidos. Los cambios en los diámetros de las tuberías se realizaron considerando que se tuvieran mínimas pérdidas por fricción.



CAPÍTULO IV

DISEÑO DE REDES DE AGUA POTABLE CON SECTORIZACIÓN





IV. DISEÑO DE REDES DE AGUA POTABLE CON SECTORIZACIÓN

IV.1 DISEÑO DE UNA RED CON FUERTE PENDIENTE

A partir de los criterios establecidos en el capítulo III, el procedimiento utilizado para la sectorización fue el siguiente:

- ✚ Partiendo del modelo actual de la red, se procedió a realizar modificaciones en cuanto a diámetros de tuberías. Se colocó una red principal de 20" (500 mm) de diámetro (véase figura IV-2), la cual distribuye el caudal del tanque de almacenamiento a los sectores, así como también dentro de los sectores mismos se colocó una red de 10" (250 mm) y 8" (200 mm) de diámetro cuya función es distribuir el caudal de la red principal a la red secundaria.

- ✚ La sectorización se inició a partir del tanque T-14. A cada sector se le consideró un desnivel máximo de 50 m. A la entrada de cada sector se colocó una VRP con diferente ajuste aguas abajo para obtener presiones dentro de los límites establecidos. Se siguió la topografía de la zona, así como también la urbanización. Con respecto a la urbanización, esta generó problemas en cuanto a la división de la red, debido que existen manzanas con desniveles de hasta 60 m, por lo que al momento de fraccionar la red e incluso controlar las presiones en ese sector, las presiones que se obtenían eran mayores a 5 kg/cm².

- ✚ Posteriormente se realizó el mismo procedimiento para los 6 sectores siguientes, colocando VRP con diferentes ajustes aguas abajo. En cada sector se analizaron las presiones resultantes y con base en esos datos se determinó el ajuste de las VRP, esto con el fin de estar dentro de los límites establecidos.

Se hicieron diferentes arreglos de sectores, hasta llegar a lo que el Tanque T-14 le es posible alimentar.

- ✚ Ya obtenidos los sectores que suministra el Tanque T-14 (véase tabla IV-1), se empezó a sectorizar la red faltante, siguiendo los mismos criterios anteriores, colocando de igual manera VRP a la entrada de cada sector con diferentes ajustes aguas abajo.

Como resultado del criterio utilizado, se logró dividir a la red en 22 sectores, de los cuales el tanque T-14 alimenta a 7 sectores con una población de 15,918 habitantes, y el tanque T-13 alimenta a 15 sectores con una población de 23, 687 habitantes (figura IV-1).

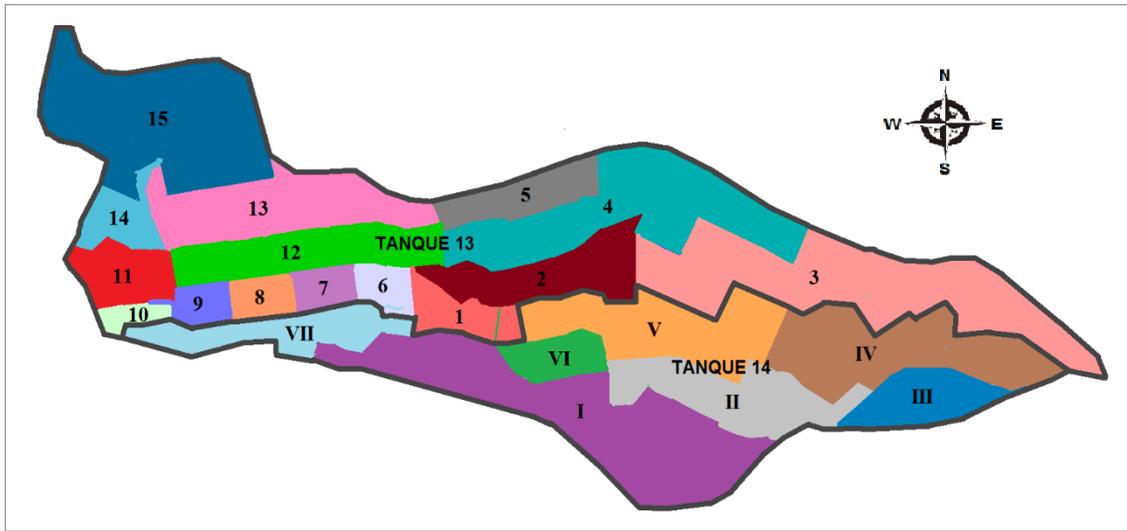


Fig. IV-1 Sectorización propuesta

En la figura IV-2 se puede ver los distintos diámetros propuestos. La red principal tiene un diámetro de 20" (500 mm) y la secundaria cuenta con diámetros de 10" (250 mm), 8" (200 mm) y 4" (100 mm).

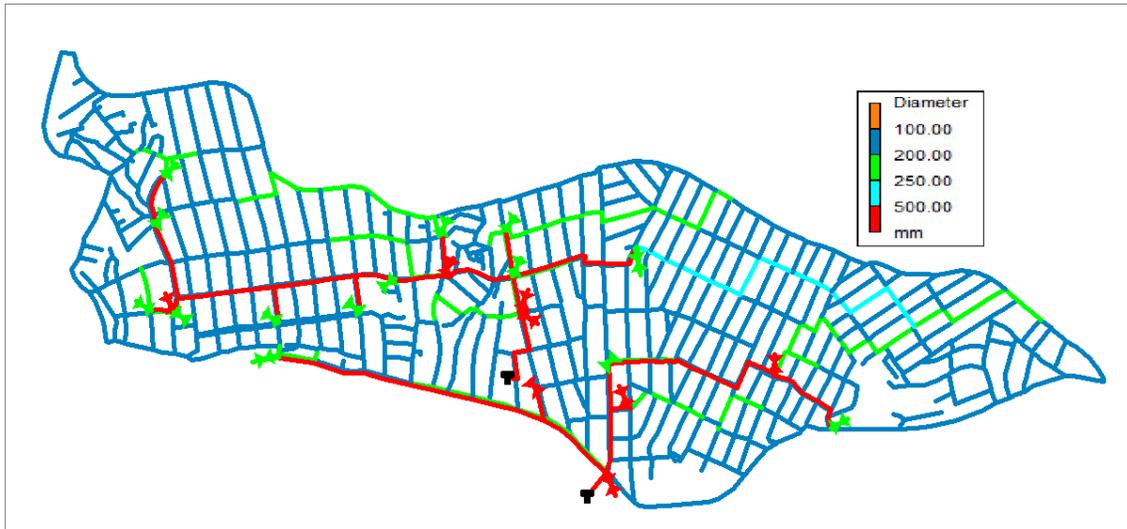


Fig. IV-2 Diámetros propuestos

En las tablas IV-1 y IV-2 se muestra la población a servir para cada uno de los sectores. El gasto en m^3 por día es una estimación de la demanda de agua de cada sector, esto sin considerar fugas. El consumo utilizado para los cálculos fue de 150 l/hab/día.

Tanque 14		
Sector	Población (hab)	Gasto (m^3 /día)
I	1,066	160
II	3,081	462
III	2,664	400
IV	2,015	302
V	4,341	651
VI	1,073	161
VII	1,679	252
Total	15,918	2,388

Tabla IV-1 Suministro de agua potable con sectorización T-14



Tanque 13		
Sector	Población (hab)	Gasto (m ³ /día)
1	4,593	689
2	3,401	510
3	844	127
4	1,452	218
5	1,103	165
6	300	45
7	484	73
8	484	73
9	473	71
10	335	50
11	754	113
12	2,063	309
13	2,555	383
14	888	133
15	3,958	594
Total	23,687	3,553

Tabla IV-2 Suministro de agua potable con sectorización T-13

En la figura IV-3 se puede observar el volumen de agua diario estimado para diferentes PTR con control de presiones y sectorización.

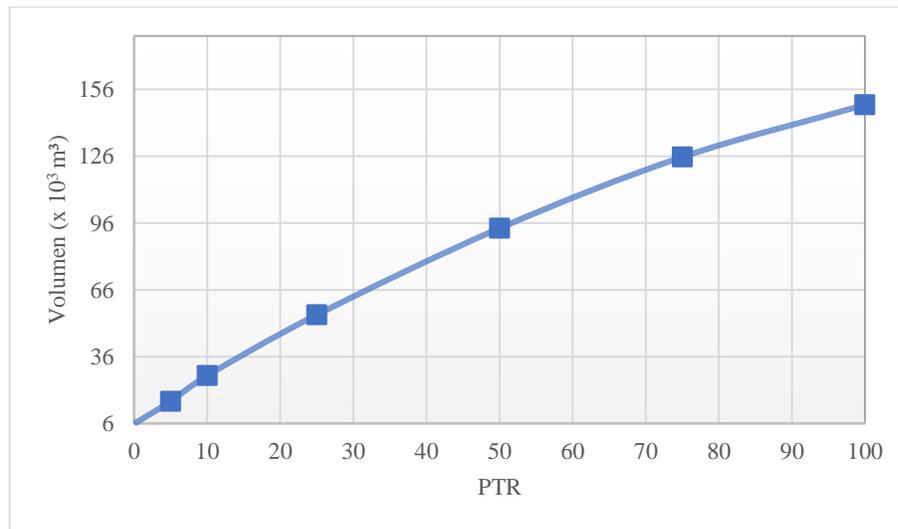


Fig. IV-3 Volumen total con sectorización y control de presiones

Para poder regular las presiones y mejorar el control de operación de la red, se colocaron 22 VRP con diferente ajuste hacia aguas abajo para cada una de ellas, el valor del ajuste se

obtuvo probando distintos valores hasta obtener presiones dentro los límites establecidos. En la tabla IV-3 se muestra los valores para cada una de las válvulas y en figura IV-4 su ubicación.

Sector	VRP	Ajuste aguas abajo (kg/cm ²)
I	V1	1.5
II	V2	2.0
III	V3	1.5
IV	V4	2.6
V	V5	1.5
VI	V6	1.5
VII	V7	1.6
1	V8	4.0
2	V9	1.5
3	V10	4.5
4	V11	1.8
5	V12	2.0
6	V13	3.8
7	V14	2.0
8	V15	1.7
9	V16	4.5
10	V17	4.5
11	V18	2.0
12	V19	2.0
13	V20	2.0
14	V21	2.7
15	V22	2.5

Tabla IV-3 Ajuste aguas abajo de VRP

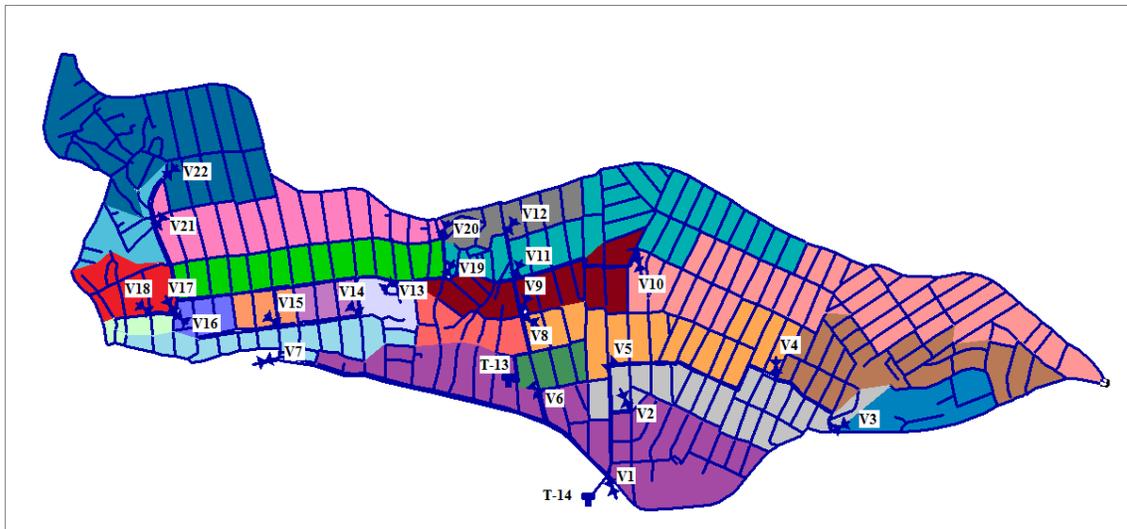


Fig. IV-4 Ubicación de VRP

En las figuras IV-5 a IV-9 se muestran las presiones obtenidas con control de presiones. Se puede ver que las presiones resultantes van de 1.5 a 5.0 kg/cm², solo en algunas partes de la red se tienen presiones más altas. Existen pequeñas áreas con presiones mayores a 5.0 kg/cm² que no pertenecen a la red secundaria, sino que son de la red primaria. También se puede apreciar en ellas presiones menores a 1.5 kg/cm², por lo que no se cumpliría la presión mínima establecida. Aunque se hicieron diferentes arreglos de sectores, no fue posible cumplir la presión mínima, debido a que la urbanización del lugar cuenta con calles con diferencia de cotas de hasta 60 m lo que implicaría hacer sectores menores a una manzana, lo cual no es posible por cuestiones de operación. Las presiones mínimas son de alrededor 0.9 kg/m².

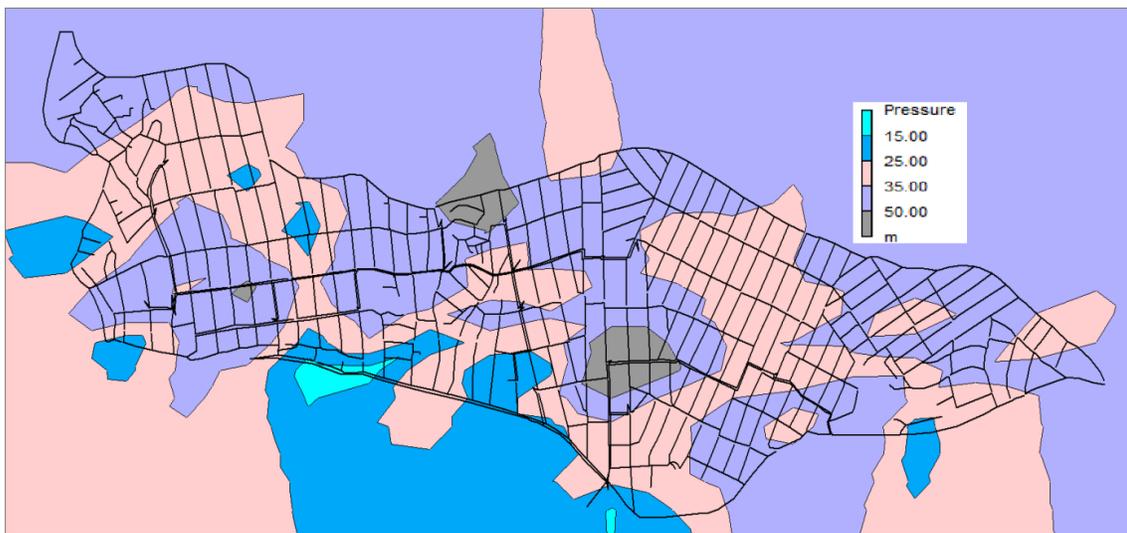


Fig. IV-5 Control de presiones con 0, 5 y 10% de roturas en la red

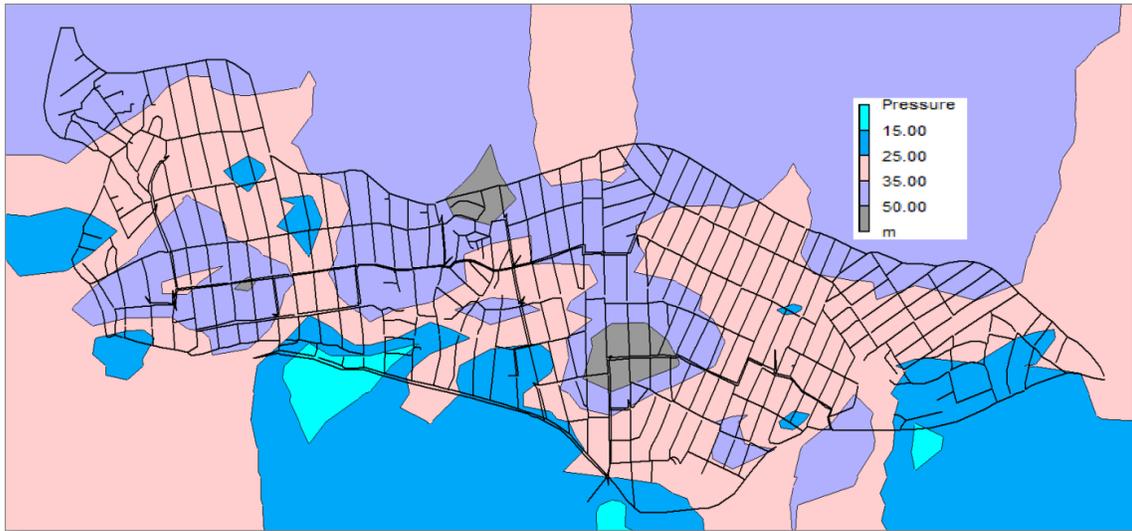


Fig. IV-6 Control de presiones con 25% de roturas en la red

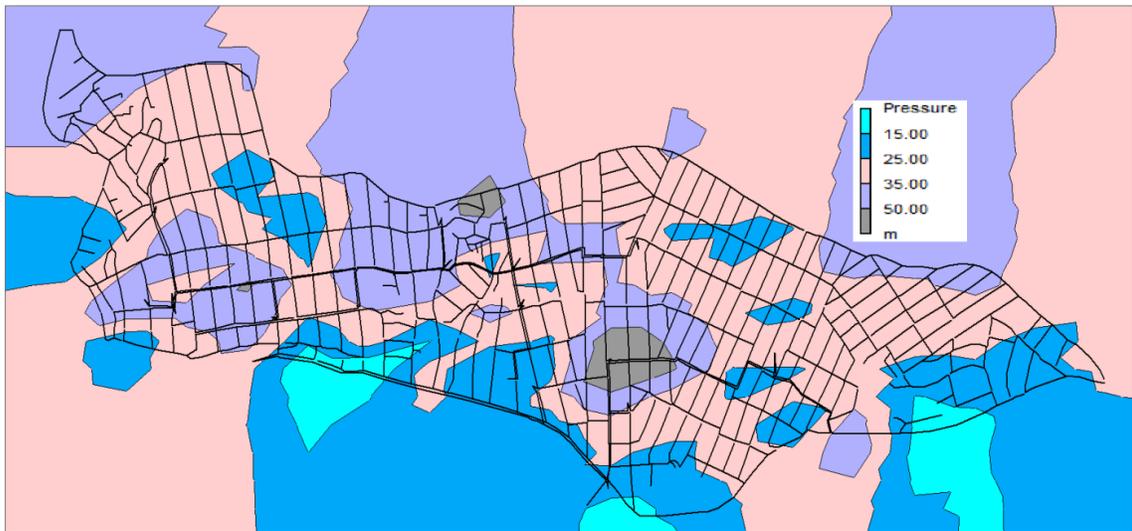


Fig. IV-7 Control de presiones con 50% de roturas en la red

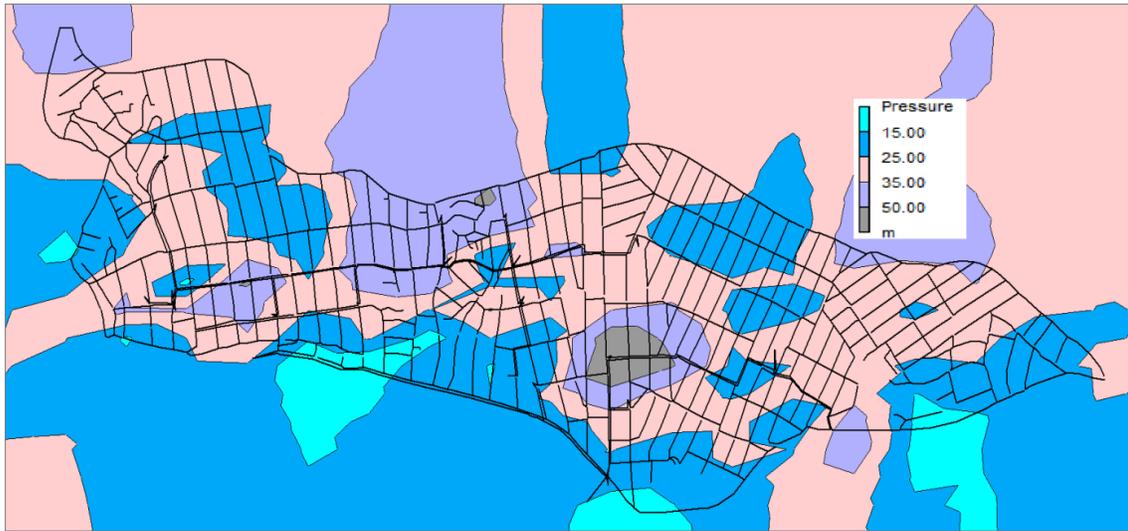


Fig. IV-8 Control de presiones con 75% de roturas en la red

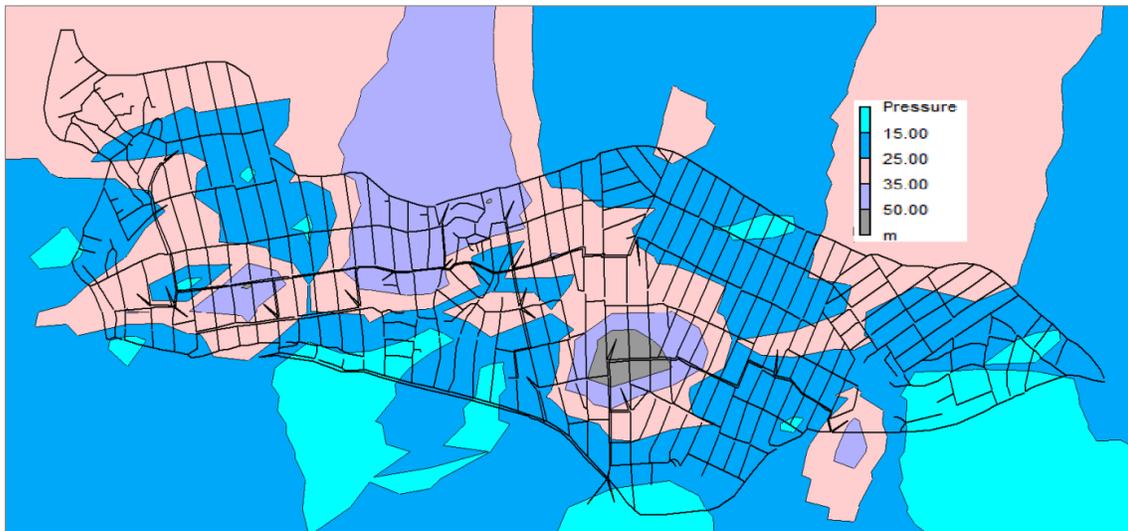


Fig. IV-9 Control de presiones con 100% de roturas en la red

IV.2 DISEÑO DE UNA RED CON POCA PENDIENTE

Partiendo del modelo actual, se propuso colocar una VRP a la entrada del sector con ajuste aguas abajo de 1.6 kg/cm^2 . Los resultados obtenidos fueron presiones no mayores a 3.5 kg/cm^2 , ni menores a 1.5 kg/cm^2 , además de una disminución considerable de volumen. Por lo que prácticamente se estaría cumpliendo los límites establecidos de presión, sin embargo, se sabe que el servicio brindado es intermitente, es por ello que para pasar a un servicio continuo la literatura recomienda abastecer a la población en zonas pequeñas, ya que la cantidad de agua demandada con un servicio de 24 horas sería mayor, por lo que las tuberías serían incapaces de transportar esas cantidades de agua, generando nuevamente fugas. Es por ello que se propuso seguir dividiendo a la red en pequeños sectores hidrométricos con sus respectivas VRP a la entrada de cada uno de ellos.

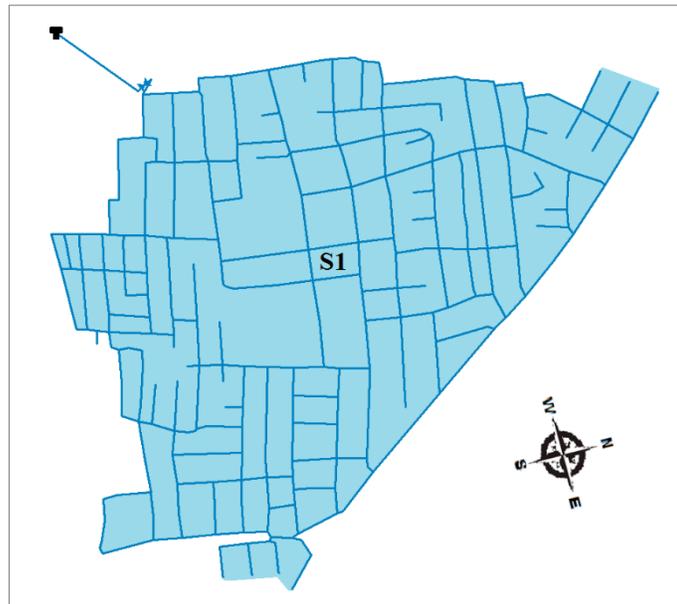


Fig. IV-10 Red con 1 sector

Se realizaron dos sectorizaciones, cada una de ellas se describe a continuación.

✚ Para el caso 1. Se dividió a la red considerando únicamente el tamaño del sector.

En la figura IV-11 se muestra la división de la red en dos sectores. En este caso lo que se hizo fue solo dividir a la red en dos partes, de manera que el área en cada una de ellas fuera casi igual.

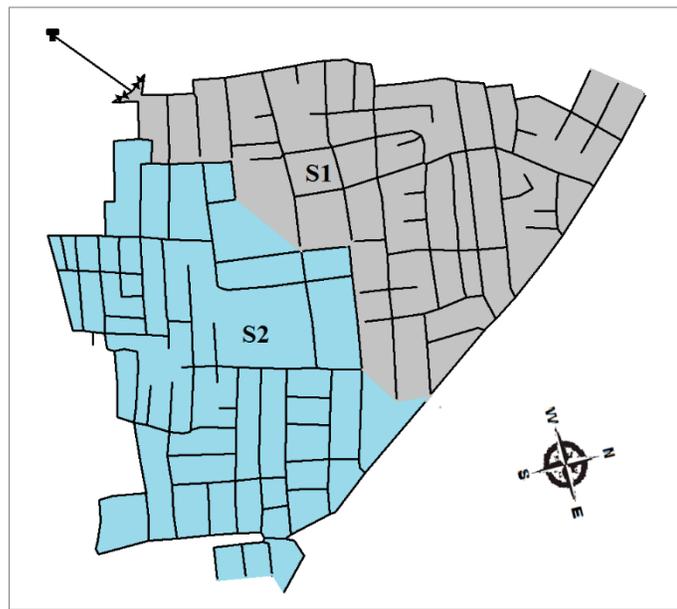


Fig. IV-11 Red con 2 sectores- Caso 1

En la figura IV-12 se aprecia la red en tres sectores, la cual se obtuvo a partir de la división de la red con 2 sectores, siendo dividido el sector S1 en dos sectores hidrométricos, obteniendo así el sector S3.

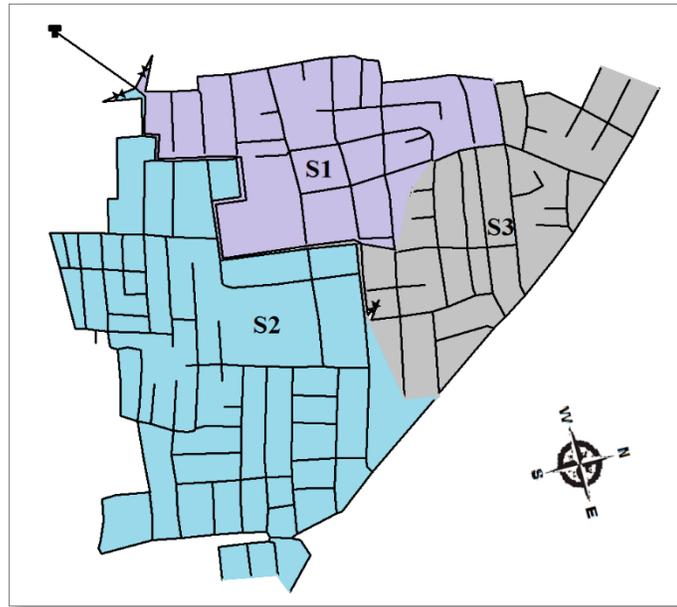


Fig. IV-12 Red en 3 sectores – Caso 1

Finalmente en la figura IV-13 se observa a la red en 4 sectores con sus diámetros respectivos, siendo el diámetro de 12” (300 mm) la red principal, y 4” (100 mm), 6” (150 mm) y 10” (250 mm) la red secundaria.

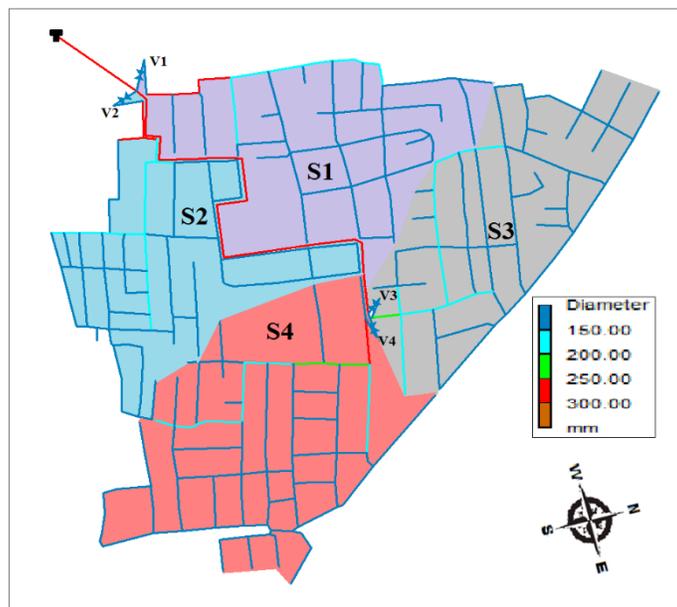


Fig. IV-13 Red con 4 sectores, diámetros y VRP – Caso 1

✚ Para el caso 2. Se dividió la red siguiendo la topografía de la zona.

El procedimiento que se siguió fue muy parecido al caso 1, con la única diferencia que el tamaño de los sectores siguen la topografía de la zona. En las figuras siguientes se muestra el proceso de obtención de cada uno de los sectores.

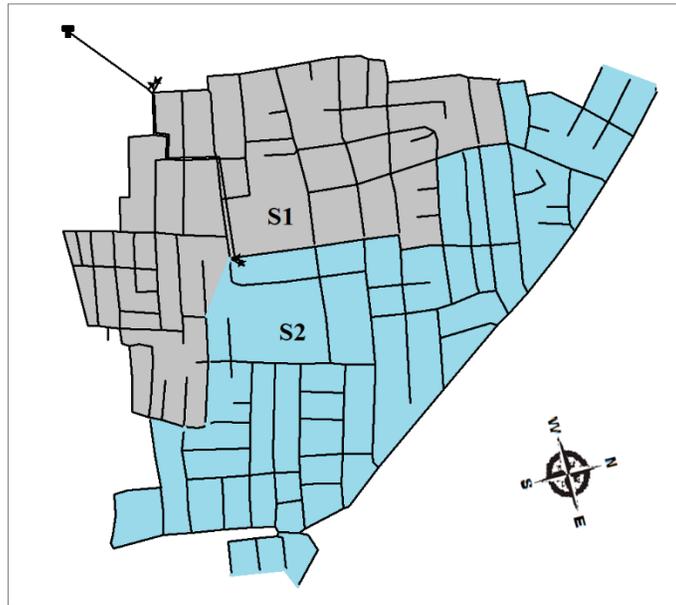


Fig. IV-14 Red con 2 sectores – Caso 2

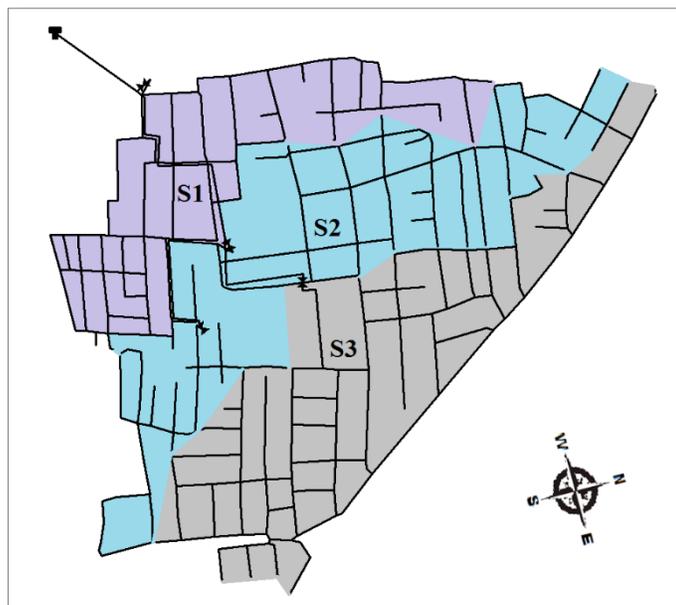


Fig. IV-15 Red con 3 sectores – Caso 2

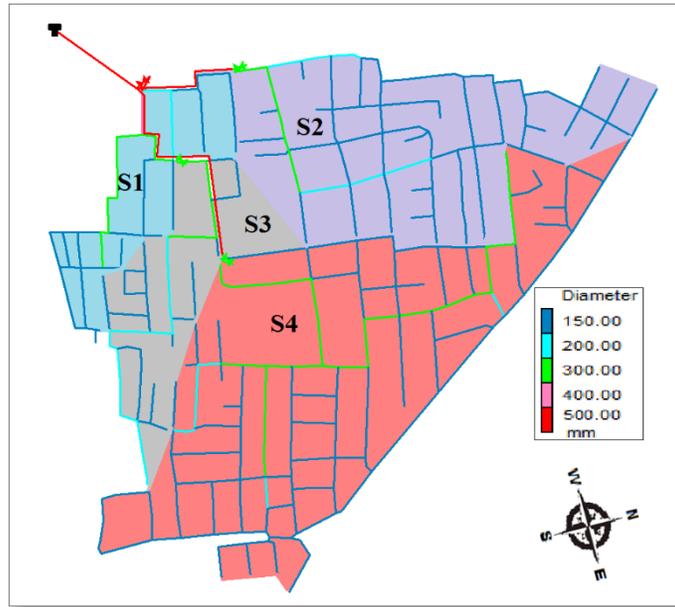


Fig. IV-16 Red con 4 sectores, diámetros y VRP – Caso 2

Se puede apreciar en la figura IV-16 que existen 3 tipos de diámetros, de 6” (150 mm) , 8” (200 mm), 12” (300 mm) y 20” (500 mm), siendo esta última la red principal. Como se observa, la configuración del caso 2 es muy diferente al caso 1, incluso el caso 2 con 4 sectores varía significativamente de los otros 2 arreglos y esto es debido a la topografía y al trazo de las calles.

En la tabla IV-4 se muestra la población a servir para cada uno de los sectores en ambos casos. El gasto en m³ por día es una estimación de la demanda de agua de cada sector, esto sin considerar fugas. El consumo utilizado fue de 150 l/hab/día.

Sector	Población (hab)		Gasto (m ³ /día)	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
S1	2,008	840	301	126
S2	1,762	2,870	264	431
S4	2,732	1,042	410	156
S4	1,998	3,748	300	562
Total	8,500	8,500	1,275	1,275

Tabla IV-4 Suministro de agua con sectorización

En la figura IV-17 se puede observar el volumen de agua diario estimado para diferentes PTR con control de presiones y sectorización.

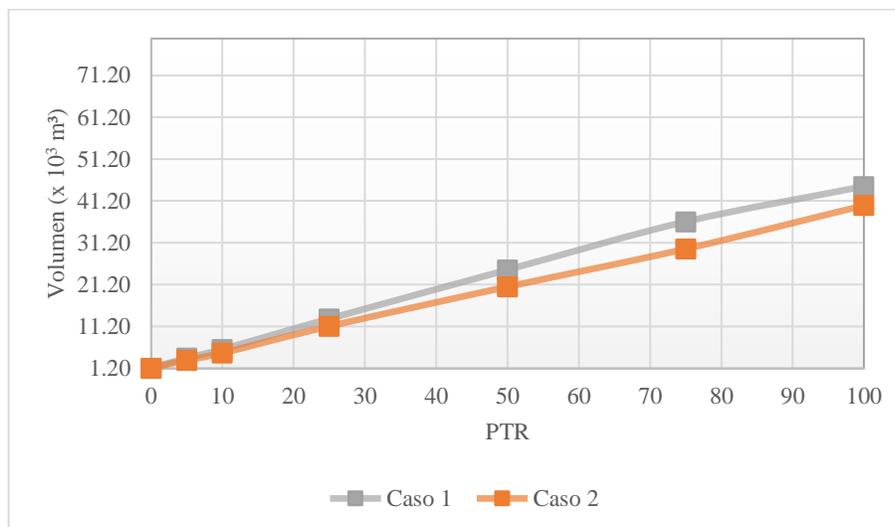


Fig. IV-17 Volumen total con sectorización y control de presiones

Se instalaron 4 VRP con diferente valor de ajuste hacia aguas abajo. Para la obtención de estos valores fue necesario ajustar el valor aguas abajo de la VRP mediante diversas pruebas hasta obtener presiones dentro de los límites previamente establecidos. En la tabla IV-5 se muestra los valores para cada VRP y en las figuras IV-18 y IV-19 su ubicación.

Sector	VRP	Ajuste aguas abajo (kg/cm²)	
		Caso 1	Caso 2
1	V1	2.3	1.6
2	V2	2.4	1.5
3	V3	2.3	1.6
4	V4	2.3	2.0

Tabla IV-5 Ajuste aguas debajo de VRP

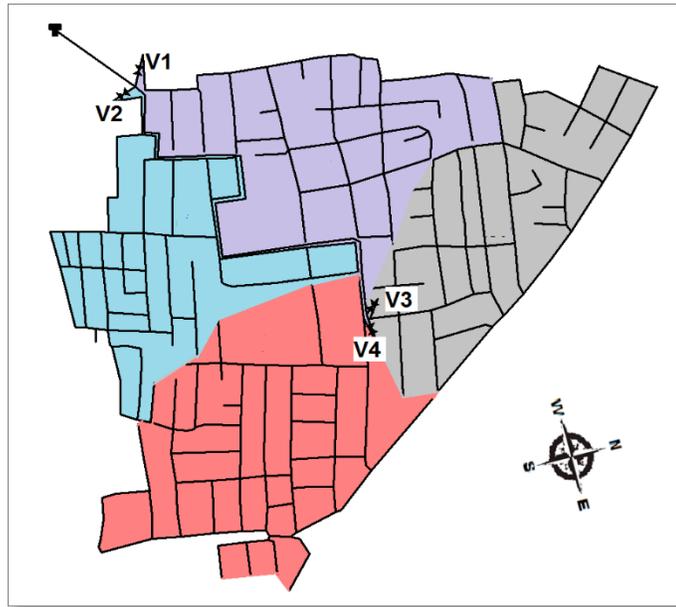


Fig. IV-18 Ubicación de VRP - Caso 1

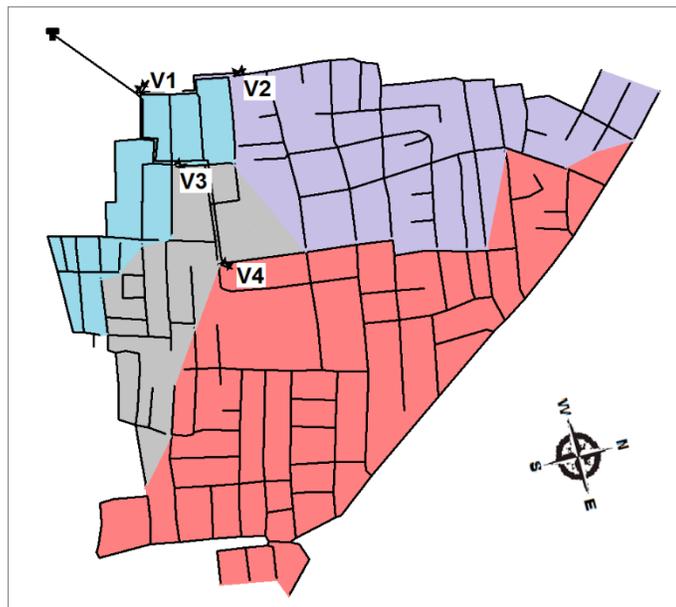


Fig. IV-19 Ubicación de VRP - Caso 2

En la figuras IV-20 y IV-21 se muestra la distribución de presiones con diferentes condiciones regulación.

En ambos casos, se empezó regulando el sector S1 únicamente, posteriormente el sector S1 y

S2, y así hasta regular los 4 sectores.

Se observa que la distribución de presiones con valor de 2 a 3.5 kg/cm² (Caso 1 figura IV-20) y 1.5 a 3.5 kg/cm² (caso 2 figura IV-21) incrementa al ir regulando las presiones en los sectores.

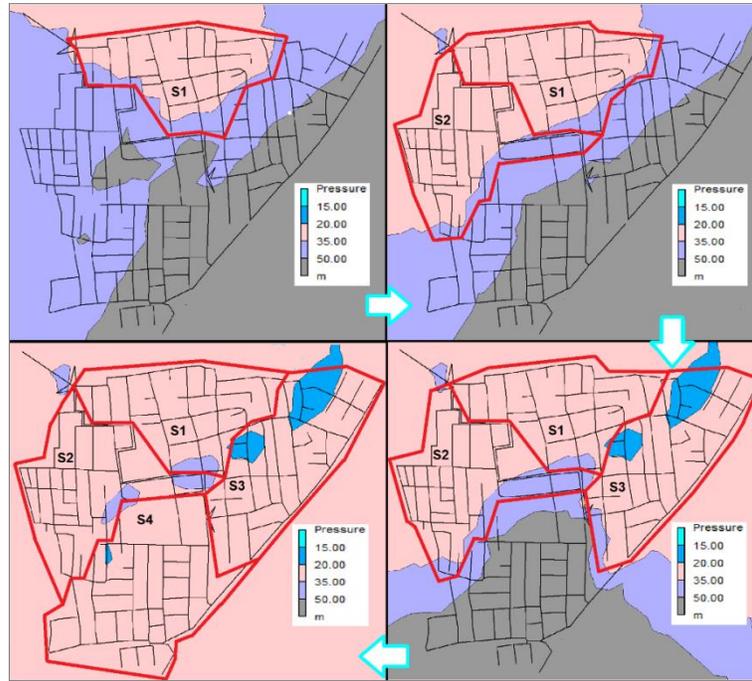


Fig. IV-20 Distribución de presiones para diferentes número de sectores regulados Caso 1

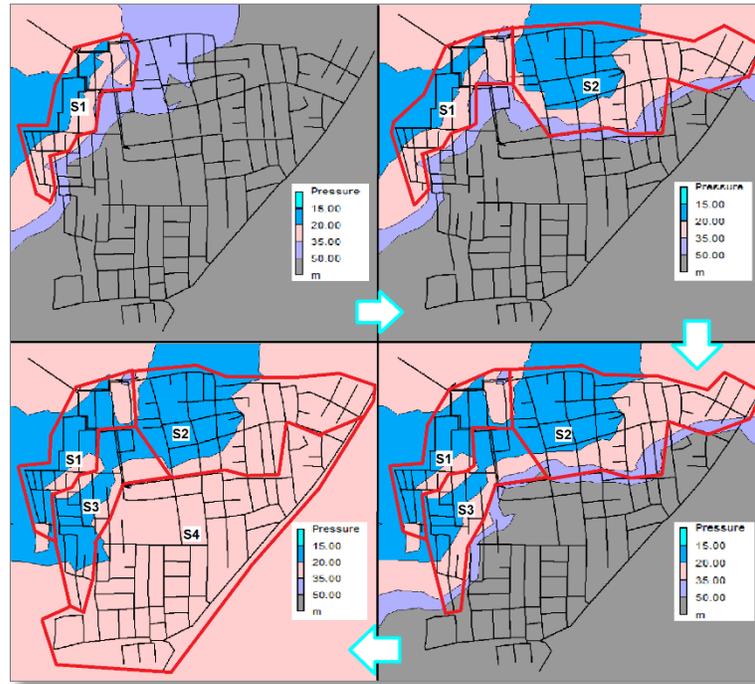


Fig. IV-21 Distribución de presiones para diferentes número de sectores regulados Caso 2

En las figuras IV-22 a IV-28 se muestran las presiones resultantes con regulación de presión para los dos casos propuestos.

Tan solo con regular la presión considerando un solo sector, las presiones en la red llegan a ser de 1.5 kg/cm^2 a no más de 3.5 kg/cm^2 (figura IV-22).

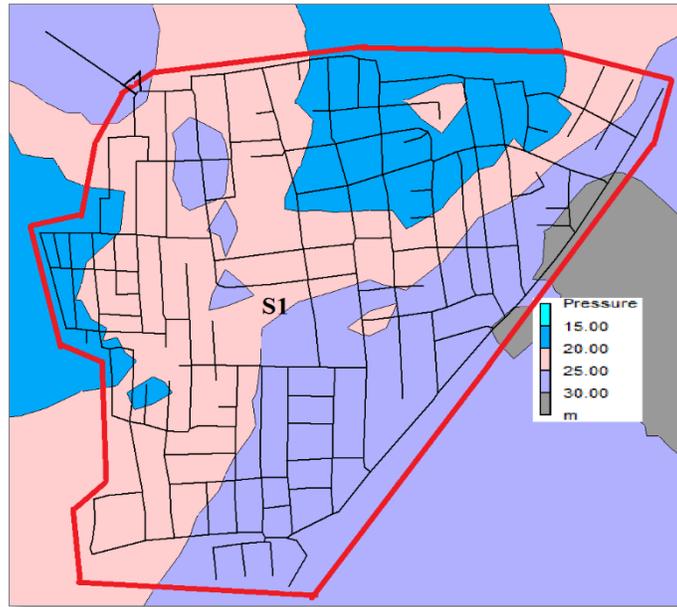


Fig. IV-22 Regulación de presiones con 1 sector

En las figuras IV-23 y IV-24 la distribución de presiones con control son diferentes, a pesar de que el número de sectores es el mismo. Para el caso 1, en los distintos arreglos de sectores el rango de presiones que aparecen en la red va de 1.5 a 3 kg/cm². Sin embargo, el área de distribución con presiones no aumenta al dividir a la red en más sectores, esto sucede en parte a que las dimensiones de los diámetros en los distintos arreglos de sectorización son diferentes y al no tomar en cuenta a la topografía. Para el caso 2, el rango de presiones que aparecen en la red va de 1.5 a 3 kg/cm². Se nota un cambio de distribución de presión entre los diferentes arreglos de sectorización, siendo cada vez mayor el área con presiones de 2 a 2.5 kg/cm² al pasar de 2 a 3 sectores y de 1.5 a 2 kg/cm² al pasar a 4 sectores.

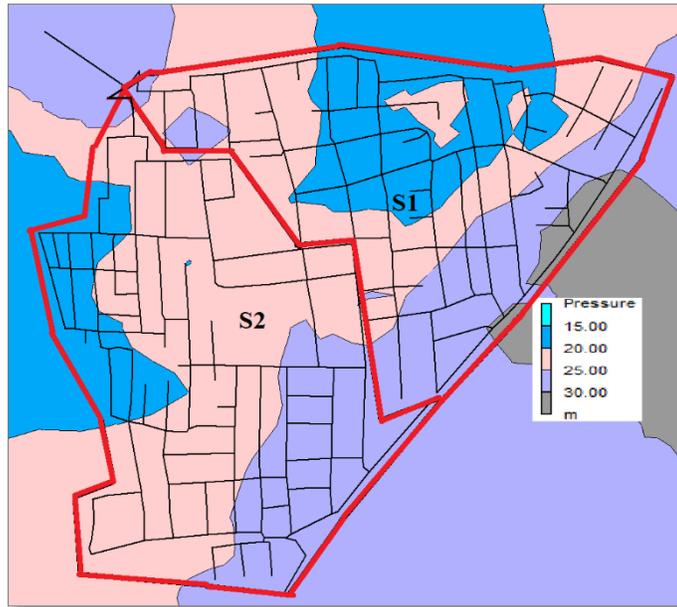


Fig. IV-23 Regulación de presiones con 2 sectores – Caso 1

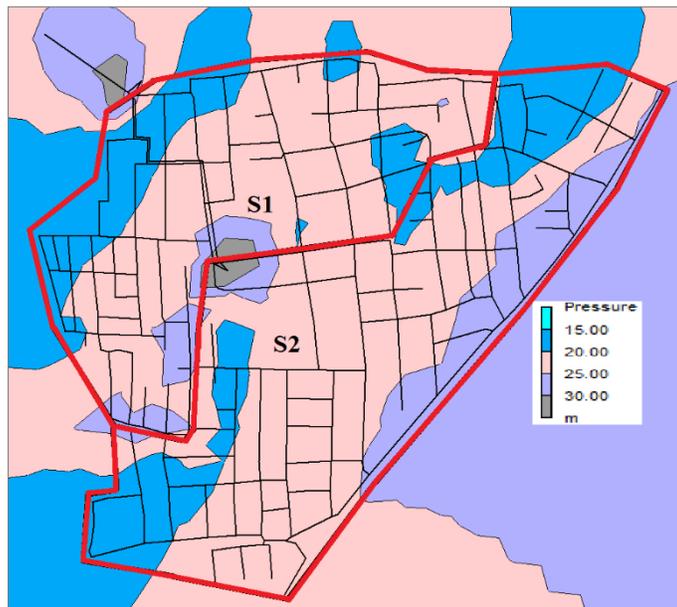


Fig. IV-24 Regulación de presiones con 2 sectores – Caso 2

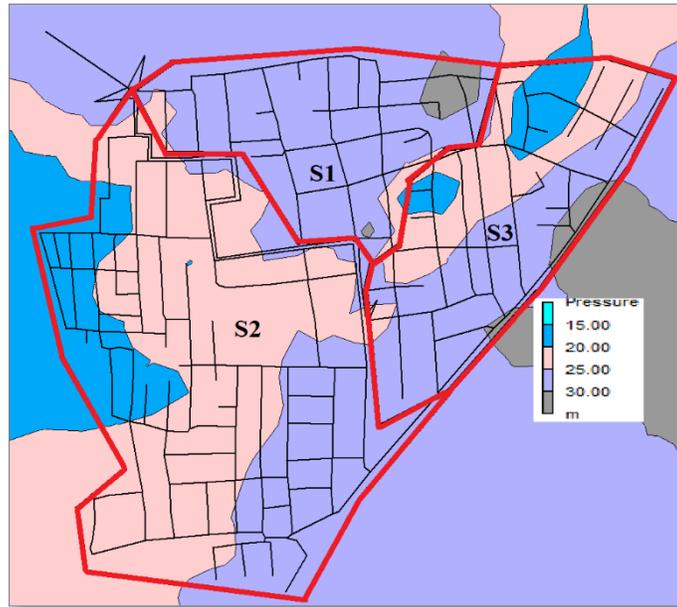


Fig. IV-25 Regulación de presiones con 3 sectores – Caso 1

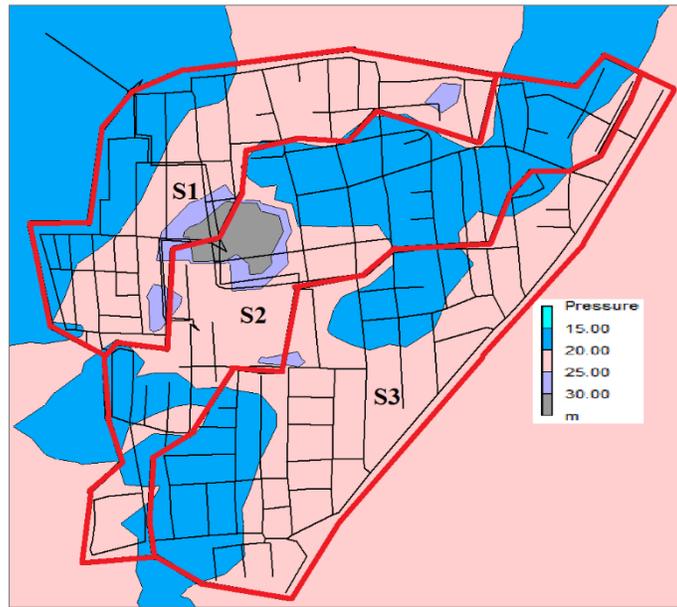


Fig. IV-26 Regulación de presiones con 3 sectores – Caso 2

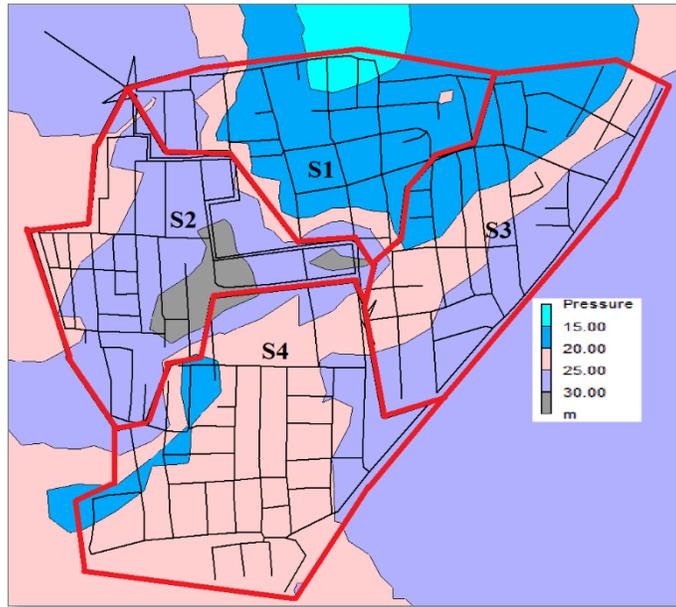


Fig. IV-27 Regulación de presiones con 4 sectores – Caso 1

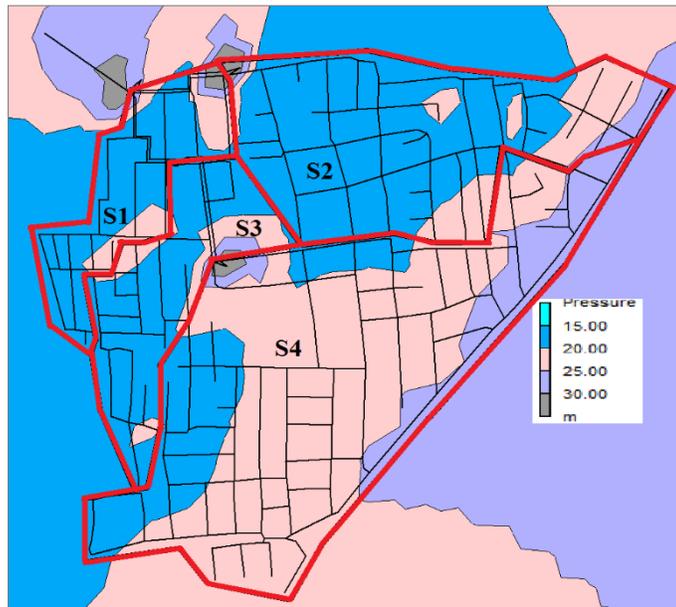


Fig. IV-28 Regulación de presiones con 4 sectores – Caso 2



CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS



V. ANÁLISIS DE RESULTADOS

V.1 COMPARACIÓN DE PRESIONES

Ajusco Medio

En las figuras V-1 y V-2 se observa las condiciones de operación de la red, con y sin control de presiones. Se puede ver que la operación de la red mejora de manera importante, es decir, disminuyeron las presiones superiores a 5 kg/cm² (véase figura V-1) y únicamente aparecen presiones entre 1.5 y 5 kg/cm² (véase figura V-2), presentándose únicamente pequeñas áreas con algunos problemas de presión. En la figura V-2 se observa que realmente el área con presiones mayores a 5 kg/cm² es muy pequeña, la cual no pertenece a la red secundaria, sino que la presión pertenece a la red primaria. El valor de las presiones menores que aparecen son de aproximadamente 0.9 kg/cm². En la misma figura se aprecia que la mayor parte de la zona tiene una presión entre 1.5 y 3.5 kg/cm².

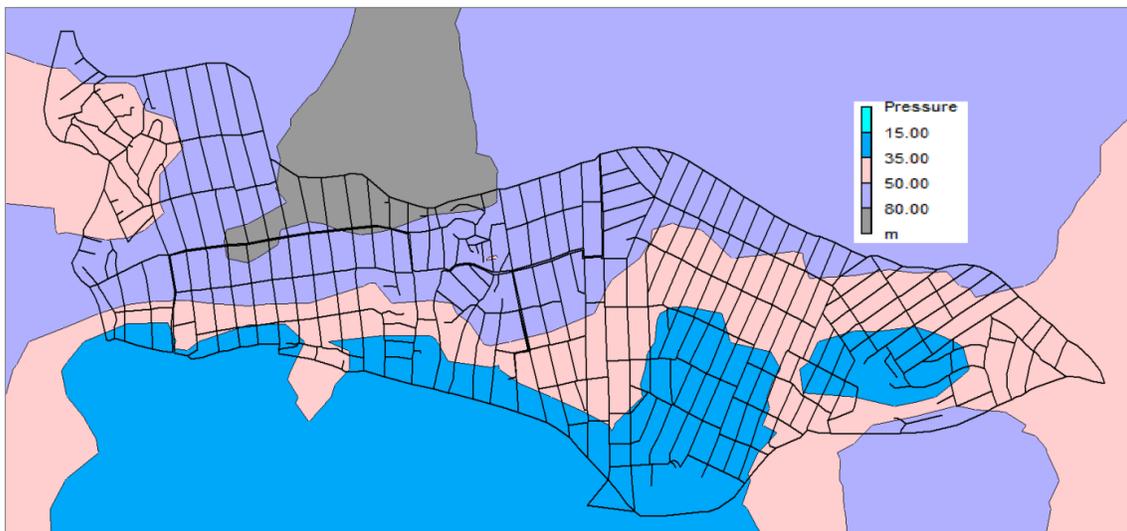


Fig. V-1 Distribución de presiones sin sectorización y sin control de presiones



Fig. V-2 Distribución de presiones con sectorización y control de presiones

Col. Amp. Emiliano Zapata

En las figuras V-3, V-4 y V-5 se muestran las condiciones de operación de la red, con y sin control de presiones. Se puede observar que disminuyeron las presiones mayores a 5 kg/cm² (véase figura V-3), y únicamente aparecen presiones entre 1.5 y 3 kg/cm² para ambos casos de sectorización (véase figuras V-4 y V-5). Y únicamente en la figura V-4 (caso 1) se presentan pequeñas áreas con problemas de presión, ya que se tienen presiones menores a 1.5 kg/cm² y mayores a 5 kg/cm². En el caso 2, se pueden ver pequeñas áreas con presiones mayores a 3 kg/cm², presiones que pertenecen a la red principal.

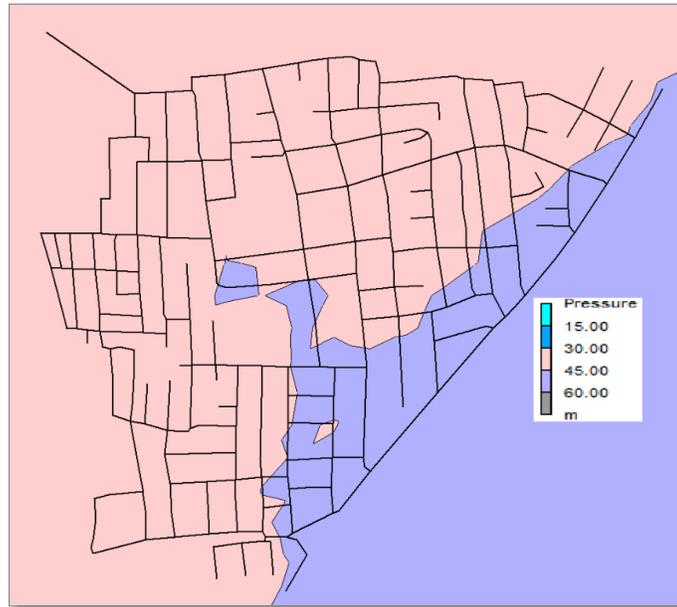


Fig. V-3 Distribución de presiones sin sectorización y sin control de presiones

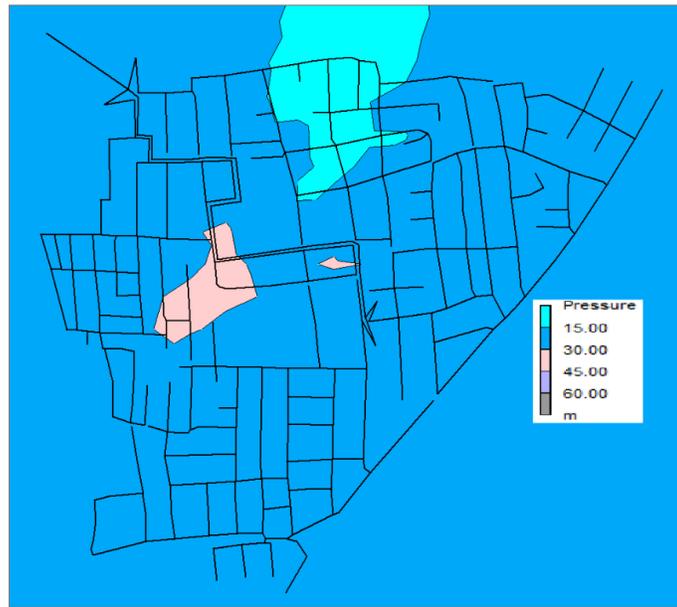


Fig. V-4 Distribución de presiones con sectorización y control de presiones – Caso 1



Fig. V-5 Distribución de presiones con sectorización y control de presiones - Caso 2

V.2 COMPARACIÓN DE GASTOS

Ajusco Medio

En la figura V-6 se muestra el volumen de agua diario estimado para diferentes porcentajes de roturas en la red, con y sin sectorización.

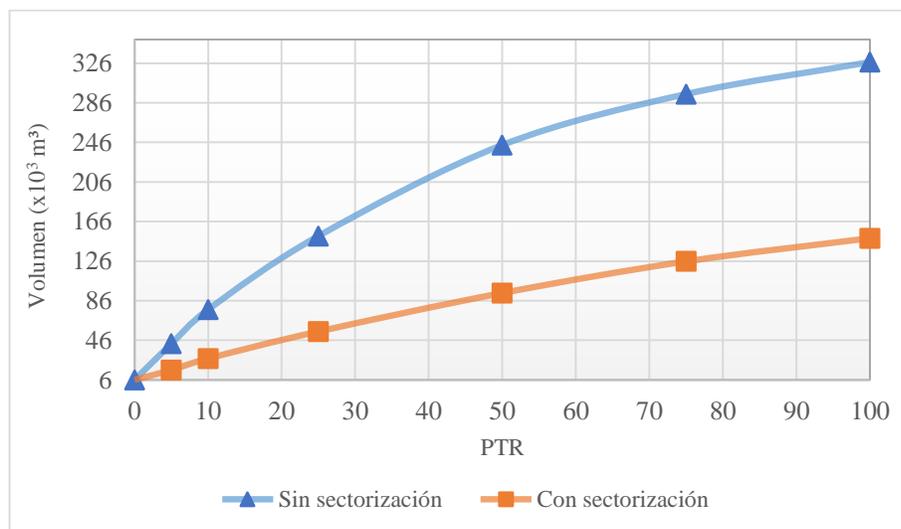


Fig. V-6 Volumen total con y sin sectorización



En la tabla V-1 se muestra el porcentaje de volumen recuperado para los diferentes PTR en la red. Como se puede observar, se tiene un importante volumen de agua recuperado al sectorizar y controlar presiones en la red. El porcentaje de volumen recuperado va de 55 a 73% aproximadamente.

PTR	Volumen (m ³)		% volumen recuperado
	Sin sectorización	Con sectorización	
5	36,433	10,020	72.5
10	70,994	21,576	69.6
25	145,401	48,896	66.4
50	237,342	87,783	63.0
75	288,800	119,739	58.5
100	321,071	143,168	55.4

Tabla V-1 % de volumen recuperado

Col. Amp. Emiliano Zapata

En las figuras V-7, V-8, V-9 y V-10 se muestran los volúmenes de agua diarios estimados para diferentes PTR.

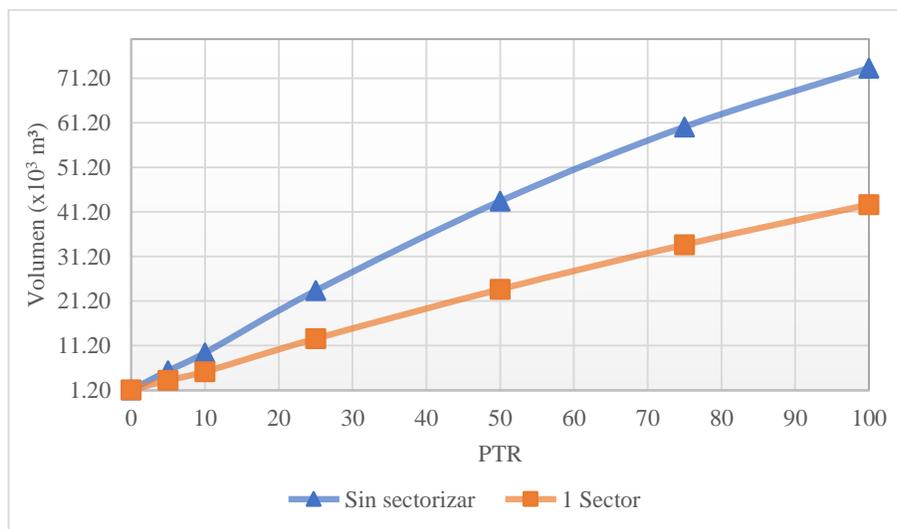


Fig. V-7 Volumen total con y sin regular presiones

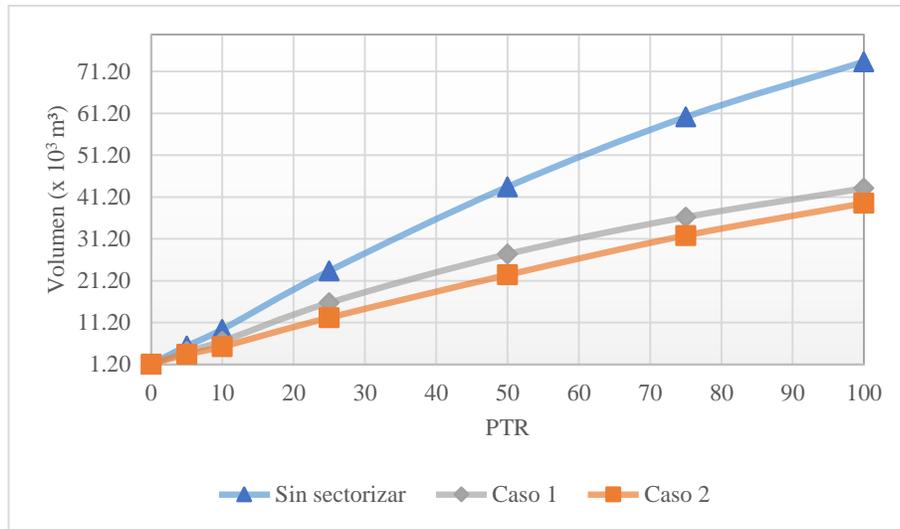


Fig. V-8 Volumen total con y sin regular presiones para 2 sectores

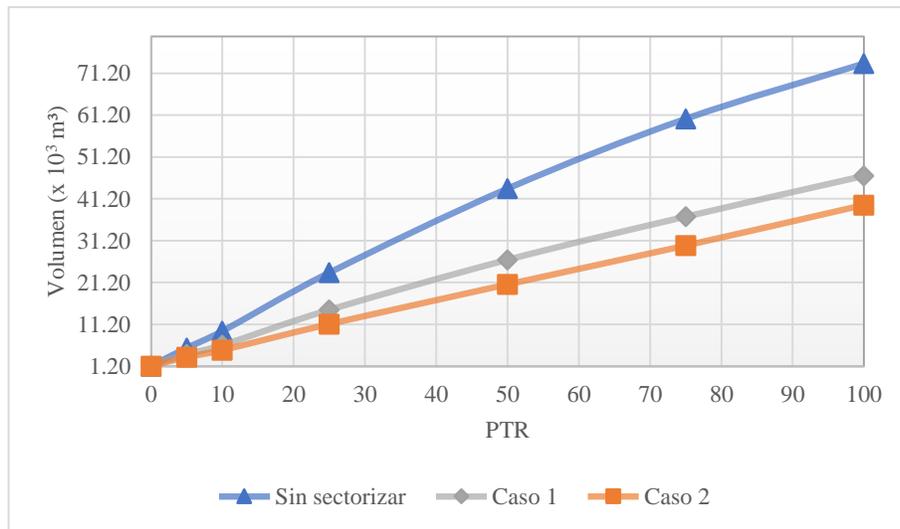


Fig. V-9 Volumen total con y sin regular presiones para 3 sectores

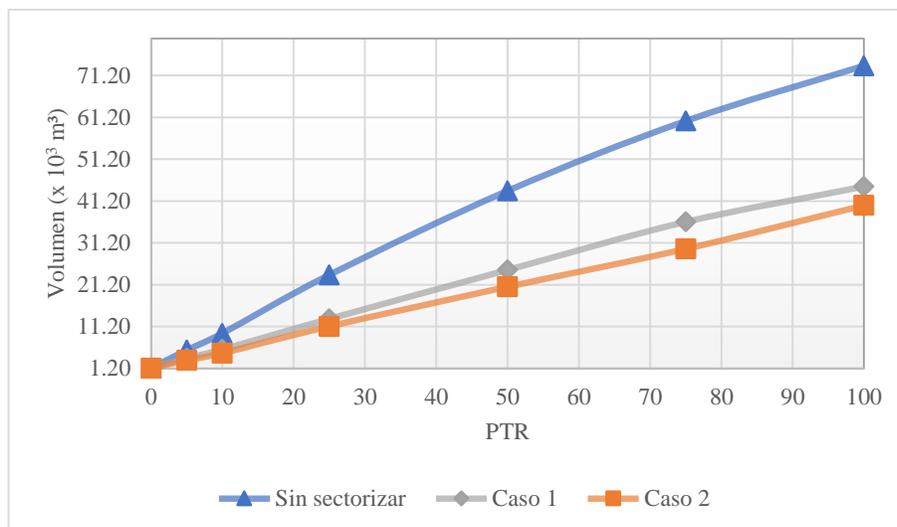


Fig. V-10 Volumen total con y sin regular presiones para 4 sectores

En las tablas V-2 y V-3 se muestra el porcentaje de volumen recuperado para diferentes PTR en la red.

PTR	% Volumen recuperado (caso 1)			
	Número de sectores			
	1	2	3	4
5	49.43	29.72	34.67	45.04
10	50.76	34.12	40.22	46.22
25	48.35	34.13	39.85	47.15
50	46.68	37.96	40.14	44.65
75	44.80	40.51	39.59	40.82
100	42.42	41.85	37.17	39.96

Tabla V-2 % de volumen recuperado caso 1

PTR	% Volumen recuperado (caso 2)		
	Número de sectores		
	2	3	4
5	45.18	50.84	56.39
10	49.64	54.49	56.96
25	50.18	55.15	55.17
50	49.65	54.01	54.13
75	47.93	51.29	51.74
100	46.78	46.76	46.18

Tabla V-3 % de volumen recuperado caso 2

En la tabla V-2 se puede observar que para un sector con control de presiones, se recupera del 42 al 51% del volumen sin sectorizar. Sin embargo, en la misma tabla, se aprecia que para 2, 3



y 4 sectores (caso 1) el porcentaje de volumen recuperado va de 30 a 47%.

En la tabla V-3 se muestra el porcentaje de volumen recuperado para el caso 2, con 2, 3 y 4 sectores. El porcentaje que se recupera va de 45 a 57%. Por lo tanto, se tiene mayor volumen recuperado con la sectorización del caso 2. Aunque si se considera a la red como un sector y se regula la presión, se tiene una reducción importante de volumen por fugas.

V.3 COMPARACIÓN DE OPERACIÓN

Ajusco Medio

En la tabla V-4 se comparan los volúmenes de suministro a la red para los tres tipos de servicio. En el intermitente es claro que el volumen es muy pequeño por el hecho de brindar un periodo corto de servicio a solo una parte de la población. Si se pasa aún servicio continuo sin realizar sectorización ni control de presiones, el volumen demandado se incrementaría alrededor de 50 veces el volumen actual recibido abasteciendo a toda la población. Si la zona es sectorizada con regulación de presiones, el volumen demandado sería mayor que el que se recibe actualmente pero dando servicio a toda la zona (6 veces).

Tanque	Volumen (m ³)		
	Tipo de servicio		
	Intermitente	Continuo sin sectorizar	Continuo sectorizado
14	2,648	168,321	15,546
13	3,248	126,409	21,066
Total	5,896	294,730	36,613

Tabla V-4 Comparación del volumen total suministrado en un día con 15% de roturas en la red

En el servicio intermitente se considera un gasto promedio por tanque de 45 l/s. Para la obtención del volumen total por día se supone que ambos tanques se vacían 2 veces por día en un periodo de 4 hrs.

El volumen suministrado con servicio continuo considera el consumo (150 l/hab/día) y las

fugas para un 15% de roturas en la red.

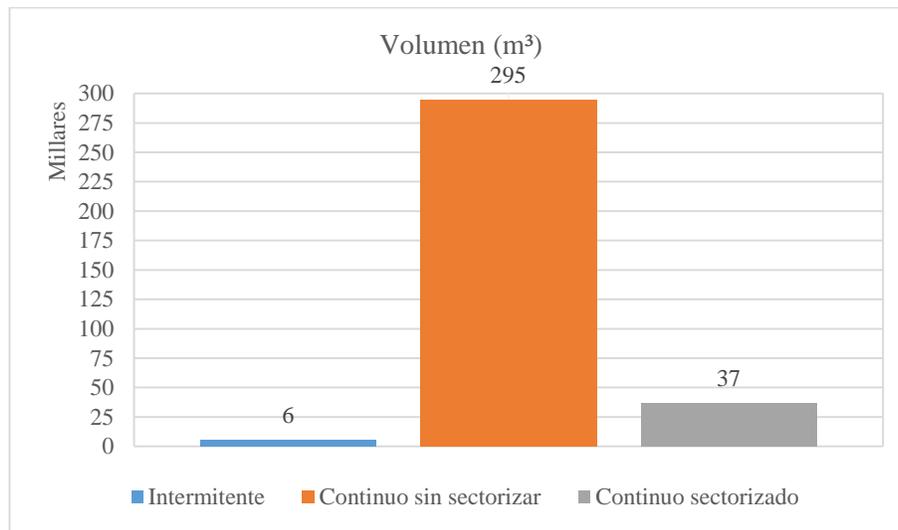


Fig. V-11 Volumen suministrado en un día con 15% de roturas en la red

En la figura V-12 se muestra el área que abastece cada tanque actualmente, y en la figura V-13 se observa el área de distribución de cada tanque con sectorización. Actualmente el tanque T-14 es el que abastece a más población, y con la sectorización es el tanque T-13 quien suministra el mayor volumen a la red.

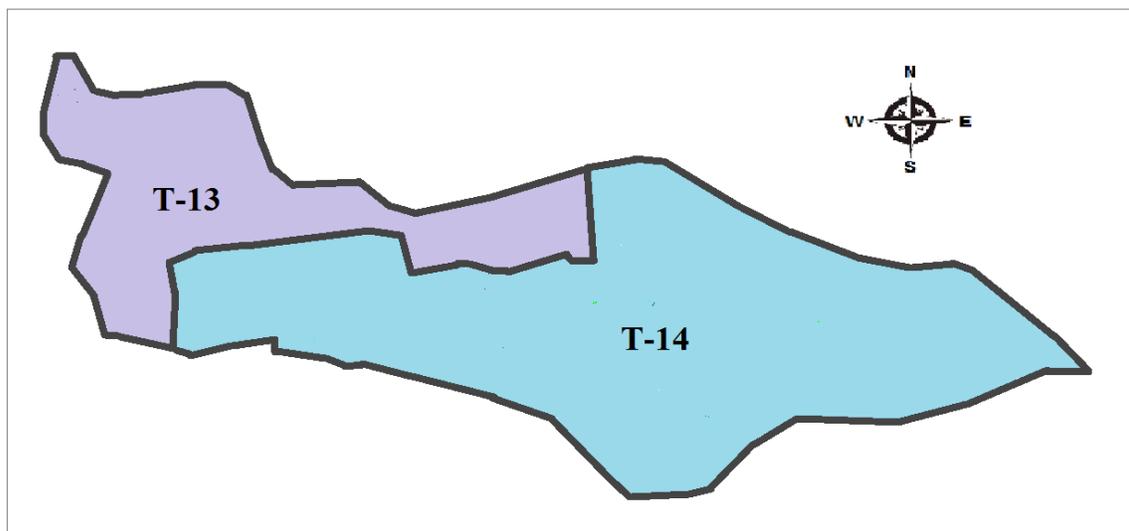


Fig. V-12 Distribución actual

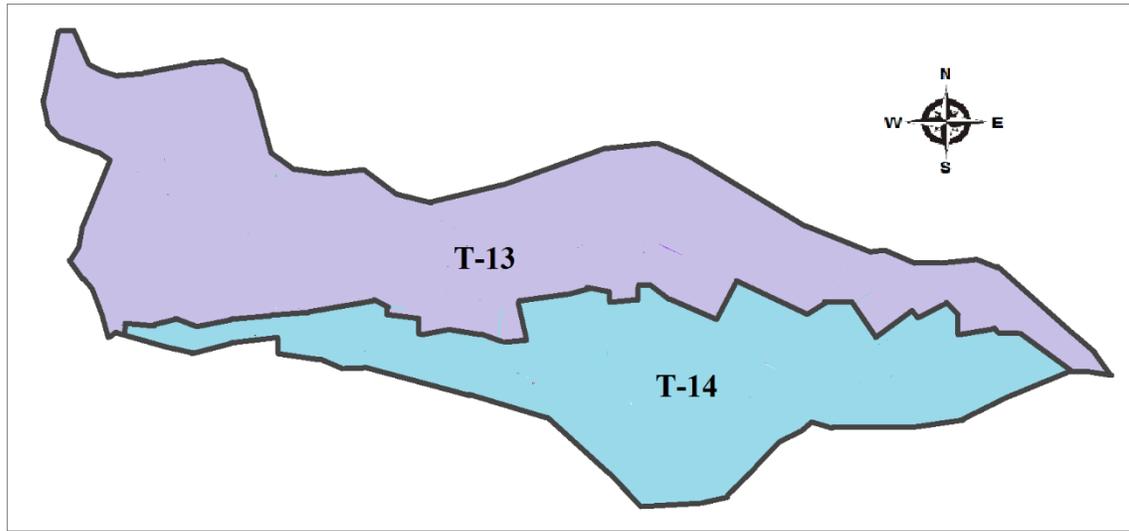


Fig. V-13 Distribución con sectorización

Col. Amp. Emiliano Zapata

En la tabla V-5 se comparan los volúmenes de suministro a la red para los tres tipos de servicio. En el intermitente es claro que el volumen es muy pequeño por el hecho de brindar un periodo corto de servicio a la población. Sí se pasa aún servicio continuo sin realizar sectorización ni control de presiones, el volumen demandado se incrementaría 7 veces el volumen actual recibido abasteciendo a toda la población. Si la zona es sectorizada con regulación de presiones, el volumen demandado sería mayor que el que se recibe actualmente pero dando servicio a toda la zona (4 veces). Se puede ver que el ahorro de volumen de agua es muy similar en ambos casos de sectorización, ya que la diferencia entre estos es de aproximadamente 1000 m³.

Volumen (m ³)			
Tipo de servicio			
Intermitente	Continuo sin sectorizar	Continuo sectorizado	
		Caso 1	Caso 2
2,000	14,246	8,180	6,990

Tabla V-5 Comparación del volumen suministrado en un día con 15% de roturas en la red

En el suministro intermitente se considera que el tanque se vacía 2 veces por semana y que

mientras suministra no recibe agua.

El volumen suministrado con servicio continuo considera el consumo (150 l/hab/día) y las fugas para un 15% de roturas en la red.

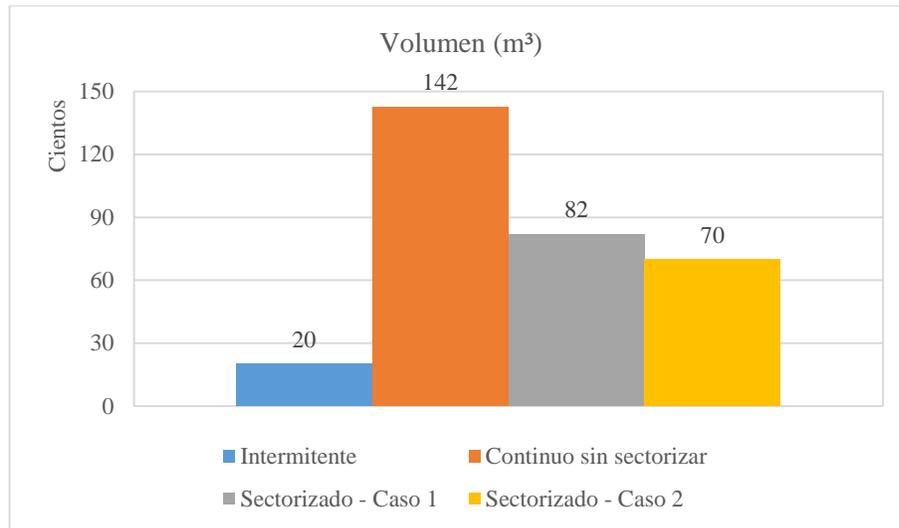


Fig. V-14 Volumen suministrado en un día con 15% de roturas en la red

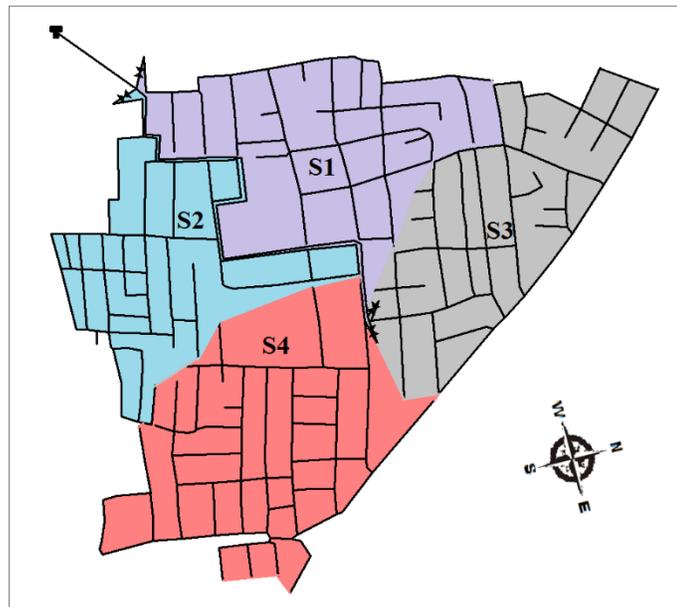


Fig. V-15 Distribución Caso 1

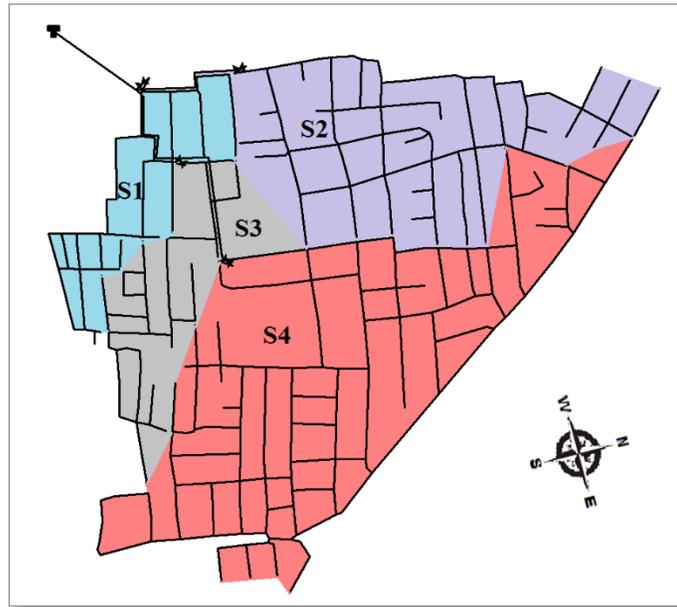


Fig. V-16 Distribución Caso 2



CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES





VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Uno de los grandes problemas que se tienen en las redes de agua potable, son las fugas. El comportamiento de estas es muy complejo y es por ello que muchos programas que se han implementado para su reducción han fracasado. El fracaso se debe en gran medida al desconocimiento de la relación presión-fugas entre otros factores. Es por esto que la sectorización es pieza clave en la solución, ya que por una parte permite controlar las presiones (y con ellos reducir fugas) y por otro lado mejora la operación y mantenimiento de la red.

Se propusieron dos criterios para sectorizar, por topografía y por tamaño del sector. Estos no son excluyentes y dependiendo de la zona se puede aplicar, alguno de los dos o ambos. En el criterio topográfico se pretende seguir las elevaciones, pero se debe tomar en cuenta el trazo de la red.

El trazo de la urbanización juega un papel muy importante en los servicios de la misma. Un mal trazo, como se observa principalmente en Ajusco Medio, provoca que se tengan problemas en muchos servicios (Agua potable, Alcantarillado, Vialidades, etc.). Aunque no es objetivo de la tesis revisarlos todos, es conveniente que se tenga una visión integral al momento de fraccionar.

En este trabajo se utilizó una expresión potencial para determinar el gasto por fugas. Dicha expresión necesita dos parámetros, uno lineal y uno exponencial. Al no tener datos de la red, estos dos parámetros se supusieron. Para el valor de exponencial se siguió la recomendación de que si no se sabe nada de la red se utilice el valor de 1 (es decir que las fugas son linealmente dependientes de la presión). El otro parámetro se supuso igual a 0.1 que posiblemente es alto, sin embargo no cambia las relaciones de fugas entre sectorizar y no sectorizar. Para tener datos más confiables estos parámetros deben determinarse en campo.

Al sectorizar la red, se logró independizar la red primaria de la secundaria. Esto permitió incrementar la presión en la red principal sin afectar la presión de la red secundaria, y por



tanto sin afectar la cantidad de agua que se pierde provocada por fugas.

A través de los sectores hidrométricos propuestos, se logró obtener el volumen entregado a cada sector, por lo que fue posible evaluar los volúmenes de pérdidas de agua.

En ambas zonas de estudio, se observó una reducción importante de volúmenes al controlar las presiones. Dicha reducción es más notoria cuando en la zona se tienen grandes desniveles. El volumen recuperado en la zona de alta pendiente (Ajusco Medio) fue del 55 a 73% y en la zona de poca pendiente (Col. Amp. Emiliano Zapata) de 30 a 47% para el caso 1 y de 45 a 57% para el caso 2. Con la instalación de válvulas reguladoras de presión (VRP), fue posible reducir las presiones en la red secundaria, teniendo presiones entre 1.5 y 5 kg/cm².

De acuerdo a los resultados antes presentados, se puede decir que los objetivos planteados al inicio del trabajo se cumplieron al lograr un mejor control del gasto suministrado y de las presiones en la red, además de reducir de manera importante las pérdidas de agua ocasionadas por las constantes fugas.

Otros de los beneficios que se tienen al sectorizar, es que al tener un control de presiones, es posible reparar fugas sin afectar a otros sectores, además se aumenta la vida útil de las tuberías al tener presiones controladas.

Se recomienda que se implementen programas de supervisión y mantenimiento a los sitios de control y medición instalados en los sectores, para que la operación del sistema mejore. De igual manera es importante que se verifique que las válvulas en los sitios de control y entradas a los sectores funcionen adecuadamente y que no tengan movimientos o variaciones en su apertura, ya que de no hacerlo el problema no se soluciona.



REFERENCIAS





REFERENCIAS

- (27 de Mayo de 2003). *Ley de Aguas del Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Alcarez García, M. (Julio de 2006). *Modelación y Simulación de Redes Hidráulicas a Presión Mediante Herramientas Informáticas*. Cartagena, Colombia.
- Arnal Simón, L., & Bentacourt Suárez, M. (2011). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas. *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. México, D.F.: Trillas.
- Atuñez, E., Maldonado, J., & P. Hansen, M. (Noviembre de 2010). La tecnología en el proceso de búsqueda de fugas en redes de agua potable en México. *XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Punta del cielo, Uruguay.
- BERMAD. (s.f.). *Sistema Control de Presiones*. México, DF.
- Capella Vizcaíno, A. (Enero de 2001). *Control de Presiones y Reducción de Fugas en el Sector Santa Lucia I*. México, D.F.
- Capella Vizcaíno, A. (Enero de 2001). *Control de Presiones y Reducción de Fugas en la Red de Agua Potable del Poniente de la Ciudad de México*. México, D.F.
- Capella Vizcino , A., Vega Serratos, B., & Herrera Alanís, J. (Diciembre de 2008). Programa de Reducción de Fugas. *Programa a Largo Plazo para el abastecimiento de Agua Potable a la Zona Metropolitana del Valle de México, Anexo I*. México, D.F.
- Capella, V. A., Serratos, V. B., & Herrera, A. J. (2008). Consideraciones sobre los consumos. *Programa a Largo Plazo para el Abastecimiento de Agua Potable a la Zona Metropolitana del Valle de México, Anexo III*. México, D.F.
- CNA. (Junio de 2001). Cálculo de la Demanda de Agua Potable. *Nt-009-CNA-2001*. México,



D.F.

CONAGUA. (Noviembre de 1996). Redes de Distribución. *Subdirección General Técnica*. México, D.F: Subdirección General Técnica.

CONAGUA. (2000). Redes de Distribución de Agua Potable - Especificaciones de Hermeticidad y Métodos de Prueba. *NOM-03-CNA-2000*. México, D.F.

CONAGUA. (Diciembre de 2007). *Datos Básicos*. México, D.F.

CONAGUA. (Diciembre de 2007). *Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario*. México, D.F.

CONAGUA. (Diciembre de 2007). Redes de Distribución. *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. México, D.F.

IMTA. (2007). Sección #6 Conceptos de reducción y control de pérdidas, y de sectorización de redes de distribución. D.F.

Ochoa, L. (2014). *Sectorización de redes de distribución*. México, DF: IMTA, ANEAS.

Rossmann, L. (Versión 2.0 vE). *EPANET 2 MANUAL DE USUARIO*. Universidad Politécnica de Valencia.

Saldarriaga V., J. G. (1998). *Hidráulica de Tuberías*. Colombia: Mc Graw Hill.

Saldarriaga, J., Naranjo, G., & Rothstein, E. (Noviembre de 2010). Metodologías para la Sectorización de Redes Existentes de distribución de Agua Potable. *XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica Punta del Este*. Punta del Este, Uruguay.